

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

**“DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION
ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON
DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS
AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE”**

TESISTAS:

Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique

Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto

ASESOR:

Ms. VILLAVICENCIO GONZÁLES Felipe Eleuterio

Nuevo Chimbote – Perú

2022

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

**“DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION
ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON
DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS
AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE”**

REVISADO Y APROBADO POR EL ASESOR:



Ms. Felipe Villavicencio González
ASESOR

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

**“DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION
ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON
DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS
AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE”**

Sustentada y Aprobada por el siguiente Jurado Evaluador el día
24 de Enero del año 2022:


Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Presidente


Ing. Iván Eliseo León Malo
Secretario


Ms. Felipe Eusebio Villavicencio González
Integrante

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

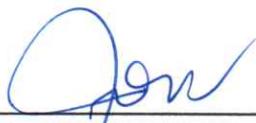
A los 24 días del mes de enero del año dos mil veintidós, siendo las cinco de la tarde, cumpliendo el con la Resolución N° 306-2020-CU-R-UNS (12.06.120) y la Directiva 003-2020-UNSVRAC, sobre la "ADECUACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE OBTENCIÓN DE GRADOS ACADÉMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES POR PARTE DE LOS 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° 257-2021-UNS-CFI, integrado por los docentes Ms. Janet Verónica Saavedra Vera (Presidente), Ing. Iván Eliseo León Malo (Secretario), y el Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Integrante) y en base a la Resolución Decanal N° 019-2022-UNS-FI, se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE" presentado por los Bachilleres CASTILLO MONZON CARLOS AUGUSTO y CASTELLANOS SOTELO DANIEL ENRIQUE, quienes fueron asesorados por el Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 578-2018-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
CASTELLANOS SOTELO DANIEL ENRIQUE	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, 24 de enero de 2022.



Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Presidente



Ing. Iván Eliseo León Malo
Secretario



Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
Integrante

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

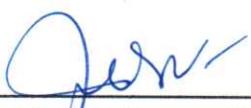
A los 24 días del mes de enero del año dos mil veintidós, siendo las cinco de la tarde, cumpliendo el con la Resolución N° 306-2020-CU-R-UNS (12.06.120) y la Directiva 003-2020-UNSVRAC, sobre la "ADECUACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE OBTENCIÓN DE GRADOS ACADÉMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES POR PARTE DE LOS 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° 257-2021-UNS-CFI, integrado por los docentes Ms. Janet Verónica Saavedra Vera (Presidente), Ing. Iván Eliseo León Malo (Secretario), y el Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Integrante) y en base a la Resolución Decanal N° 019-2022-UNS-FI, se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE" presentado por los Bachilleres CASTILLO MONZON CARLOS AUGUSTO y CASTELLANOS SOTELO DANIEL ENRIQUE, quienes fueron asesorados por el Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 578-2018-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:

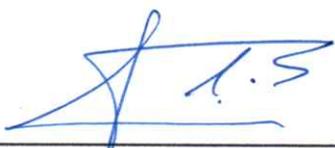
BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
CASTILLO MONZON CARLOS AUGUSTO	16	BUENO

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, 24 de enero de 2022.


Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Presidente


Ing. Iván Eliseo León Malo
Secretario


Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
Integrante

DEDICATORIA

A Dios nuestro señor por brindarme un día más de vida, por su infinito amor y brindarme la fortaleza necesaria en el camino hacia mis metas trazadas,

A mis queridos padres Jorge y Luz, por darme su apoyo en los buenos y malos momentos, aconsejándome a seguir adelante en los momentos difíciles y no rendirme por ello, siempre están en mi corazón y mi eterno agradecimiento a ustedes mis amados padres.

A mis queridos hermanos Gabriel y Mónica por estar a mi lado siempre apoyándome con su cariño incondicional y aliento a seguir adelante en busca de mis metas.

CARLOS

DEDICATORIA

A Dios por brindarme la oportunidad de desarrollarme como persona y profesional, además por protegerme y guiarme en el camino de la vida.

A mi familia, en especial a mis Padres, Miguel y Ofelia, por ser la principal herramienta en el proceso de mi desarrollo, y por estar siempre a mi lado en cada una de las etapas de mi formación personal y profesional.

A mi esposa Karla y mi hija Khaela quienes son mi motivación todos los días y siempre están ahí apoyándome a quienes las amo incondicionalmente.

DANIEL

AGRADECIMIENTO

A DIOS ya que sin su guía no hubiese sido posible alcanzar esta meta trazada en el largo camino de nuestra carrera profesional. A nuestra alma mater “Universidad Nacional del Santa” por brindarnos los conocimientos necesarios para poder desempeñarnos correctamente en nuestra profesión.

Un agradecimiento especial al Ing. FELIPE ELEUTERIO VILLAVICENCIO GONZÁLES, asesor del presente informe.

A todos nuestros profesores, de la escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Santa, por su valioso aporte en nuestra formación académica profesional, por habernos inculcado conocimientos, valores morales y experiencias.

Un agradecimiento a nuestro estimado amigo Jean Piers Chávez Aguirre por su amistad y apoyo académico.

LOS TESISISTAS

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	xii
ABSTRAC.....	xiii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	14
1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	15
1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA.....	17
1.2.1 PROBLEMA GENERAL.....	17
1.2.2 PROBLEMAS ESPECIFICOS.....	17
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION.....	17
1.3.1 OBJETIVO GENERALES.....	17
1.3.2 OBJETIVO ESPECIFICOS.....	18
1.4 JUSTIFICACION.....	18
1.4.1 JUSTIFICACION SOCIAL.....	18
1.4.2 JUSTIFICACION ECONOMICA.....	18
1.4.3 JUSTIFICACION TECNICA.....	19
1.4.4 JUSTIFICACION AMBIENTAL.....	19
1.5 LIMITACIONES DEL TRABAJO.....	19
1.5.1 LIMITACION SOCIAL.....	19
1.5.2 LIMITACIONES ECONOMICA.....	19
1.5.3 LIMITACION TECNICA.....	19
1.5.4 LIMITACION AMBIENTAL.....	20
1.6 HIPOTESIS DE LA INVESTIGACION.....	20
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	21
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	22
2.1.1 INTERNACIONALES.....	22
2.1.2 NACIONALES.....	22
2.1.3 REGIONALES.....	23
2.2 BASE TEÓRICA.....	23
2.2.1 SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL ANTISISMICO.....	23
2.2.2 SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCION SISMICA.....	24
2.2.3 TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGIA.....	25
2.2.3.1 DISIPADORES DE FLUIDOS VISCOSO.....	25

2.3	DEFINICIÓN DE TERMINOS.....	32
2.4	MARCO NORMATIVO.....	33
2.4.1	REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.....	33
2.4.2	ASCE/SEI 7-10 /Cap.18.....	33
2.4.3	FEMA 273-274, AISC Steel Construction 13th.....	33
CAPÍTULO III. MATERIALES Y METODOS.....		34
3.1	TIPO DE INVESTIGACION.....	35
3.2	NIVEL DE INVESTIGACION.....	35
3.3	UNIDAD DE ANALISIS.....	35
3.4	UBICACIÓN.....	35
3.5	POBLACION Y MUESTRA.....	35
3.6	VARIABLES.....	36
3.7	INSTRUMENTOS.....	36
3.8	PROCEDIMIENTOS.....	37
3.8.1	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	37
3.8.2	ANALISIS SISMICO ESTATICO.....	40
3.8.3	ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL – ESPECTRAL.....	51
3.8.4	ANALISIS SISMICO Y PARÁMETROS PARA LA OBTENCION DE SISMO DE DISEÑO.....	54
3.8.5	DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS.....	56
3.8.6	ANALISIS SISMICO DINAMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS.....	69
3.8.7	DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO DEL DISPOSITIVO.....	73
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		75
4.1	ANÁLISIS E INTEPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	76
4.1.1	DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DE MASA.....	77
4.1.2	DERIVAS DE ENTRE PISO.....	79
4.2	DISCUSIÓN.....	81
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		83
5.1	CONCLUSIONES.....	84
5.2	RECOMENDACIONES.....	87

CAPITULO VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS Y VIRTUALES.....	88
6.1 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	89
CAPITULO VII. ANEXOS.....	91
ANEXO N°01 MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	92
ANEXO N°02 OPERAZIONALIZACIÓN DE VARIABLES	94
ANEXO N°03 CÁLCULOS.....	96
ANEXO N°04 ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES.....	108
ANEXO N°05 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL – ESPECTRAL.....	146
ANEXO N°06 ANÁLISIS SÍSMICO Y PARÁMETROS PARA LA OBTENCIÓN DE SISMO DE DISEÑO.....	158
ANEXO N°07 DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS.....	184
ANEXO N°08 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS.....	209
ANEXO N°09 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO DEL DISPOSITIVO....	237
ANEXO N°10 PLANOS.....	269
ANEXO N°11 ESTUDIO DE SUELOS.....	280
ANEXO N°12 PANEL FOTOGRAFICO.....	357

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros λ respecto al exponente α	28
Tabla 2: Relación losa maciza	37
Tabla 3: Factores para el pre-dimensionamiento de vigas	38
Tabla 4.: Coeficientes de periodo por sistema estructural	40
Tabla 5.: Periodos según el tipo de suelo	41
Tabla 6: Factor de Zona	42
Tabla 7: Perfil del Suelo	42
Tabla 8: Categoría de la edificación	42
Tabla 9: Coeficiente de reducción sísmica	43

Tabla 10: Distorsiones Máximas Permisibles	54
Tabla 11: Parámetros para Análisis Sísmico Dinámico Modal -Espectral con R=1	55
Tabla 12: Niveles de movimiento sísmico de diseño	57
Tabla 13: Niveles de desempeño de una edificación	58
Tabla 14: Niveles de desempeño sísmico esperado	59
Tabla 15: Clasificación según el tipo de estructuras	60
Tabla 16: Hazus relaciones de deriva promedio entre pisos de los estados de daño estructural.....	61
Tabla 17: Propiedades del Perfil Metálico HSS	63
Tabla 18: Masa sísmica de la edificación del 1ro al 10mo nivel.....	67
Tabla 19: Parámetro lambda para disipador viscoso no lineal.	68
Tabla 20: Fuerzas y peso de los Disipadores	70
Tabla 21. Reducción porcentual en desplazamientos del centro de masa en el eje X.....	77
Tabla 22. Reducción porcentual en desplazamientos del centro de masa en el eje Y.....	78
Tabla 23. Reducción porcentual en derivas de entrepiso en el eje X.....	79
Tabla 24. Reducción porcentual en derivas de entrepiso en el eje Y.....	80

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica.....	23
Figura 2. Clasificación según su comportamiento.....	24
Figura 3. Comportamiento externo de un disipador de fluido viscoso.....	25
Figura 4. Esquema general de un Disipador de Energía TAYLOR DEVICES INC.....	26
Figura 5. Disposición CHEVRON.....	31
Figura 6. Disipadores en disposición Chevron Brace Mejorado.....	31
Figura 7. Disposición DIAGONAL.....	32
Figura 8. Mapa de zonificación sísmica 2018.....	41
Figura 9. Análisis de rigidez.....	43
Figura 10. Irregularidad Geométrica Vertical en Edificio de 10 niveles.....	45
Figura 11. Verificando la Discontinuidad en Edificio de 10 niveles.....	45
Figura 12. Gráfico de desplazamiento relativo máximo.....	46

Figura 13. Vista desde el ultimo nivel de la Edificación, no presenta Irregularidad por esquina entrante.....	47
Figura 14. Vista frontal de la edificación de 10 niveles, no presenta Irregularidad por discontinuidad en el diafragma.....	47
Figura 15. Valores de “K” según “T”.....	49
Figura 16. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.....	49
Figura 17. Representación de los Modos.....	51
Figura 18. Longitud del brazo metálico en el eje X, pórtico extremo Disposición Chevron Brace Mejorado.....	64
Figura 19. Longitud del brazo metálico en el eje Y, pórtico extremo Disposición Diagonal	64
Figura 20. Edificación con disipadores de fluido viscoso.....	69
Figura 21. Propiedades de los Disipadores de Fluido Viscoso – TAYLOR DEVICE.....	71
Figura 22. Dimensiones de la Placa Base -TAYLOR DEVICE.....	72
Figura 23. Desplazamientos en el centro de masa del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores en el eje X.....	77
Figura 24. Desplazamientos en el centro de masa del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores en el eje Y.....	78
Figura 25. Derivas de entrepiso del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores en el eje X.....	79
Figura 26. Derivas de entrepiso del edificio sin disipador vs edificio con disipador en el eje Y.....	80

ÍNDICE DE ECUACIONES

CAPITULO II

Ecuación 1. Ecuación General Fuerza del Disipador.....	26
Ecuación 2. Coeficiente de amortiguamiento No lineal del disipador.....	27
Ecuación 3. Factor de reducción de respuesta (B).....	28
Ecuación 4. Amortiguamiento efectivo.....	28
Ecuación 5. Amortiguamiento viscoso.....	29
Ecuación 6. Rigidez del dispositivo “K” (Rigidez del brazo metálico).....	29
Ecuación 7. Tensión nominal para el diseño del brazo metálico.....	30

Ecuación 8. Compresión nominal para el diseño del brazo metálico.....	30
CAPTULO III	
Ecuación 9. Peralte o altura de la losa maciza.....	37
Ecuación 10. El peralte de la losa aligerada.....	37
Ecuación 11. Peralte de la viga.....	38
Ecuación 12. Ancho de la viga.....	38
Ecuación 13. Area de la columna centrada.....	39
Ecuación 14. Area de las columnas excéntricas y esquinadas.....	39
Ecuación 15. Periodo Fundamental T_{xy}	40
Ecuación 16. Factor de Amplificación Sísmica (C).....	41
Ecuación 17. Fuerza cortante en la base.....	48
Ecuación 18. Distribución de la fuerza sísmica en altura.....	49
Ecuación 19. Desplazamientos Laterales y Control de Derivas.....	51
Ecuación 20. Masa Traslacional.....	52
Ecuación 21. Masa Rotacional.....	52
Ecuación 22. Aceleración Espectral.....	52
Ecuación 23. Desplazamientos inelásticos.....	54
Ecuación 24. Factor de reducción de respuesta.....	62
Ecuación 25. Amortiguamiento efectivo.....	62
Ecuación 26. Rigidez del brazo metálico.....	63
Ecuación 27. Coeficiente de Amortiguamiento no Lineal (C).....	65
Ecuación 28. Amplitud de desplazamiento relativo del modo 1.....	66
Ecuación 29. Frecuencia angular en la dirección.....	66
Ecuación 30. Coeficiente de amortiguamiento no lineal unitario del disipador.....	68
Ecuación 31. Velocidad Máxima.....	73

RESUMEN

En el presente trabajo se tuvo como objetivo general evaluar el desempeño sísmico no lineal de una Edificación esencial de 10 pisos ante un sismo severo, optimizado con disipadores de fluido viscoso en Urb. Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote. Se evaluó la reducción del daño a la edificación ante un evento sísmico severo mediante el uso de disipadores de fluido viscoso, para lo cual se cumplió con las disposiciones de la norma NTP E - 030 Diseño Sismorresistente (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entre piso máxima permisible), norma de la “Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE/SEI 7-10” capitulo 18, la metodología HAZUS de relación daño – deriva y el SEAOC VISION 2000, se incrementó el amortiguamiento de la edificación, con lo cual se redujo los desplazamientos, esfuerzos y daños en equipamiento y elementos estructurales.

Una de las partes fundamentales de esta tesis fue evaluar el desempeño sísmico para una estructura esencial con disipadores de energía de fluido viscoso en la ciudad de Nuevo Chimbote, la cual se encuentra ubicada en la zona cuatro, siendo esta zona la que posee la máxima aceleración horizontal para un sismo raro con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

Entre las principales ventajas técnicas que nos ofrece, es reducir las distorsiones de entrepiso, adicionar amortiguamiento entre un 20 al 40%, reducir las fuerzas sísmicas de diseño, reducir la energía sísmica en la edificación hasta en un 80% y son ideales para edificios nuevos y para el reforzamiento de edificios existentes.

Palabras clave: Desempeño sísmico no lineal, Disipadores de fluido viscoso, Análisis estático, Análisis dinámico, Análisis tiempo – historia, Edificación esencial.

ABSTRAC

In the present work, the general objective was to evaluate the non-linear seismic performance of an essential 10-story building in the face of a severe earthquake, optimized with viscous fluid heatsinks in Urb. Buenos Aires, Nuevo Chimbote District. The reduction of the damage to the building was evaluated in case of a severe seismic event through the use of viscous fluid heatsinks, for which the provisions of the NTP E-030 Seismic-resistant Design (minimum shear force at the base, distortion of the base between maximum permissible floor), norm of the “American Society of Civil Engineers ASCE / SEI 7-10” chapter 18, the HAZUS methodology of damage - drift relationship and the SEAOC VISION 2000, the building buffer was increased, with which the displacements, efforts and damages in equipment and structural elements were reduced.

One of the fundamental parts of this thesis was to evaluate the seismic performance for an essential structure with viscous fluid energy dissipators in the city of Nuevo Chimbote, which is located in zone four, being this area the one that has the maximum acceleration horizontal for a rare earthquake with a 10% chance of being exceeded in 50 years.

Among the main technical advantages that it offers us, is to reduce the distortions of the mezzanine, add damping between 20 to 40%, reduce the seismic forces of design, reduce the seismic energy in the building up to 80% and are ideal for new buildings and for the reinforcement of existing buildings.

Keywords: Nonlinear seismic performance, Viscous fluid dissipators, Static analysis, Dynamic analysis, Time - history analysis, Essential building.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN



CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

“Los sistemas de protección sísmica como los amortiguadores de fluido viscoso se vienen usando desde el año 1968 en la industria militar y aeronáutica como sistema de absorción de impactos” (Romero, 2013, P.VI).

La aplicación de estos sistemas viene demostrando que mejoran el desempeño sísmico, reduciendo así las pérdidas de vidas humanas y de equipos de alto valor (Romero, 2013, P.VI).

“Estos sistemas de Amortiguamiento se vienen utilizando desde 1968 en la industria militar y aeronáutica como absorción de impactos. Actualmente son utilizados para el control de vibraciones en edificios sometidos a la acción de sismos y viento” (Guevara & Torres, 2012, p.1)

Rivera Cano, R. (2016) en su tesis titulada “Estudio numérico para evaluar la efectividad de disipadores energéticos para la protección de edificios patrimoniales religiosos ante una sollicitación sísmica” de la universidad Autónoma de Aguascalientes - México, México ha sido afectado por sismos a través de su historia, que han ocasionado daños muy graves y un cuantioso número de víctimas, en el sur y noroeste del país. Siendo estas áreas pobladas de importante riesgo sísmico.

Tena Colunga, A. (2004) en su trabajo “Rehabilitación de estructuras en México utilizando disipadores pasivos de energía”, a causa de los daños estructurales ocurridos en los edificios de mediana altura en la ciudad de México durante los eventos sísmicos de septiembre de 1985, los ingenieros de la práctica y académicos mexicanos se interesaron en técnicas del control de la respuesta sísmica, en particular la disipación



pasiva de energía, como una solución viable para la rehabilitación de las estructuras dañadas por el evento sísmico, así como una alternativa atractiva para el diseño de las estructuras nuevas.

El Perú considerado como país altamente sísmico por ubicarse en el cinturón de fuego, ha ocasionado grandes daños y cuantiosas pérdidas humanas como en el caso de Pisco e Ica en 2007 por tanto, como una manera de reducir los efectos de los eventos sísmicos, se debe preferir por la utilización de Disipadores de fluido viscoso.

“En el año 1940, un terremoto de 8.2 grados en la escala de Richter sacudió Lima y el Callao, destruyendo muchos domicilios, edificios y demás infraestructura ubicada en ambos lugares, considerado como el movimiento telúrico de gran magnitud en el siglo xx” (Deperu.com, 2019, párr.1)

Nuestra ciudad de Chimbote presenta como antecedente uno de los sismos de gran intensidad en los años 70 con una magnitud de (7.9) que dejó una gran cantidad de pérdidas de vidas, el colapso total de las estructuras y la interrupción parcial de los hospitales debido al colapso en la atención de las víctimas. La ciudad de nuevo Chimbote, no presenta edificaciones esenciales de 10 niveles que tengan el uso de disipadores de fluido viscoso.

En la actualidad se han encontrado muy pocos estudios de investigación relacionados a edificios con disipadores de fluidos viscosos y ninguna referido a edificaciones esenciales; pero existiendo la problemática por los antecedentes sísmicos ocurridos y a lo que estamos propensos a ocurrir en nuestra ciudad; es por esta razón con esta investigación se pretende ver el Desempeño sísmico que tendrá una edificación esencial ante sismo severo con el uso de disipadores de fluido viscoso.



¿Cuál será el desempeño sísmico no lineal de una edificación esencial ante un sismo severo optimizado con disipadores de fluido viscoso en la Urb. Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote?

1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

¿Cómo mejora el comportamiento de una edificación esencial con el uso de disipadores de fluido viscoso ante sismo severo?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECIFICOS

- ¿Cuáles serán los resultados al emplear los modelos sísmicos convencionales en el análisis sísmico de una edificación esencial?
- ¿Cuáles serán las características y propiedades no lineales de los disipadores de fluido viscoso?
- ¿Cómo se determina el sismo de diseño severo?
- ¿Cuáles serán los modelos matemáticos avanzados en el análisis sísmico?
- ¿Como será el comportamiento de la edificación con la incorporación de disipadores de fluido viscoso?
- ¿Cuál será la diferencia entre las edificaciones sin disipadores y con disipadores?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVOS GENERALES

Evaluar el desempeño sísmico no lineal de una edificación esencial ante sismo severo optimizado con disipadores de fluido viscoso en la Urb. Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote, para una edificación de 10 niveles.



1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis sísmico con modelos sísmicos convencionales.
- Determinar las características y propiedades no lineales de los disipadores de fluido viscoso.
- Determinar, corregir y escalar el sismo de diseño severo mediante software especializado.
- Realizar el análisis sísmico con modelos matemáticos avanzados del tiempo historia lineal y no lineal.
- Verificar el comportamiento de la edificación con la incorporación de disipadores de energía de fluido viscoso.
- Realizar la contrastación de resultados de la edificación sin disipadores y con disipadores.

1.4 JUSTIFICACIÓN

1.4.1 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

La incorporación de disipadores de fluido viscoso en la edificación esencial de 10 niveles en Nuevo Chimbote, servirá de aporte importante en las investigaciones de tesis para los investigadores de la Escuela Profesional de Ing. Civil y en la ejecución de proyectos en la comunidad con mayor énfasis en edificaciones esenciales.

1.4.2 JUSTIFICACIÓN ECONOMICA

Los beneficios de la incorporación de los disipadores de fluido viscoso en las edificaciones esenciales tendrán un beneficio económico favorable, puesto que al ocurrir el evento sísmico estos absorberán la energía sísmica de entrada y brindarán amortiguamiento a la estructura evitando daño estructural grave y pérdidas económicas en el equipamiento de la edificación.



1.4.3 JUSTIFICACIÓN TECNICA

Respecto a la parte técnica la utilización de los disipadores de fluido viscoso dará un beneficio a la comunidad ya que estos brindan amortiguamiento a la estructura, reducen la fuerza sísmica de entrada, reducen los desplazamientos laterales y permiten la continuidad del servicio luego del evento sísmico.

1.4.4 JUSTIFICACION AMBIENTAL

Los disipadores al evitar el daño estructural total o parcial en la edificación, evitara que cuando suceda un sismo, este colapse reduciendo asi los desechos y desperdicios que puedan generarse con el derrumbe, asi mismo aumenta la vida útil de la edificación.

1.5 LIMITACIONES DEL TRABAJO

1.5.1 LIMITACION SOCIAL

Se limita su uso en edificaciones esenciales esbeltas y mayores a 8 piso como lo recomienda la empresa CDV Representaciones en Perú ya que su uso en otro tipo de edificaciones no sería muy eficiente ni económico.

1.5.2 LIMITACION ECONOMICA

El uso para estos disipadores será aprovechado en edificaciones esenciales, esbeltas y mayores a 8 pisos, cumpliendo lo señalado en la norma E030 y el ASCE/SEI 7-10. No siendo recomendado en edificios comunes por su alto costo que resulta.

1.5.3 LIMITACION TECNICA

Se limita al desempeño sísmico de los disipadores ante un evento sismico como la reducción de los desplazamientos laterales, reducción de las derivas de entrepiso, la reducción de la fuerza sismica generada por el evento sismico, el aporte en la reducción de los elementos estructurales obteniendo como resultado un buen comportamiento ante un evento sismico severo.



1.5.4 LIMITACION AMBIENTAL

No existe limitación ambiental para el uso de los disipadores de fluido viscoso.

1.6 HIPOTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

Si utilizamos Disipadores de Fluido Viscoso en una Edificación Esencial, permitirá seguir brindando servicios con normalidad ante un sismo severo, reduciendo el daño sustancialmente.

CAPITULO II

MARCO TEORICO



CAPITULO II. MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 INTERNACIONALES

Según Verdugo Valdivia J. (2007) en su tesis titulada: “Control de la respuesta dinámica de estructuras mediante el uso de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal” de la Universidad Autónoma de Aguascalientes – México, cuyo objetivo fue el estudiar y analizar el control de la respuesta de estructuras sometidas a temblores mediante “Dispositivos de energía de fluido Viscoso”, de los análisis empleados las respuestas dinámicas enseñaron una reducción efectiva por parte de los mecanismos de disipación de energía de los efectos como desplazamientos, velocidades y aceleraciones, el mecanismo mostró ser más eficiente para dos zonas más críticas del campanario en las bases de las ventanas donde los esfuerzos se redujeron casi el 35% y donde una de las principales limitaciones para aplicar estos mecanismos es la geometría del edificio religioso el cual permitió la utilización del disipador en disposición Chevron.

2.1.2 NACIONALES

Según Diaz la Rosa, Sánchez B. (2014) en su tesis titulada: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos” de la Universidad Privada Antenor Orrego – Perú, cuyo objetivo fue evaluar los resultados obtenidos al implementar disipadores viscosos en la estructura en estudio y comparar el desempeño obtenido con la edificación sin disipadores, en el desarrollo obtuvo una reducción significativa en las fuerzas cortantes de los muros de corte en el eje Y (donde se encuentran los disipadores) desde un 32.04% hasta un 48.58% , así mismo una reducción en las columnas de hasta 35.31%; la disminución de los desplazamientos máximos en el 6to nivel en un 41.81% y reducción de derivas de entrepiso desde un 38.57% hasta un 51.10%.

2.1.3 REGIONALES

Según Mantilla Alfaro, M. (2018) en su tesis titulada: “Diseño estructural de un edificio a porticado tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA. HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote – 2018” de la Universidad Cesar Vallejo, Nuevo Chimbote – Perú; donde tomo 3 registros sísmicos como mínimo según lo indica la norma E0.30 catalogados como los más severos a nivel nacional los de Ica 15 de agosto del 2007, Lima 3 de octubre de 1974 y 17 de octubre de 1966 donde luego hizo las correcciones y el escalamiento con el software SeismoMatch al espectro de diseño; considerando propiedades no lineales como el valor de exponente de velocidad $\alpha=0.5$, coeficiente de amortiguamiento en su dirección más desfavorable en el eje Y de 306 Tn.s/m y $K_y= 65802$ Tn/m en su diseño.

2.2 BASE TEORICA

2.2.1 SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL ANTISISMICO

“Estos diferentes sistemas de protección sísmica tienen como objetivo el control de desplazamientos de la estructura. Los sistemas de control estructural pueden clasificarse en 4 grupos” (Diaz La Rosa, 2014, p.10).



Figura 1. Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica

Fuente: (Diaz La Rosa, 2014, P.10)

2.2.2 SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCION SISMICA

Estos sistemas emplean dispositivos mecánicamente simples que reducen la respuesta dinámica de la estructura, responden de forma inercial ante excitación sísmica. Estos sistemas son mucho más económicos. (Diaz La Rosa, 2014, p.11). Se clasifican en:

- Sistema con aislamiento sísmico
- Sistema con disipadores de energía
- Sistemas inerciales acoplados.

2.2.2.1 SISTEMAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

“Estos sistemas disipan grandes cantidades de energía sísmica, evitando que otros elementos estructurales no sean sobre exigidos. Captan la fuerza sísmica a través del comportamiento plástico de metales dúctiles, la fricción entre superficies, la perdida de energía en fluidos viscosos a través de orificios, etc.”. (Diaz La Rosa, 2014, p.16).

La clasificación según el ASCE 7-10 en su capítulo 18 nos indica que estos se clasifican de acuerdo a su comportamiento en:

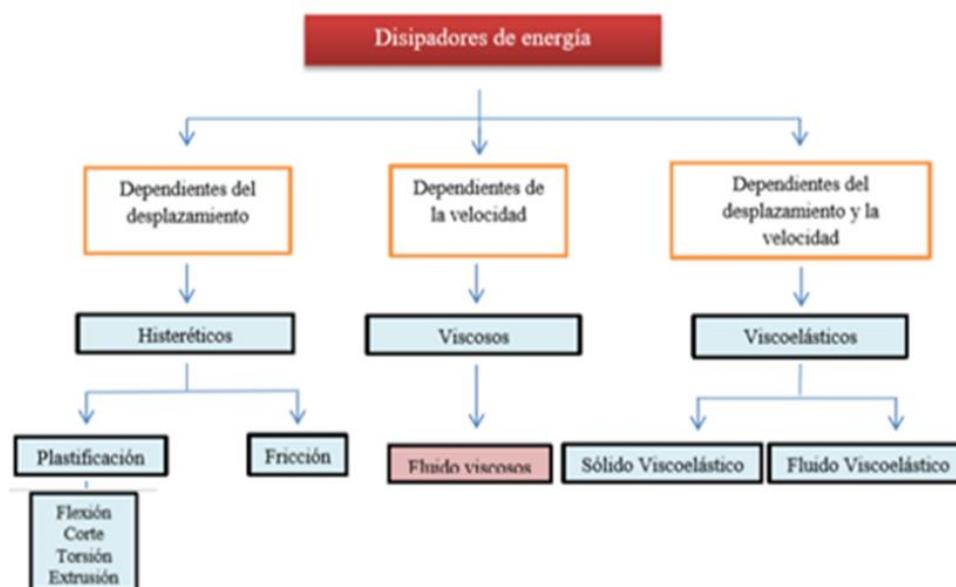


Figura 2. Clasificación según su comportamiento

Fuente: (Diaz La Rosa, 2014, P.16).

2.2.3 TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGIA

2.2.3.1 DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

“Son dispositivos dependientes de la velocidad y no del desplazamiento, por esta razón no varían la rigidez en la estructura ni incrementan los esfuerzos en elementos estructurales” (Diaz La Rosa, 2014, p.23).

A. FABRICANTES

“La marca TAYLOR DEVICES INC, es la principal fabricante de estos disipadores de origen estadounidense, desde 1954. La principal ventaja es el no requerir de mantenimiento antes, durante o después del evento sísmico. En Perú la marca Taylor es representada por CDV Representaciones comercializadora para la construcción y la industria. El precio unitario por dispositivo, variable, pero se aproxima a US\$ 8000.00, dependiendo de la fuerza de diseño del dispositivo y propiedades impuestas por el proyectista, debiendo considerarse el costo de los elementos metálicos en la conexión” (Guevara & Torres, 2012, p.20)

B. ESQUEMA DEL DISPOSITIVO

“Los amortiguadores de fluido viscoso están clasificados como elementos pasivos de disipación de energía porque necesitan de excitación externa, como es la velocidad para iniciar su desplazamiento interno. La disipación se produce por la conversión de energía cinética en calor” (Navarro, 2017, p.20).

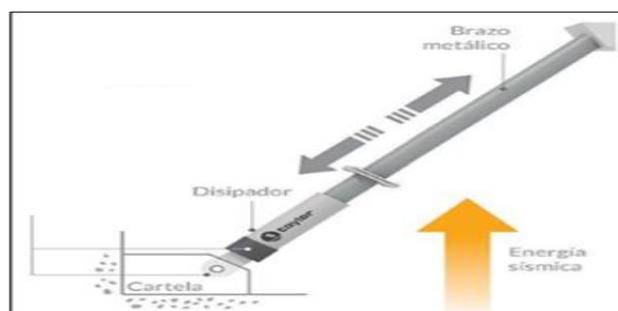


Figura 3. Comportamiento externo de un disipador de fluido viscoso.

Fuente: (Navarro, 2017, p.20).

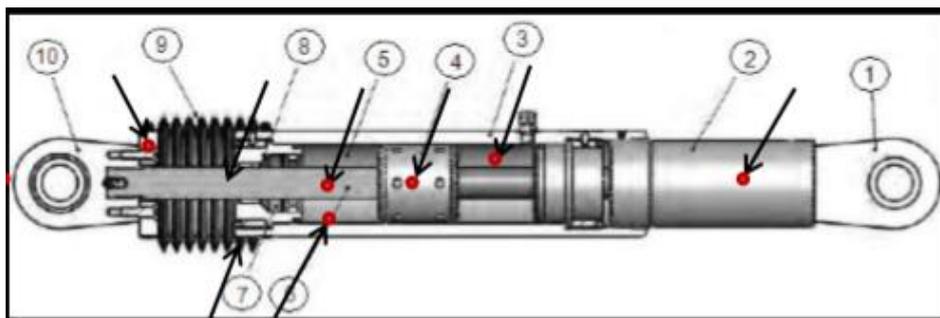


Figura 4. Esquema general de un Disipador de Energía TAYLOR DEVICES INC.

Fuente: (Diaz La Rosa, 2014, p.30).

1. Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero anti corrosión.
2. Extender, acero al carbono forjado en aluminio anti corrosión.
3. Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero.
4. Cabeza del pistón de acero solido o bronce
5. Fluido viscoso, silicona incompresible
6. Vástago de acero inoxidable.
7. Sellos/ rodamientos de sello, juntas dinámicas
8. Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas y/o pintura.
9. Fuelle, nylon reforzado de inicio de neopreno.
10. Cojinete esférico forjado con aleación de acero de calidad aeronáutica.

C. ECUACION GENERAL

La fuerza generada en cada disipador viscoso se caracteriza por la siguiente ecuación:

$$F = CV^\alpha \quad (1)$$

Donde:

F: Fuerza del disipador.

C: Constante de Amortiguamiento.

V: Velocidad relativa en el amortiguador.

α : Coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones, ($\alpha=0.5$)

“Es importante observar que no existe ninguna fuerza de resorte en esta ecuación. La fuerza del disipador varia solo con la velocidad. Para una velocidad dada la fuerza será la misma en cualquier punto del dispositivo” (Diaz La Rosa, 2014, P.33).

✓ Coeficiente de Amortiguamiento No Lineal

“El coeficiente de amortiguamiento no lineal es una constante que depende de las propiedades del fluido y el comportamiento del dispositivo, la formula brindada por el FEMA 273 y 274 para su respectivo calculo” (Chávez, 2017, p.62).

La fórmula para su respectivo calculo es el siguiente

$$\sum C_j = \frac{\beta H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \quad (2)$$

Donde:

β H: Amortiguamiento viscoso de la estructura.

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j.

m_i : Masa del nivel i.

θ_j : Angulo de inclinación del disipador j.

ϕ_i : Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración).

ϕ_{rj} : Desplazamiento modal relativo entre ambos modos extremos del Disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración).

A: Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento Modal relativo desde el techo hasta la base).

ω : Frecuencia angular.



λ : Parámetro lambda.

El **parámetro λ** es dependiente del valor del **exponente de velocidad α** .

Tabla 1. Parámetros λ respecto al exponente α

TABLE C9-4 Exponent α	Values of parameter λ Parameter λ
0.3	3.7
0.5	3.5
0.8	3.3
1.0	3.1
1.3	3
1.5	2.9
1.8	2.8
2.0	2.7

Fuente: Nehr Comentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274, 1997)

El valor de “ βH ” depende del amortiguamiento objetivo que se quiere alcanzar, este valor se calcula a través del siguiente procedimiento.

En primer lugar, determinamos el **factor de reducción de respuesta (B)** a través de la siguiente operación:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}} \quad \dots \quad (3)$$

Donde la deriva máxima (Dmax) resulta del análisis tiempo-historia para el sismo de diseño seleccionado; luego, determinamos el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) despejando la siguiente ecuación.

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_0)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})} \quad (4)$$

“Donde β_0 es el amortiguamiento inherente de la estructura que es 5% para estructura de concreto armado. Así se obtiene el amortiguamiento efectivo, incluye la acción del

disipador de energía y el amortiguamiento inherente de la estructura” (Diaz la Rosa, 2014, p.35).

Restando el “amortiguamiento inherente” se obtendrá el amortiguamiento viscoso que se requiere.

$$\beta_H = \beta_{eff} - 5\% \quad (5)$$

✓ Exponente de velocidad (α)

“Este exponente de velocidad “ α ” representa el comportamiento histerico de los disipadores, es decir, propone la disposición de los lazos histereticos, el exponente define la reacción del dispositivo ante los impactos de velocidad. En edificaciones se recomienda el uso de $\alpha < 1$, típico de un disipador no lineal. Según los especialistas de MIYAMOTO INTERNATIONAL recomiendan utilizar valores de α entre 0.4 y 0.6 para estructuras comunes” (Guevara & Torres, 2012, p.14).

✓ Rigidez del dispositivo “K” (Rigidez del brazo metálico)

La rigidez del brazo se obtiene con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{E.A}{L} \quad (6)$$

Donde:

E: Coeficiente de Elasticidad del Acero.

A: Área de la sección del brazo metálico.

L: Longitud del brazo metálico.

“Es importante que el perfil tenga un área (A) significativa, para reducir las deflexiones elásticas en el brazo y maximizar las del disipador, alcanzando así que el dispositivo se active completamente ante una excitación sísmica” (Diaz la Rosa, 2014, p.37).



En la elección del perfil metálico es común emplear perfiles del tipo HSS o PIPE por razones de estética y por las facilidades al momento de su instalación.

Para diseñar el brazo metálico se tiene que cumplir lo siguiente:

$$\phi T_n = \phi F_y A_g < T_u \quad ; \text{ para verificar tensión} \quad (7)$$

Donde:

T_n : Tensión nominal.

ϕ : Factor de reducción (0.9).

A_g : Area bruta de la sección del brazo metálico.

T_u : Tensión ultima obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g < P_u \quad ; \text{ para verificar compresión} \quad (8)$$

Donde:

P_n : Compresión nominal.

P_u : Compresión ultima obtenida a partir de las fuerzas en el disipador

D. Criterios de ubicación y disposición

“La ubicación, disposición y el número de amortiguadores en el edificio influyen significativamente en la efectividad del sistema de amortiguamiento. Muchas investigaciones dieron como resultado recomendaciones generales de ubicación como la simetría” (Guevara & Torres, 2012, p.17).

Los arreglos más comunes son disposición” Chevron y Diagonal”, ambos requieren de un brazo metálico para poder conectarse con la estructura.

✓ Disposición Chevron

“Esta disposición se caracteriza por colocar al amortiguador en disposición horizontal, paralelo al plano del techo. Es así como logra absorber las fuerzas horizontales directamente” (Guevara & Torres, 2012, p.18)

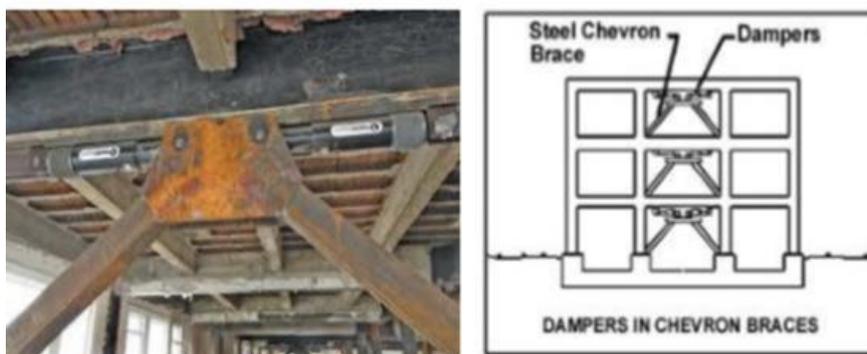


Figura 5. Disposición CHEVRO

Fuente: (Diaz la Rosa, 2014, p.43).

“La disposición a utilizar en esta Tesis tendrá un mejoramiento en la disposición Chevron Brace, donde no se producirá sobre esfuerzos a la viga de concreto armado, si no un esfuerzo puntual absorbido por una viga de acero” (Chavez,2017, p.75).

En la siguiente figura se aprecia dicha disposición denominada Chevron Brace Mejorado.

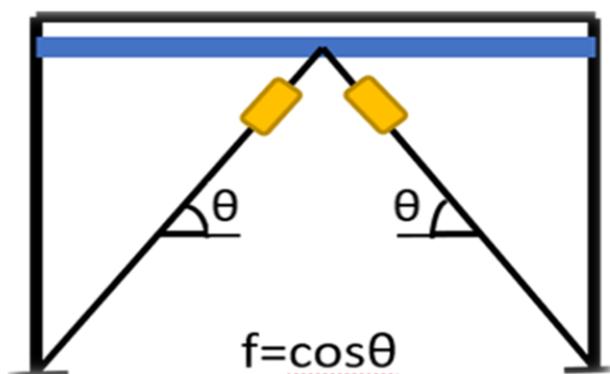


Figura 6. Disipadores en disposición Chevron Brace Mejorado

Fuente: (Chavez,2017, p.76).

✓ Disposición DIAGONAL

“Esta disposición se caracteriza por ubicar el dispositivo en el ángulo diagonal del pórtico donde se le ubicará. Por tanto, solo la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales” (Diaz la Rosa, 2014, p.43).

“La principal ventaja que tiene esta disposición es que no necesita de refuerzo adicional al pórtico que lo contiene, ya que los nudos pueden diseñarse para los esfuerzos añadidos de los amortiguadores” (Guevara & Torres, 2012, p.19).

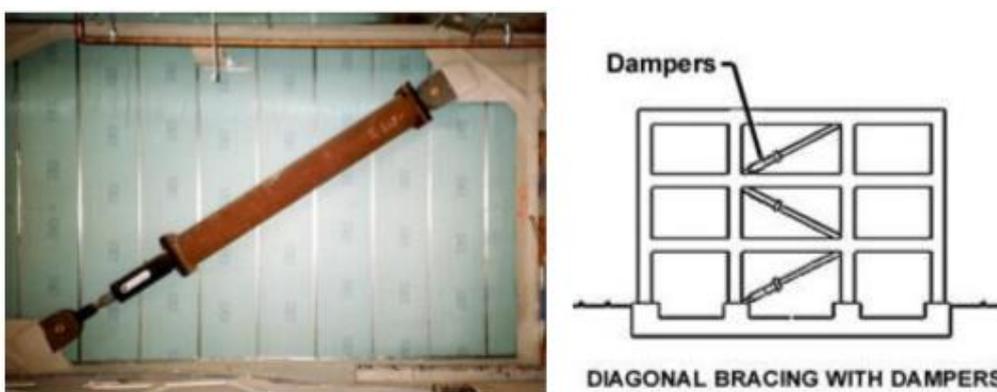


Figura 7. Disposición DIAGONAL

Fuente: (Diaz la Rosa, 2014, p.44).

2.3 DEFINICION DE TERMINOS

2.3.1 DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

“Son dispositivos que dependen de la velocidad y no del desplazamiento”

(Diaz La Rosa,2014).

2.3.2 RIGIDEZ

Es la capacidad que tienen los elementos de las estructuras de resistir los Esfuerzos.

2.3.3 DERIVAS

“Deflexión lateral de un edificio” (McCormac, 2012, p.717).

2.3.4 SISMICO



“Relativo a los temblores” (McCormac, 2012).

2.3.5 COMPRESIÓN

Si las fuerzas se alejan unas de otras, el cuerpo se destiende y en él se producen Esfuerzos de tracción (Delgado, 2011).

2.3.6 EDIFICACION

“Obra de carácter permanente, cuyo destino es albergar actividades humanas” (RNE, 2018).

2.4 MARCO NORMATIVO

2.4.1 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

Del RNE utilizaremos las normas:

- E 0.30 de Diseño Sismorresistente, el cual nos indica el procedimiento para los análisis como los modelos matemáticos, los parámetros, irregularidades, etc.
- E 020 de cargas, el cual nos indica el valor de carga a tomar según el uso para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales u otros.

2.4.2 NORMA ASCE 7-10

La norma ASCE 7-10 capítulo 18 nos indica las consideraciones y procedimientos a tener en cuenta cuando se diseñe estructuras provistas de disipadores

2.4.3 NORMA FEMA 274-1997

Esta norma nos brinda tablas de donde obtener parámetros a considerar en el desarrollo del análisis de una estructura con disipadores de fluidos viscoso como el parámetro lamda (λ) que depende del valor que tome (α) exponente de velocidad, etc.

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS



CAPITULO III. MATERIALES Y METODOS

3.1 TIPO DE INVESTIGACION

Cuantitativa Aplicativa

3.2 NIVEL DE INVESTIGACION

Experimental – Correlacional

3.3 UNIDAD DE ANALISIS

Edificación esencial de 10 pisos

3.4 UBICACIÓN

DEPARTAMENTO : Ancash.

PROVINCIA : Santa.

DISTRITO : Nuevo Chimbote.

LOCALIDAD : Urb. Residencial Buenos Aires

Jr. Samanco y Av. Pacifico S/N

3.5 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.5.1 POBLACIÓN

Edificación esencial de 10 niveles ubicado en la Urb. Residencial Buenos Aires, Provincia del Santa, Distrito de Nuevo Chimbote, región Ancash.

3.5.2 MUESTRA

Edificación esencial de 10 niveles ubicado en la Urb. Residencial Buenos Aires, Provincia del Santa, distrito de Nuevo Chimbote, región Ancash.



3.6 VARIABLES

3.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Desempeño sísmico no – lineal de una Edificación esencial de 10 niveles.

3.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Disipadores de fluido viscoso

3.6.3 MATRIZ DE CONSISTENCIA

Ver ANEXO N°1

3.6.4 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

Ver ANEXO N°2

3.7 INSTRUMENTOS

3.7.1 CORRECCIONES DE REGISTROS

Software SEISMO SIGNAL

3.7.2 ESCALAMIENTO SISMO DE DISEÑO

Software SEISMO MATCH

3.7.3 MODELAMIENTO ESTRCTURAL

Programa ETABS 2016

3.8 PROCEDIMIENTOS

INICIO: “Desempeño sísmico no lineal de una edificación esencial ante sismo severo optimizado con Disipadores de fluido viscoso en la Urb. Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote”

3.8.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.8.1.1 LOSA MACIZA

Se utilizarán recomendaciones dadas por el ACI 318 – 2014 y para nuestro caso.

Tabla 2. Relación losa maciza

Losa maciza en dos direcciones	
Mayor luz (m)	Peralte
Entre 4 a 5.5 m	L/40
Entre 5.5 a 6.5 m	L/35
Entre 6.5 a 7.5 m	L/30

Fuente: Diseño de edificaciones de concreto armado (Oviedo, 2015)

$$h = \frac{L}{35} \quad \dots\dots\dots(9)$$

Donde:

h= Peralte de la losa maciza.

L= Longitud de la luz mayor entre paños, (en nuestro caso, L=5.50m).

3.8.1.2 LOZA ALIGERADA

Se utilizarán las recomendaciones brindadas por ACI 318-2014 y la E-060, se utilizará la siguiente relación:

$$h = \frac{L}{25} \quad \dots\dots\dots(10)$$

Dónde:

h = El peralte de la losa aligerada.

L = La longitud de la luz menor entre paños, (en nuestro caso, L=4.20m).



3.8.1.3 VIGAS

En el pre-dimensionamiento de vigas peraltadas se utilizarán lo siguiente:

Tabla 3. Factores para el pre-dimensionamiento de vigas

Factores para pre-dimensionamiento de vigas	
Ws/c	α
$S/C \leq 200 \text{ Kg/m}^2$	12
$200 < S/C \leq 350 \text{ Kg/m}^2$	11
$350 < S/C \leq 600 \text{ Kg/m}^2$	10
$600 < S/C \leq 750 \text{ Kg/m}^2$	9

Fuente: *Diseño de edificaciones de concreto armado (Oviedo, 2015).*

$$h = \frac{Ln}{11} \dots\dots\dots(11)$$

$$b = \frac{h}{2} \dots\dots\dots(12)$$

Dónde:

h = Peralte de la viga

Ln = Luz máxima a eje (m), (en nuestro caso, Ln=5.50m)

b = Ancho de la viga

3.8.1.4 COLUMNAS

Pre-dimensionamiento inicial

Se aplicará en un primer metrado las cargas a la estructura:

Losa maciza = 0.48 t/m²

Losa aligerada = 0.323 t/m²

Tabiquería = 0.15 t/m²

Acabados = 0.10 t/m²

γ concreto = 2.4 t/m³

Sobrecarga = 0.30 t/m²



Para considerar un peso inicial de las columnas se utilizarán las siguientes relacionados:

Columna centrada: $b = \frac{H}{8}$

Columna excéntrica: $b = \frac{H}{9}$

Columna esquinada: $b = \frac{H}{10}$

Dónde:

b = Lado de la columna

H = Altura de entrepiso

Luego se usan los resultados de las cargas sobre las columnas

(ver en ANEXO N° 3)

CALCULO DE PRE-DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

En el cálculo de dimensiones de columnas se usarán las fórmulas del Dr. Antonio

Blanco Blasco:

a. **Columnas centradas**, se utilizará la siguiente formula:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45F_c} \dots\dots\dots(13)$$

Dónde:

Acol = Área de columna

Pservicio = Peso de servicio tributario por columna

b. **Columnas excéntricas y esquinadas**, se utilizará la siguiente formula:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35F_c} \dots\dots\dots(14)$$

Dónde:

Acol = Área de columna

Pservicio = Peso de servicio tributario por columna



✓ **Pre-dimensionamiento final**

Luego de obtener las áreas de columnas se selecciona las dimensiones a utilizar.

(ver en ANEXO N° 3)

3.8.1.5 PLACAS

Se aconseja que, en las zonas de alto grado de sismicidad, placas de

Espesores como mínimo: 20cm

3.8.2 ANALISIS SISMICO ESTATICO

3.8.2.1 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (T)

Este periodo fundamental referencial inicial se calculará con la expresión:

$$T_{xy} = \frac{hn}{Ct} \dots\dots\dots(15)$$

Dónde:

T_{xy} = Periodo fundamental

hn = Altura de la edificación desde el nivel de terreno natural

Ct = Factor en función al sistema estructural “X” e “Y”

El valor para Ct , se tomará según la siguiente tabla:

Tabla 4. Coeficientes de periodo por sistema estructural

$Ct = 35$	Pórticos de concreto armado, pórticos de acero
$Ct = 45$	Pórticos más muros en la caja de ascensores o escaleras y pórticos arriostrados de acero
$Ct = 60$	Albañilería, concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 390

3.8.2.2 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)

Según las características del sitio, el factor de amplificación sísmica “C” Será:

$$C = 2.5$$

$$T < T_p$$

$$T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L$$

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

.....(16)

✓ Periodos de acuerdo al tipo de suelo

Según lo indicado en el EMS, la norma E.030 nos Brinda valores, para la elección del Tp y Tl, según el valor S2.

Tabla 5. Periodos según el tipo de suelo

	Perfiles de suelo			
	So	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1
Tl (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 385

3.8.2.3 FACTOR DE ZONA (Z)

En este factor se escoge el valor en la tabla, según la ubicación de la zona en el mapa.

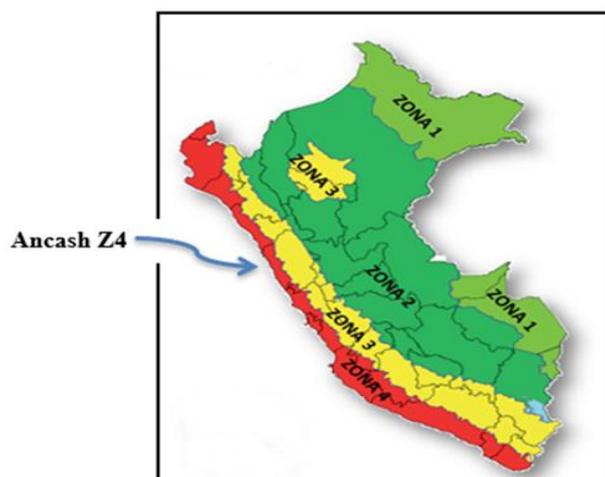


Figura 8. Mapa de zonificación sísmica 2018

Tabla 6. Factor de zona

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 383

3.8.2.4 PERFIL DEL SUELO (S)

Sabiendo el tipo de suelo y la zona, conoceremos el valor en la tabla.

Tabla 7. Perfil del suelo

Suelo/Zona	So	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.0	1.05	1.10
Z3	0.8	1.0	1.15	1.20
Z2	0.8	1.0	1.20	1.40
Z1	0.8	1.0	1.60	2.00

Fuente: RNE E-030, 2018, P.385

3.8.2.5 CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN (U)

Se escogerá el valor, según la Categoría de la edificación indicado en la Tabla.

Tabla 8. Categoría de la edificación

Categoría	Descripción	Factor
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos de salud del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el ministerio de salud.	1.5

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 386

3.8.2.6 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SISMICA (R)

Depende del Sistema estructural de la edificación para corresponderle el valor R_o .

Tabla 9. Coeficiente de reducción sísmica

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o
Concreto Armado	
Pórtico	8
Dual	7
Muros Estructurales	
Muros de Ductilidad Limitada	4

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 387

3.8.2.7 REGULARIDAD ESTRUCTURAL

La estructura será sometida a distintas evaluaciones para determinar alguna Irregularidad

✓ IRREGULARIDADES EN ALTURA

- Irregularidad de rigidez – Piso blando

“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entre piso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes” (RNE, 2018, p. 388).

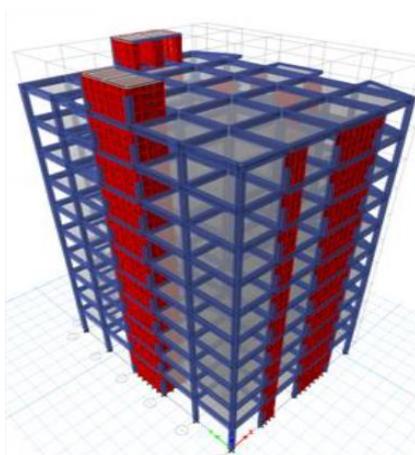


Figura 9. Análisis de rigidez

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia



- **Irregularidad de rigidez – Piso débil**

“Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior” (NTP E.030, 2018).

- **Irregularidad extrema de rigidez**

“Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.” (RNE,2018, P.388).

- **Irregularidad extrema de resistencia**

“Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.” (RNE,2018, P.388).

- **Irregularidad de masas o Peso**

“Existe irregularidad de masas en una estructura cuando, la masa de un nivel es mayor a 1.5 veces la masa de un nivel adyacente superior” (RNE, 2018, P.388).

- **Irregularidad geométrica vertical**

“Cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a las cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión del nivel superior” (RNE, 2018, P.388)

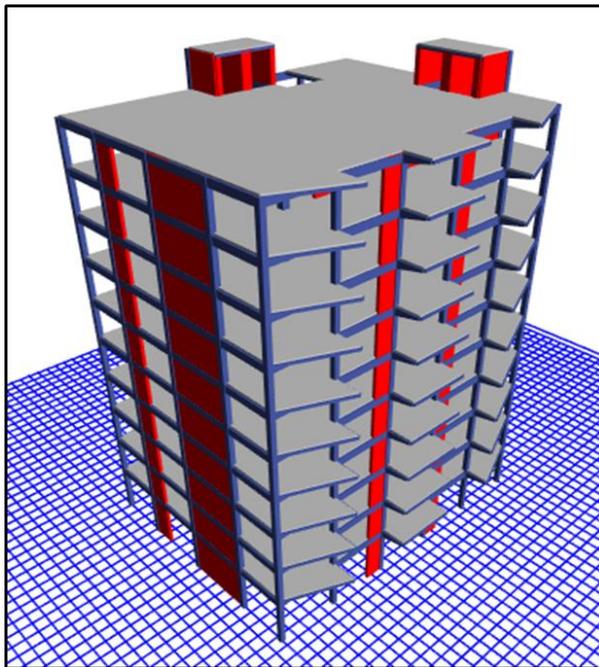


Figura 10. Irregularidad Geométrica Vertical en Edificio de 10 niveles
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

- **Discontinuidad de los sistemas resistentes**

Existe cuando hay desalineamientos de los elementos que soportan Fuerzas de corte.

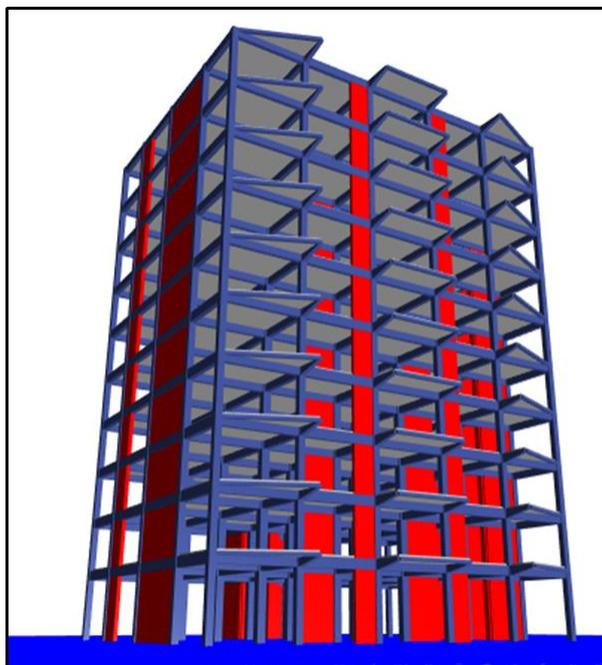


Figura 11. Verificando la Discontinuidad en Edificio de 10 niveles
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

✓ IRREGULARIDADES EN PLANTA

Para saber si existe irregularidad en planta, se debe analizar si la estructura cumple con estas irregularidades siguientes:

- Irregularidad torsional

“Se presenta cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga” (RNE, 2018, P.388).

- “Este criterio se aplica para edificios con diafragmas rígidos, siempre y cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor que 50% del desplazamiento permisible para concreto armado” (RNE, 2018, P.388).

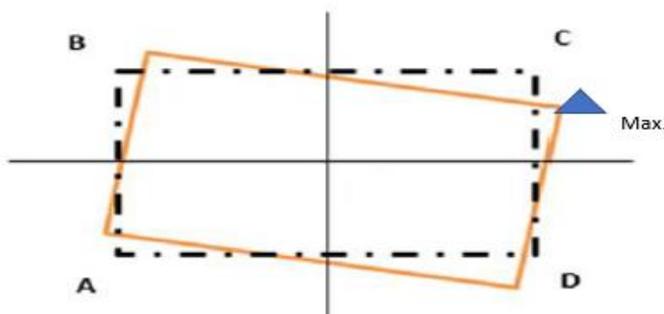


Figura 12. Gráfico de desplazamiento relativo máximo.

- Irregularidad torsional extrema

“Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.” (RNE, 2018, P.388).

- Irregularidad por esquinas entrantes

Existe Irregularidad si las dimensiones en ambas direcciones en análisis son superiores al 20% de la dimensión total en planta” (RNE, 2018, P.388).

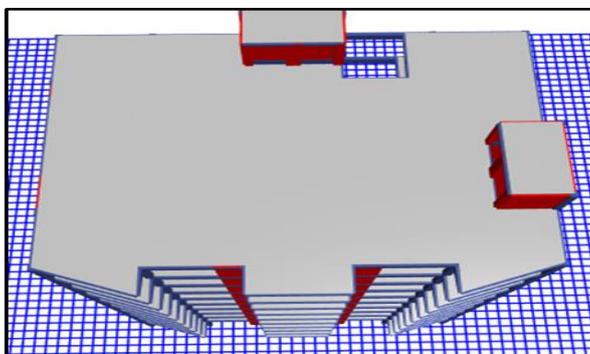


Figura 13. Vista desde el ultimo nivel de la Edificación, no presenta irregularidad por esquina entrante.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

- Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

“Existe irregularidad cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas, o variaciones en rigidez, incluyendo aberturas superiores al 50% del área bruta del diafragma” (RNE, 2018, 388).

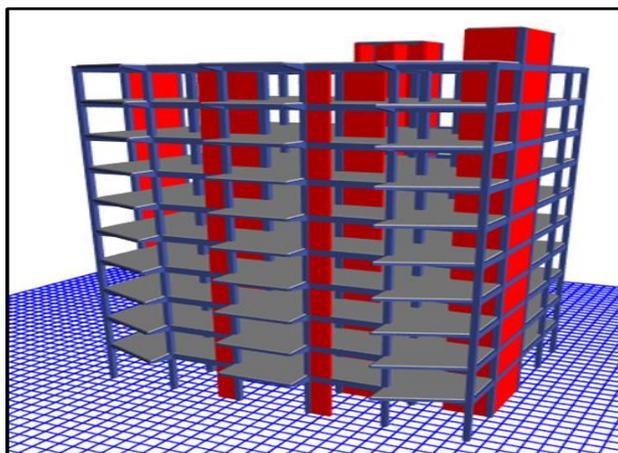


Figura 14. Vista frontal de la edificación de 10 niveles, no presenta Irregularidad por discontinuidad en el diafragma.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia



- Sistemas no paralelos

“Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.” (RNE, 2018, 388).

3.8.2.8 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

En cualquier eje de análisis será determinada por la siguiente formula:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad \dots\dots\dots(17)$$

Dónde:

V = Cortante basal

Z = Zona

U = Categoría de la edificación

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor del suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica

P = Peso sísmico de la estructura

Teniendo que considerarse para C/R un valor mínimo de:

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

✓ Periodos

Periodos reales de la Estructura Clínica A1, se obtienen en el programa ETABS 2016.

✓ Correcciones por periodo real sísmico

Se realiza las correcciones usando el periodo para los valores de” C “en el eje X y eje Y, los coeficientes de cortante basal (Cx, Cy).

✓ **Nueva cortante en la base**

Se calcula las nuevas cortantes, empleando los valores de C hallados en las correcciones por periodo real sísmico y luego siendo verificados los resultados por el software ETABS2016.

- **Distribución de la fuerza sísmica en altura**

La cortante basal actúa en todos los niveles de entrepiso de la edificación esencial, se calculará dichas fuerzas y respectiva distribución actuando en el centro de masas final.

$$F_i = \alpha_i x V \quad \dots\dots\dots(18)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i h_i^k}{\sum P_i h_i^k}$$

$K = 1.0$	$T \leq 0.5 \text{ Seg}$
$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$	$T \geq 0.5 \text{ Seg}$

Figura 15. Valores de “K” según “T”.

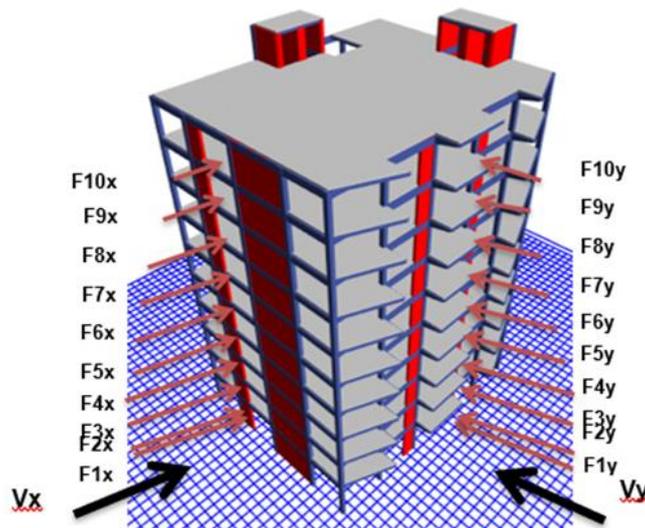


Figura 16. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia



✓ **Comprobación del sistema estructural asumido**

El sistema que se asumió en un inicio fue el de Sistemas de Muros Estructurales en esta parte será comprobada. La norma E0.30 lo define como:

Muros Estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica está dada Preferentemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

En la obtención de las cortantes estáticas para ambas direcciones en X y en Y se hará uso del programa ETABS 2016.

✓ **Distribución de la cortante en el eje X**

En primer lugar, Obtenemos el valor del exponente “K” según “T” en **Tabla15**, se calculan los valores de P_i (peso de cada nivel en “Tn”) y h_i (altura en “m”) para ser reemplazando en la **Ecuación 20** donde hallamos el valor “ α_i ” y por último se procede a hallar las cortantes en el eje X, en la base reemplazando los valores hallados de α_i en la **Ecuación 19**.

✓ **Distribución de la cortante en el eje Y**

Se realiza el mismo procedimiento que para el cortante del eje X En primer lugar, Obtenemos el valor del exponente “K” según “T” en **Tabla15**, se calculan los valores de P_i (peso de cada nivel en “Tn”) y h_i (altura en “m”) para ser reemplazando en la **Ecuación 20** donde hallamos el valor “ α_i ” y por último se procede a hallar las cortantes en el eje Y, en la base reemplazando los valores hallados de α_i en la **Ecuación 19**.

3.8.2.9 Desplazamientos laterales y control de derivas

Para el cálculo de los desplazamientos laterales y el control de derivas en la dirección X y la dirección Y, la norma E0.30 nos indica multiplicar los desplazamientos elásticos por 0.75R en las estructuras que son Regulares para poder inmiscuir los resultados en derivas de control inelástico.

Las derivas en un análisis estático se calculan con un fin comparativo:

$$Drift = \frac{\Delta_i - (\Delta_{i-1})}{H_i} \leq Drift E.030 \quad \dots\dots\dots(19)$$

3.8.3 ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL – ESPECTRAL

Se continua con el análisis sísmico estructural, que consiste de una combinación modal – espectral.

En este análisis se determinará: Los modos de vibración libre del edificio, la iteración entre la rigidez y la masa, mínimo el 90% de masa participativa, los periodos inelásticos de entre piso.

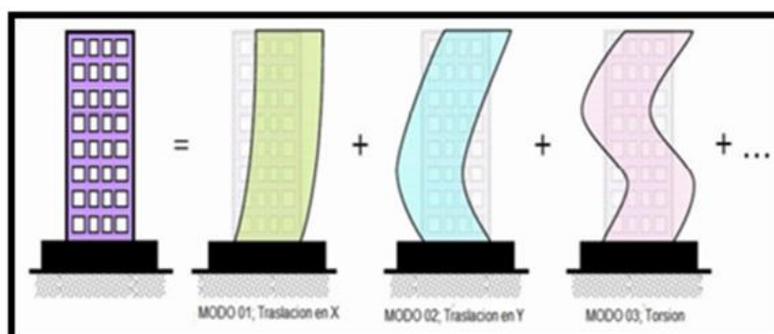
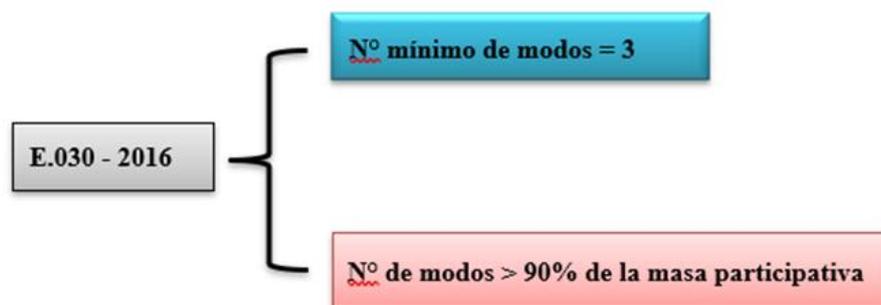


Figura 17. Representación de los Modos de vibración libre.

Fuente: Elaboración Propia.

3.8.3.1 CALCULO DE MASAS ROTACIONAL Y TRASLACIONAL

A continuación, calculamos las masas aplicadas a la estructura en análisis, de 3 grados de libertad: 2 de traslación y 1 de rotación.

Se calculará la Masa traslacional y Masa rotacional de los 10 niveles Con las Ecuaciones 23 y 24 siguientes:

- **Masa traslacional**

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_{sismico\ por\ piso}}{g} ; \frac{Tn.s^2}{m} \dots\dots\dots(20)$$

- **Masa rotacional**

$$M_r = M_{rz} = \frac{M_t(a^2+b^2)}{12} ; Ton. s^2 . m \dots\dots\dots(21)$$

3.8.3.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL

Continuando con el procedimiento de cálculo, “para cada una de las direcciones horizontales analizados se empleará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones” (NTE. E030, 2018, p.24).

Definido por la siguiente:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} . g \dots\dots\dots(22)$$

Donde:

Z = Zona 4-Arequipa (0.45)

U = Categoría edificio esencial (1.50)

C = Coeficiente de amplificación sísmica (Item anterior)

S = Factor por tipo de suelo S2 (1.05)

R = Coeficiente de reducción sísmica – M.E en x,y (R=6)

G = Aceleración de la gravedad 9.81 m/s²



3.8.3.3 ESPECTRO DE RESPUESTA

Mediante el uso de una hoja electrónica determinaremos el espectro de respuesta, utilizando para ello los siguientes datos: Z, U, S, Tp, TL, Ro, Ia, Ip, R.

3.8.3.4 CORTANTE DINAMICO EN LA BASE

Calcularemos la fuerza cortante basal en ambas direcciones tanto eje X y el eje Y, obtenidas en el Software ETABS 2016.

3.8.3.5 CORTANTE ESTÁTICO VS CORTANTE DINÁMICO

A continuación, comprobaremos si se cumple lo indicado en la norma E0.30 sobre fuerza cortante mínima, el cual menciona “que para estructuras regulares la cortante dinámica no podrá ser menor al 80% de la cortante dinámica” (NTE. E0.30, 2018).

3.8.3.6 MASA PARTICIPATIVA

Veremos si se cumple con lo indicado en la norma E0.30 donde señala: “En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, teniendo en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (NTE. E030, 2018, p.24).

3.8.3.7 MODELO ASISTIDO POR SOFTWARE Y CONTROL DE DERIVAS

Una vez que se cargue el espectro de respuesta en el software ETABS 2016 como lo señala la norma E.030, se asignan los casos de cargas, luego se muestran los desplazamientos inelásticos hallados con la siguiente:

$$Drift = \frac{\Delta_i - (\Delta_{i-1})}{H_i} \leq Drift E.030 \quad \dots\dots\dots(23)$$

$$D_{inelastico} = 0.75R \times D_{elastico}$$

Teniendo que cumplirse con los drift limites indicados por la norma E0.30 en la siguiente tabla.

Tabla 10. Distorsiones Máximas Permisibles

Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: RNE, E-030, 2018. P.392

Finalmente se muestran y se sacan interpretan los resultados del control de derivas análisis dinámico espectral en la dirección X y en la dirección Y.

3.8.4 ANALISIS SISMICO Y PARÁMETROS PARA LA OBTENCION DE SISMO DE DISEÑO

La presente tesis será evaluada no solo con la norma E0.30 sino también con la relación daño – deriva de la Metodología Hazus, donde se hara uso de un sistema de protección sísmica, en nuestro caso los Disipadores de fluido viscoso Taylor empleándose las siguientes normas:

- ASCE 7-10/Cap. 18, para el analisis estructural
- FEMA 273-274, AISC Steel Construction 13th, para propiedades del disipador
- Hazus, SEAOC Vision 2000, Analisis por Desempeño.

Primero antes de realizar el análisis dinámico tiempo – historia haremos el análisis dinámico modal – espectral con $R=1$, ya que sus resultados serán comparados con los del tiempo – historia lineal para poder determinar el sismo de diseño para un análisis por desempeño.

3.8.4.1 ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL – ESPECTRAL CON $R=1$

En este análisis se considerarán los parámetros siguientes:

Tabla 11. Parámetros para el Análisis Sísmico

Dinámico Modal – Espectral con $R=1$

Z	0.45
U	1.5
C	De 0.00 a 10 Seg
S	1.05
R_{xy}	1
g	9.81 m/s²

Fuente: Elaboración propia

Con estos parámetros se procederá a calcular el espectro elástico de pseudo – Aceleraciones (S_a – espectro objetivo de diseño), luego se realizan los gráficos de espectros de Desplazamientos, gráficos de espectro de velocidades y por último se muestran las derivas obtenidas del análisis modal espectral con $R=1$ en las direcciones X y Y, que serán empleados mas adelante para obtener el sismo de diseño.

3.8.4.2 ACELERACION PARA ESPECTROS DEDISEÑO

Se procederá a considerar según lo que indica la norma E0.30, mínimo 3 registros sísmicos los que son catalogados como los más severos, los cuales serán corregidos y escalados la norma recomienda el uso de un software especializados, en nuestra tesis



se escogió el SEISMOSIGNAL para corrección de línea de base y filtrado y el SEISMOMATCH para escalar al espectro de diseño.

Por último, la norma E0.30, nos indica que cada uno de los registros incluirá dos componentes en direcciones ortogonales, escalados al espectro de diseño.

3.8.4.3 ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL – TIEMPO HISTORIA

LINEAL

En este análisis se procede a ingresar los registros con sus dos tipos de casos cada uno en el software ETABS 2016, para luego extraer las derivas a sismo severo, teniendo en cuenta que las derivas obtenidas ya estarán en el rango inelástico.

Por último, se procede a determinar el sismo de diseño, cuál de los tres registros utilizados será la elegida como el sismo de diseño final para los Disipadores, para ello procederemos a determinar la variación de las derivas en los tres registros sísmicos, en sus dos casos de análisis que se obtienen en el análisis dinámico modal – espectral con $R=1$, para ello se separarán los que estén por debajo del valor de 0.80 ya que estarían a - 20% de las obtenidas del espectro de diseño y serán elegidas las que tengan mayor acercamiento a la unidad.

3.8.5 DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGIA

VISCOSOS

Como ya anteriormente mencionado, la forma de lograr la optimización de la estructura y poder tener un comportamiento favorable ante un evento sísmico, se logrará con la instalación de los Disipadores de fluido viscoso Taylor, tomando las consideraciones que proporciona CDV representaciones, brindando requerimientos para el diseño, se

calcularán las propiedades del disipador como el exponente de velocidad, rigidez del brazo metálico, etc. que a continuación se mencionarán

3.8.5.1 FACTOR DE REDUCCION DE RESPUESTA (B)

Para el cálculo de este factor de reducción de respuesta se tienen que tener en cuenta varias consideraciones como, el nivel de amenaza sísmica, el nivel de desempeño, nivel de comportamiento sísmico esperado y lo Indicado por el comité SEAOC VISION 2000 y Hazus – HM 2.1.

- **NIVEL DE AMENAZA SISMICA**

En el nivel de amenaza sísmica el comité SEAOC VISION2000 nos brinda una tabla de niveles de movimiento sísmico de diseño donde, según el movimiento sísmico de diseño hay un periodo de retorno con una probabilidad de excedencia de Volver a ocurrir. Se utilizará la siguiente tabla:

Tabla 12. Niveles de movimiento sísmico de diseño

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)
Sismos frecuentes	43	50% en 30 años
Sismos ocasionales	72	50% en 50 años
Sismos raros	475	10% en 50 años
Sismos muy raros	970	10% en 100 años

Fuente: SEAOC comité Visión 2000, 1995.

- **NIVEL DE DESEMPEÑO**

En el nivel de desempeño el comité SEAOC VISION2000 nos proporciona una tabla donde hay cinco niveles de desempeño de la estructura, donde cada una describe el daño que sufrirá la estructura luego del evento sísmico.

A continuación, se utilizará la siguiente tabla:

Tabla 13. Niveles de desempeño de una Edificación

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Totalmente operacional	El daño es despreciable o nulo, la edificación permanece segura y estable para sus ocupantes. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional	Daños leves en elementos estructurales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan con normalidad. Se requiere algunas reparaciones menores.
Resguardo de vida	Daño moderado en elementos estructurales, no estructurales y contenido en la edificación. Perdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones quedan fuera de servicio. El edificio requerirá reparaciones importantes.
Próximo al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Gran degradación de la rigidez lateral y capacidad resistente del sistema. Inseguridad para los ocupantes y el costo de reparación puede ser no factible económicamente.
Colapso	Pérdida parcial o total del soporte, colapso parcial o total de la estructura. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC comité Visión 2000, 1995.

- **NIVELES DE COMPORTAMIENTO SISMO ESPERADO**

En este nivel utilizaremos una tabla que no indica el SEAOC VISION2000

Que nos indica que según el nivel de desempeño y los movimientos Sísmicos de diseño le corresponden estructuras básicas, esencial y crítica.

Tabla 14. Niveles de desempeño sísmico esperado

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Totalmente operacional	Funcional	Resguardo de vida	Próximo al colapso
Movimiento sísmico de diseño	Sismo frecuente (43 años)	Estructura básica			
	Sismo ocasional (72 años)	Estructura esencial	Estructura básica		
	Sismo raro (475 años)	Estructura crítica	Estructura esencial	Estructura básica	
	Sismo muy raro (970 años)	Estructura crítica	Estructura crítica	Estructura esencial	Estructura básica

Fuente: SEAOC comité Visión 2000, 1995.

- **NIVEL DE COMPORTAMIENTO SISMICO ESPERADO**

En este nivel, la deriva objetivo se entenderá como la deriva Máxima a la que se requiere llegar ante un sismo severo de ataque, No se utilizará la norma E0.30, sino, se empleará la Metodología Hazus que está en función al tipo de estructuras y a su altura, el cual nos dará un código

Esta clasificación se puede apreciar en el cuadro siguiente:

Tabla 15. Clasificación según el tipo de estructuras

No	Label	Description	Height			
			Name	Stories	Stories	Feet
1	w1	wood, Light Frame ($\leq 5,000$ sq.ft.)		ALL	1	14
2	w2	Wood, Greater than 5,000 sq. ft.		ALL	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame With Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames With Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1 - 3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4 +	5	50
			High-Rise			
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1 - 3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1 - 2	1	15
35	URM		Mid-Rise	3+	3	35
	M					
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Fuente: Multi _ Hazard Loss Estimation Methodology Hazus, 2010

Una vez identificado el código que le corresponde según la tabla antecesora, luego con este código ingresamos a la tabla de la relación daño – deriva que dada por la Metodología Hazus, que se aprecia en la siguiente tabla:

Tabla 16 Hazus relaciones deriva promedio entre pisos de estados de daño estructural

Model Building Type	Structural Damage States				
	Slight	Moderate	Extensive	Complete	
Low-Rise Buildings - High-Code Design Level					
W1, W2	0.004	0.012	0.04	0.1	
S1	0.006	0.012	0.03	0.08	
C1, S2	0.005	0.01	0.03	0.08	
C2	0.004	0.01	0.03	0.08	
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.008	0.024	0.07	
Low-Rise Buildings-Moderate-Code Design Level					
W1, W2	0.004	0.01	0.031	0.075	
S1	0.006	0.01	0.024	0.06	
C1, S2	0.005	0.009	0.023	0.06	
C2	0.004	0.008	0.023	0.06	
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.007	0.019	0.053	
Low-Rise (LR) Buildings - Low-Code Design Level					
W1, W2	0.004	0.01	0.031	0.075	
S1	0.006	0.01	0.02	0.05	
C1, S2	0.005	0.008	0.02	0.05	
C2	0.004	0.008	0.02	0.05	
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.006	0.016	0.044	
S5, C3, URM	0.003	0.006	0.015	0.035	
Low-Rise (LR) Buildings - Pre-Code Design Level					
W1, W2	0.003	0.008	0.025	0.06	
S1	0.005	0.008	0.016	0.04	
C1, S2	0.004	0.006	0.016	0.04	
C2	0.003	0.006	0.016	0.04	
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.003	0.005	0.013	0.035	
S5, C3, URM	0.002	0.005	0.012	0.028	
Mid-Rise Buildings					
All	Mid-Rise Building Types	$2/3*LR$	$2/3*LR$	$2/3*LR$	$2/3*LR$
High-Rise Buildings					
All	Mid-Rise Building Types	$1/2*LR$	$1/2*LR$	$1/2*LR$	$1/2*LR$

Fuente: Hazus – HM 2.1

Esta tabla brindada por la Metodología Hazus nos proporcionará una “deriva Máxima” a la que deberá llegar nuestra estructura ante un sismo de diseño Severo.

Por último, una vez identificado la deriva máxima brindada por la Metodología Hazus, ahora elegiremos por cada dirección tanto del eje X y ejeY la deriva máxima que fue elegida luego una selección de los 3 registros que fueron corregidos y escalados.

Por tanto, una vez seleccionados las derivas en ambas direcciones se procede a calcular el factor de reducción de respuesta (B), con la siguiente formula:

$$B_{xy} = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}} \dots\dots\dots(24)$$

3.8.5.2 AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (B_{eff})

El cálculo del amortiguamiento afectivo se obtendrá de la siguiente Formula:

$$B_{xy} = \frac{2.31-0.41\ln(B_0)}{2.31-0.41\ln(\beta_{effxy})} \dots\dots\dots(25)$$

Conociendo el valor del amortiguamiento inherente (B_0), con valor un Valor de 5% para estructuras de concreto Armado y conociendo el valor del factor de reducción (B_{xy}), despejamos y hallamos el valor de “ β_{eff} ” para la dirección del eje X y el eje Y.

3.8.5.3 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO (β_H)

El amortiguamiento viscoso según la empresa CDV representaciones, recomienda que los Disipadores sean diseñados para un amortiguamiento entre el 20 al 40%, hasta un límite aceptable del 1.25 de máximo, es decir 50%.

El cálculo del amortiguamiento viscoso (β_H), se obtendrá restándole el Amortiguamiento inherente (5%) al amortiguamiento efectivo.



3.8.5.4 RIGIDEZ DEL BRAZO METALICO (K)

En el cálculo de la rigidez del brazo metálico, se tiene que tener en cuenta la longitud del brazo metálico ya que puede variar según la disposición (Chevron Brace o Diagonal) que se optó para esta tesis y tener en cuenta las propiedades del Perfil metálico a emplear en el cálculo que para esta tesis fue el perfil Round HSS 20.00X0.375.

Para el cálculo de la rigidez se hallará con la siguiente formula:

$$K = \frac{EA}{L} \quad \dots\dots\dots(26)$$

Donde:

E= Modulo de elasticidad del acero

$$29000 \text{ Ksi} = 20.4 \times [10]^6$$

A= Área de la sección transversal del perfil

L = Longitud del brazo metálico (Al eje de elementos)

En la longitud del brazo metálico, depende de la disposición del disipador por que para esta longitud total se incluirá la del disipador. En esta tesis se instaló la disposición Chevron Brace Mejorado en la Dirección X y disposición Diagonal en la dirección Y.

Tabla 17. Propiedades del Perfil Metalico HSS

Dimensiones ROUND HSS 20.00 x 0.375				
D ext.(in)	D int. (in)	Espesor (in)	Área (in ²)	Inercia (in ⁴)
20.00	19.651	0.349	21.5	1040

Fuente: AISC Steel construction manual 13th.

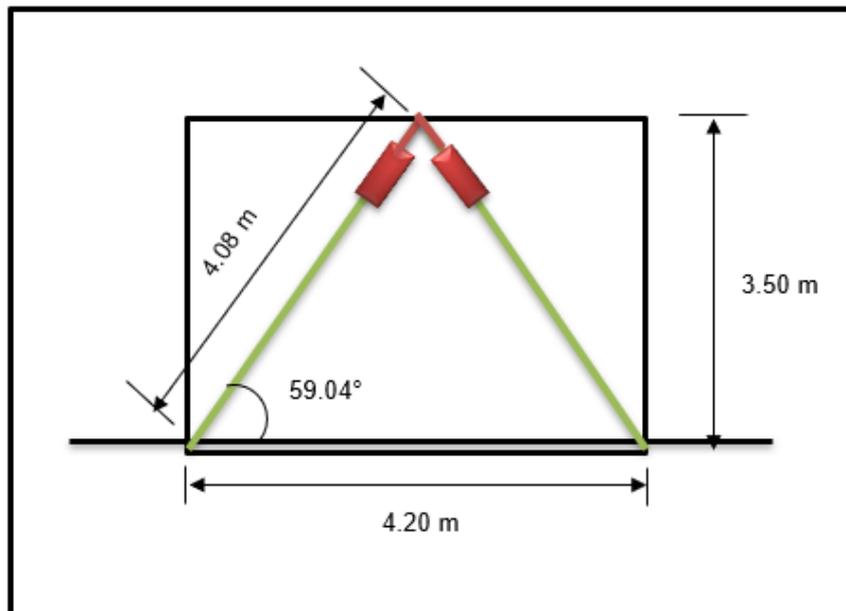


Figura 18. Longitud del brazo metálico en la dirección del eje X, pórtico extremo
Disposición Chevron Brace Mejorado.

Fuente: Elaboración propia.

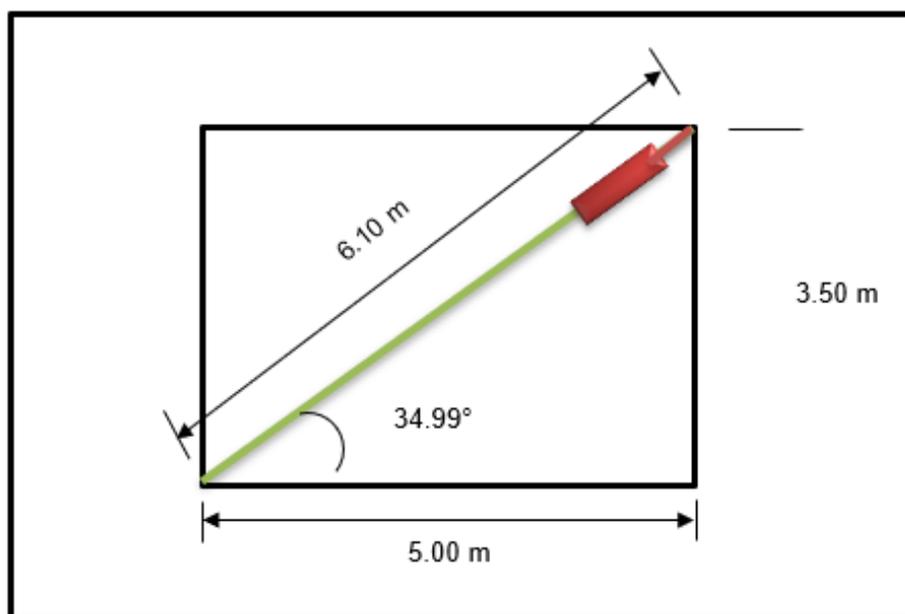


Figura 19. Longitud del brazo metálico en la dirección del eje Y, pórtico extremo
Disposición Diagonal.

Fuente: Elaboración propia.

3.8.5.5 EXPONENTE DE VELOCIDAD (α)

En la presente tesis el exponente de velocidad sera ($\alpha=0.5$) que se utiliza para las edificaciones, en la siguiente figura se muestra su gráfico.

3.8.5.6 COEFICIENTE DE AMRTIGUAMIENTO NO LINEAL (C)

Una vez determinado el valor de $\alpha=0.5$ para Disipadores de fluido viscoso, continuamos con el cálculo del coeficiente de amortiguamiento no lineal

$$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \dots\dots\dots(27)$$

Dónde:

β_H : Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j

m_i : Masa del nivel i

ϕ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

ϕ_i : Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

ϕ_{rj} : Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración)

A : Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base)

ω : Frecuencia angular

λ : Parámetro lambda.

Luego se continua con los calculos de los valores que seran utilizados en la Ecuación del coeficiente de amortiguamiento no lineal para cada uno de los ejes en analisis.



- **Amplitud de desplazamientos relativo del modo 1**

Se calculará mediante el uso de la siguiente formula:

$$A = \frac{10 \cdot g \cdot \Gamma \cdot S_a \cdot T_1}{4 \cdot B_{mD} \cdot \pi^2} \dots\dots\dots(28)$$

Dónde:

A= Amplitud de desplazamiento

g= Aceleración de la gravedad (981cm)

Γ= Factor de participación del modo fundamental de vibración

S_a= Aceleración espectral del sismo de diseño

T₁= Periodo del modo predominante de análisis

B_{mD}= Coeficiente de amortiguamiento

- **Frecuencia angular**

Para el cálculo de la Frecuencia angular, reemplazaremos los datos Obtenidos en la siguiente formula:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \dots\dots\dots(29)$$

Donde:

T = periodo natural de vibración

ω = Frecuencia angular

- **Masa sísmica por piso**

En la presente tesis la masa sísmica de la edificación del 1ero al 10mo Nivel es la siguiente:



Tabla 18. Masa sismica de la edificación del 1ero al 10mo nivel

NIVEL	Masas Tnf.s2/m
Story10	33.7393
Story9	43.7485
Story8	43.7485
Story7	43.7485
Story6	43.7485
Story5	43.7485
Story4	43.7485
Story3	43.7485
Story2	43.7485
Story1	45.8960

Fuente: Programa ETABS 2016.

Elaboración propia

- **Desplazamientos del modo 1 en el pórtico**

Se determinan los desplazamientos máximos (Φ) provenientes del modo Predominante del 1ero al 10mo nivel, obtenidas del software ETABS 2016.

- **Desplazamientos en ambos extremos del pórtico que albergará al Disipador**

Los datos obtenidos de los desplazamientos relativos en los serán extremos del disipador (Φ_{rj}), facilitados por el software ETABS 2016.

- **Parámetro λ**

El parámetro “ λ ” depende del valor que tome el parámetro “ α ”, como sabremos se tomó $\alpha = 0.5$ para Disipadores no lineales, por lo tanto, a norma FEMA nos proporciona una tabla donde le corresponde el valor de $\lambda = 3.5$.



Tabla 19. Parámetro lambda para disipador Viscoso no lineal

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3

Fuente: FEMA 274, 1997.

Hasta acá con los datos obtenidos se procede a calcular coeficiente de amortiguamiento del disipador y con el número de de Disipadores ya definido se procede a calcular el coeficiente de Amortiguamiento no lineal unitario, con la siguiente formula:

$$C_j = \frac{\sum c_j}{N_{disipadores}} \dots\dots\dots(30)$$

Se realiza el cálculo para ambas direcciones tanto en X y en el eje Y en la presente tesis. Con los valores obtenidos de: “K, Cj, α ” hallados se ingresa al software ETABS 2016 para obtener el control de derivas con análisis dinámico – tiempo historia no lineal.

3.8.6 ANALISIS SISMICO DINAMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS

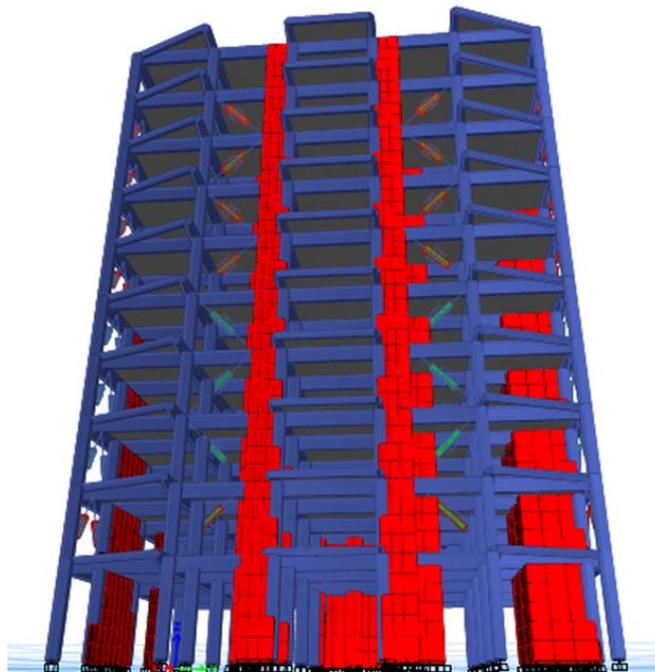


Figura 20. Edificación con disipadores de fluido viscoso

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia

Una vez colocados los Disipadores en la edificación se procede a verificar si logran disminuir las derivas, mediante el control de derivas con análisis dinámico - tiempo historia no lineal en el eje X y en el eje Y.

3.8.6.1 COMPORTAMIENTO HISTERETICO

En este ítem se verificará el correcto comportamiento de los disipadores de Fluido viscoso acoplados a la estructura acoplados en la estructura en análisis los que mostrarán una relación fuerza – desplazamientos a través de curvas elípticas posicionadas en las abscisas.

En nuestra tesis los disipadores están acoplados en dos ejes paralelos extremos por dirección de análisis tanto en el eje X y en el eje Y.



3.8.6.2 BALANCE ENERGETICO

El balance energético muestra la energía de ingreso que proviene del sismo de diseño severo, la energía cinética, energía potencial, amortiguamiento por parte de la estructura y amortiguamiento por parte de los disipadores

Para el cálculo del porcentaje de disipación de energía se divide la energía disipada por los dispositivos entre la energía de entrada del sismo severo, estos disipadores de fluido viscoso son capaces de disipar hasta el 80% del sismo de diseño.

3.8.6.3 FUERZA DE LOS DISIPADORES

La empresa Taylor Device a través de CDV representaciones nos brinda una tabla con las fuerzas máximas para poder solicitarlos.

Teniendo el comportamiento de los disipadores, se extraen las fuerzas axiales (tracción y compresión) en cada disipador, los resultados que se obtuvieron en la presente tesis se redondearon al máximo valor de la tabla que nos brinda CDV:

Tabla 20. Fuerzas y peso de los Disipadores

FUERZA	Peso (Lbs)
55	98
110	215
165	400
220	560
330	675
440	1000
675	1750
900	2400
1450	consultar
1800	consultar

Fuente: Taylor Devices.

Conociendo las fuerzas de los disipadores, obtenemos las propiedades de disipadores de fluido viscoso y las dimensiones de la placa base en las siguientes figuras:

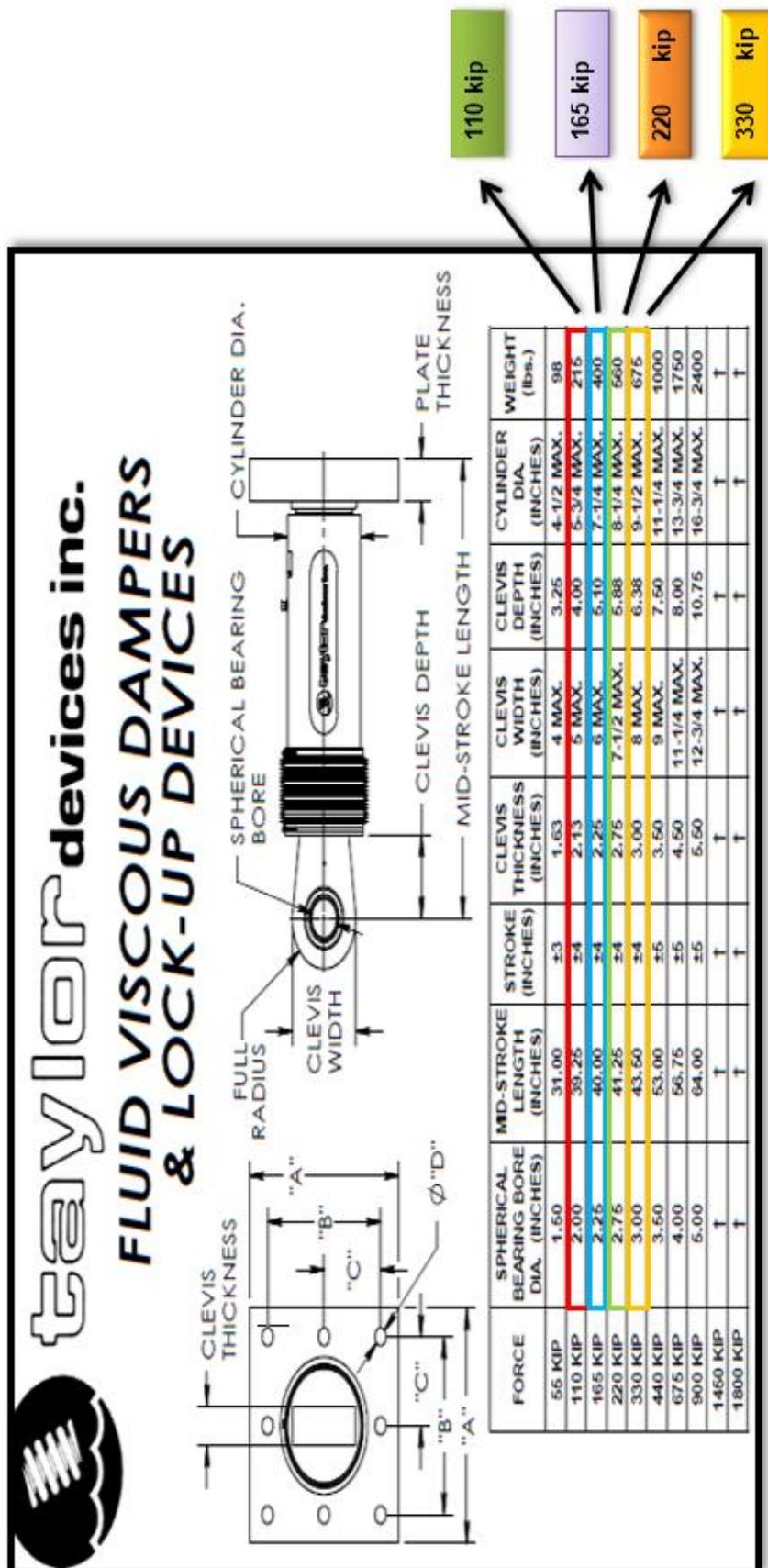


Figura 21. Propiedades de los Disipadores de Fluido Viscoso – TAYLOR DEVICE

NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ± 2 TO ± 36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ± 1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ± 4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES
220 KIP ± 6 INCHES STROKE, 6-4 = 2 TIMES FIVE = 10
41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.
* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

Figura 22. Dimensiones de la Placa Base – TAYLOR DEVICE

3.8.6.4 MAXIMO STROKE

“Desplazamiento máximo que sufren los dispositivos, esto es fundamental para la fabricación de la cámara de acumulación del líquido siliconico” (Chávez, 2017, p. 178).

El valor del máximo que puede salir en el máximo stroke de los dispositivos del edificio, dato recomendado para el diseño por la empresa CDV representaciones es de 50mm (5cm)

3.8.6.5 VELOCIDAD MAXIMA

Para el cálculo de la velocidad máxima se procede a emplear la siguiente formula usando en ella la axial máxima, el coeficiente de amortiguamiento no lineal y el exponente de velocidad:

$$V = \alpha \sqrt{\frac{F}{c}} \dots\dots\dots(31)$$

Para la presente tesis se emplean 4 diferentes fuerzas.

3.8.7 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO DEL DISPOSITIVO

3.8.7.1 ELECCION DEL DISIPADOR

En la presente tesis se seleccionaron cuatro tipos de disipadores de acuerdo a la axial, sus características de los disipadores y de la placa base facilitados por la empresa Taylor device.

Se muestran las características de cada uno de los disipadores y de las placas base a utilizar.



3.8.7.2 DISEÑO DEL BRAZO METALICO

En el diseño del brazo del disipador estos tendrán que ser diseñados para resistir la fuerza producto de un sismo máximo esperado.

Los disipadores en esta tesis se encuentran en disposición Chevron Brace Mejorado y Diagonal, donde se compone de brazos metálicos los que absorben la carga axial producto de la fuerza sísmica.

El diseño del brazo se puede ver en el ANEXO N° 9

3.8.7.3 DISEÑO DE LA VIGA DE ACERO

El diseño de la viga de acero se realizará en la dirección del eje X con **disposición Chevron Brace Mejorado** ya que esta disposición consta de una viga de acero.

Para el diseño de la viga de acero se tomará el pórtico más esforzado en el eje X, donde la diferencia de fuerzas axiales sea la mayor, creando una mayor resultante ya que el diseño sera estándar para todos los pórticos con disipadores.

Del item anterior del diseño de los brazos metálicos mediante sismo máximo esperado, se procede a determinar la diferencia de cada par de dispositivos por pórtico y niveles.

El desarrollo del diseño de la viga de acero se puede apreciar en el ANEXO N° 9

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN



CAPITULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS E INTEPRETACIÓN DE RESULTADOS

CONTRASTACIÓN DE RESULTADOS

Se culmina el proceso de análisis en desempeño sísmico y diseño estructural de la edificación esencial clínica en Nuevo Chimbote, Ancash. La estructura ante un sismo severo, estará en la capacidad de soportar sin ningún problema y brindar la total operacionalidad luego del evento, teniendo un daño leve mínimo reparable.

En el largo proceso de análisis el modelo dinámico – matemático de la edificación se ha sometido a numerosos cambios debido al comportamiento lineal, sismo moderado e incursionando en la no linealidad ante diferentes sismos severos. La influencia del incremento de amortiguamiento mediante los disipadores fue importante para que el edificio cumpla las derivas de entrepiso.

Por consiguiente, se procede a determinar mediante tablas y gráficos la eficiencia y optimización brindada por los disipadores en la edificación.

4.1.1 DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DE MASA

✓ Para el eje X:



Figura 23. Desplazamientos en el centro de masa del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores en el eje X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Reducción porcentual en desplazamientos del centro de masa en el eje X

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
10	290.883	89.581	69%
9	261.874	83.636	68%
8	229.863	75.837	67%
7	196.077	66.809	66%
6	163.619	56.832	65%
5	131.122	45.675	65%
4	99.597	34.226	66%
3	68.511	22.528	67%
2	40.359	12.34	69%
1	17	3.677	78%

Fuente: Elaboración propia

✓ Para el eje Y:



Figura 24. Desplazamientos en el centro de masa del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores en el eje Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla22. Reducción porcentual en desplazamientos del centro de masa en el eje Y

NIVEL	SIN DISIPADOR (mm)	CON DISIPADOR (mm)	% REDUCCIÓN
10	263.943	34.403	87%
9	242.284	32.484	87%
8	217.119	30.607	86%
7	189.44	28.135	85%
6	159.556	25.05	84%
5	128.192	21.195	83%
4	96.423	16.936	82%
3	65.7	11.851	82%
2	37.893	7.188	81%
1	15.41	1.953	87%

Fuente: Elaboración propia

4.1.2 DERIVAS DE ENTRE PISO

✓ Para el eje X:

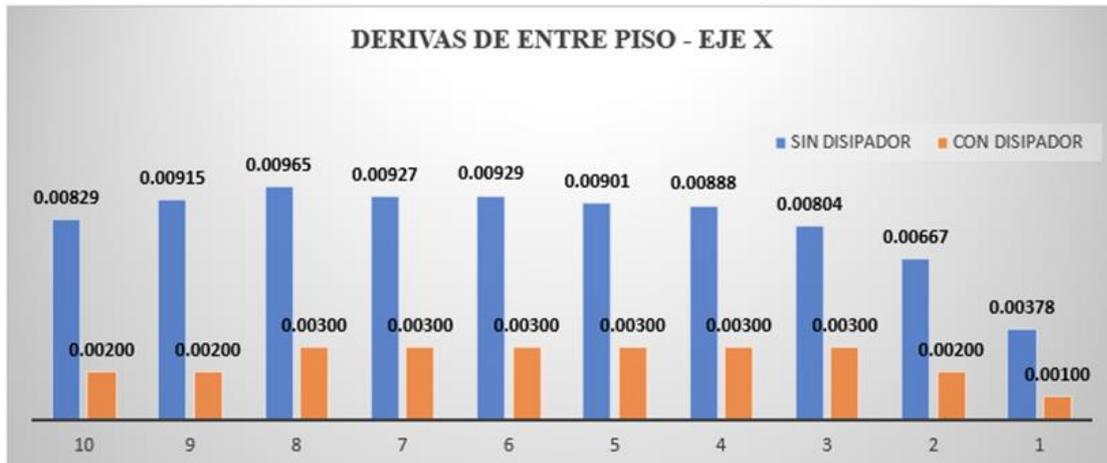


Figura 25. Derivas de entrepiso del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores en el eje X

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Reducción porcentual en derivas de entrepiso en el eje X

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
10	0.00829	0.00200	76%
9	0.00915	0.00200	78%
8	0.00965	0.00300	69%
7	0.00927	0.00300	68%
6	0.00929	0.00300	68%
5	0.00901	0.00300	67%
4	0.00888	0.00300	66%
3	0.00804	0.00300	63%
2	0.00667	0.00200	70%
1	0.00378	0.00100	74%

Fuente: Elaboración propia

✓ Para el eje Y:



Figura 26. Derivas de entrepiso del edificio sin disipador vs edificio con disipador en el eje Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Reducción porcentual en derivas de entrepiso en el eje Y

NIVEL	SIN DISIPADOR	CON DISIPADOR	% REDUCCIÓN
10	0.00689	0.00100	85%
9	0.00755	0.00100	87%
8	0.00815	0.00100	88%
7	0.00850	0.00100	88%
6	0.00901	0.00100	89%
5	0.00962	0.00100	90%
4	0.00961	0.00100	90%
3	0.00916	0.00100	89%
2	0.00785	0.00100	87%
1	0.00444	0.00100	77%

Fuente: Elaboración propia



4.2 DISCUSIÓN

La presente tesis de investigación se llevó a cabo con una principal razón que fue conocer la vulnerabilidad de las estructuras esenciales frente a un evento sísmico severo en la ciudad de nuevo Chimbote y las medidas a tomar para evitar un colapso o la interrupción del servicio de estas edificaciones esenciales.

Desarrollamos el análisis comenzando por el pre-dimensionamiento para una clínica (edificación esencial) con 10 niveles en la ciudad de nuevo Chimbote, la zona es de un suelo S2 según el EMS, luego se procedió a realizar el análisis estático donde se asumió la edificación como un sistema de muros estructurales, se verifico que la edificación totalmente es regular teniendo un valor para cada irregularidad ya sea en altura como en planta, con un coeficiente de 1 para cada regularidad por lo tanto el coeficiente definitivo de reducción de las fuerzas sísmicas será 6 confirmándose el mismo .valor tomado inicialmente.

Luego en el análisis dinámico modal -espectral se tuvo que escalar puesto que la cortante dinámica fue inferior al 80% de la cortante estática en los dos ejes de análisis (Tabla 45) contrario a lo que indica la norma E0.30, luego de realizado el escalamiento en ambas direcciones ahora lograron cumplir con lo indicado en la norma (Tabla 46), en la masa participativa de la estructura se encuentra con 8 modos el 90% en el eje X y bastaría analizar 7 modos en el eje Y (Tabla 48)cumpliendo con lo que indica la norma E0.30.

Se procedió a evaluar las derivas elásticas e inelásticas para el eje X y eje Y donde se observó que los desplazamientos en su mayoría no cumplieron con lo indicado en la norma E030 de 0.007 (Tabla 50 y Tabla 51).

Continuando con el análisis sísmico con reforzamiento de disipadores de fluido viscoso lineal y no lineal la norma E0.30 nos señala que debemos realizar el análisis dinámico



modal – espectral con $R=1$ (Figura 47) antes de iniciar con el análisis dinámico – tiempo historia, dándole así un sismo severo y obteniendo las derivas del análisis dinámico modal espectral con $R=1$ en la dirección X y en la dirección Y (Tabla 53 y Tabla 54).

A continuación, pasamos con los registros sísmicos, la norma E0.30 indica, 3 registros sísmicos como mínimo siendo el registro de Lima 1966, Ica 2007, Lima 1974 considerados como los más severos ocurridos en nuestro país, a los cuales se le hizo las correcciones de filtrado y línea base en el software Seismo Signal y el escalamiento al espectro objetivo mediante el Seismo Match, los valores se ingresaron al programa Etabs 2016 y se corrió nuevamente el modelo matemático de análisis dinámico – tiempo historia lineal obteniendo derivas alrededor del espectro de diseño, luego obteniendo en cada registro los desplazamientos en dos casos para el eje X y para el eje Y se eligió el mayor parecido al que resulta de las derivas del tiempo historia lineal vs las del análisis dinámico espectral con $R=1$ (Tabla 62 y Tabla 65) donde las derivas máximas a vencer fueron 9.65% y 9.62%.

En el diseño por desempeño de los disipadores de fluido viscoso se utilizó el comité visión 2000 determinando el nivel de amenaza sísmica que fue para sismo raro con un periodo de retorno de 475 años (Tabla 74) y un nivel de desempeño según el SEAOC VISION 2000 funcional con daño leve, donde se calificó con el código C2H según la metodología Hazus obteniendo mediante la metodología de relación daño – deriva Hazus una deriva máxima de 0.004 ante sismo de diseño severo (Tabla 78).

Se determino que las disposiciones para reforzar el edificio serán Chevron Brace Mejorado en la dirección del eje X y disposición diagonal en el eje Y

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Habiendo realizado los objetivos propuestos en la presente tesis, se llegan a las siguientes conclusiones:

1. Se realizó el análisis sísmico con modelos sísmicos convencionales como son: análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes, análisis dinámico modal-espectral, análisis dinámico modal-espectral sísmica con $R=1$, donde las derivas en ambas direcciones ortogonales no cumplen con lo indicado en la norma E-030 (0.007).
2. Se determinaron las características de los disipadores de fluidos viscosos, como el de adicionar un amortiguamiento entre un 20% al 40% hasta un límite aceptable del 1.25 del máximo es decir 50% (en nuestra tesis fue del 47.31%); reducir la energía sísmica en la edificación hasta en un 80%; son ideales para edificios nuevos y reforzamiento en existentes.
3. Se determinaron efectivamente las propiedades no lineales de los disipadores en “X” con: $\alpha = 0.5$; $k = 69355 \text{ Tn/m}$; $C_j = 111 \text{ Tn. s/m}$; y en “Y” con: $\alpha = 0.5$; $k = 46389 \text{ Tn/m}$; $C_j = 220 \text{ Tn. s/m}$.
4. Se considero 3 registros sísmicos: Ica-15 de Agosto2007, Lima-3de octubre 1974, Lima- 17 de octubre 1966, siendo el mínimo permitido por la E030. 2018, catalogados como los más severos a nivel nacional. Procediéndose a usar los softwares especializados SEISMOSIGNAL para la corrección por línea base y filtrado, y el



SEISMOMATCH para realizar el escalamiento respectivo al espectro de diseño, finalmente luego de una selección de las derivas halladas mediante los 3 registros sísmicos se determinó como sismo de diseño para cada eje de manera independiente, en el eje X el de Lima 1966 -Caso1, y en el eje Y el de Lima 1966- Caso2.

5. Se realizo el análisis sísmico con modelos matemáticos avanzados del tiempo historia lineal y no lineal, obteniéndose derivas inelásticas con el análisis dinámico-tiempo historia no lineal menores al 0.004 (deriva máxima); la energía de disipación es prácticamente 73% del total de ataque producto del sismo severo, lo cual es correcto debido a que los disipadores de fluido viscoso son capaces de disipar hasta el 80% del sismo de diseño; se requirió un numero de 96 disipadores con fuerzas de 110, 165, 220 y 330 kip.
6. Se verifico el comportamiento de la edificación con la incorporación de disipadores de energía viscoso obteniendo un valor máximo de 3‰ de deriva inelástica, el desplazamiento en el eje “X” del piso 10mo :89.581mm y en el eje” Y” del piso 10mo: 34.403mm.
7. Se realizo la contrastación de resultados de la edificación sin disipadores y con disipadores, teniendo una optimización en cuanto a desplazamientos en el centro de masa con una reducción del 69% en el 10mo piso y 65% en el 5to piso en el eje X; y se obtuvo una reducción del 88% en el 10 mo piso y de 86% en el 5to piso con respecto al eje Y. También se obtuvo una reducción en las derivas de entrepiso del 80% en el 10mo piso y 62% en el 4to piso en el eje X, una reducción del 92% en el 10mo piso y



una reducción del 80.9% en el 2do piso en el eje Y. Con respecto en las columnas se redujeron los momentos al 30% y las cortantes al 29 % en el primer piso.

8. Se acepta la hipótesis de la investigación ya que se logró reducir sustancialmente el daño en la edificación ante sismo severo, con derivas menores al indicado en la norma E-030(0.007) que permitirá la normal continuidad del funcionamiento, brindando sus servicios.



5.2 RECOMENDACIONES

1. Realizar el análisis estático o de fuerzas equivalentes y dinámico modal – espectral, para fines comparativos y determinación del sistema estructural en el primero; y con respecto al segundo análisis para fines de determinación, por lo tanto, no sirven para el diseño. El estático viene hacer un análisis de fuerzas versus rigidez lateral en tanto el dinámico modal-espectral el comportamiento de la estructura no es real.
2. Emplear como mínimo 3 registros, donde cada registro tendrá dos casos que serán corregidos y escalados al espectro de diseño con el apoyo de un respectivo software especializado.
3. Se recomienda proponer la metodología definiendo primero un objetivo de desempeño acorde al presupuesto económico asignado.
4. Se recomienda que en las nuevas edificaciones esenciales o existentes se utilicen sistemas de protección sísmica como los disipadores de fluido viscoso ya que producirían una gran reducción del 80% de la energía sísmica, evitando las pérdidas de víctimas humanas y las pérdidas económicas ante un evento sísmico severo, sabiendo que estos sismos no provocan las pérdidas de vidas humanas, sino que son acusa del colapso de las edificaciones.
5. Se recomienda que el amortiguamiento debe estar entre el 20% y 40% ya que si el amortiguamiento es menor al 20% la edificación no necesita de disipadores y si son mayores al 40% no es recomendable por que se utilizarían una mayor cantidad de disipadores por lo que se volvería desventajoso económicamente.
6. Se recomienda el uso de los disipadores de fluidos viscosos en disposición Chevron Brace Mejorado en edificaciones esenciales puesto que generan una mayor disipación de energía con respecto a la disposición diagonal.

CAPITULO VI

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFICAS



CAPITULO VI REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

6.1 REFERENCIAS BIBLIOGRAFIAS

American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard ASCE/SEI 7-10 (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Prepared by American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.*

Boza Z. & Galan D. (2013). *Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo CHEVRON* (tesis de grado, Pontificia universidad catolica del Perú, Lima, Perú).

Recuperado de:

http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/4518/BOZA_ZUE_N_Y_GALAN_DANNY_DISIPADORES_ENERGIA_CHEVRON.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Chacon R. & Ramirez J. (2014). *Analisis de una edificacion de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso* (tesis de grado, Pontificia universidad catolica del Perú, Lima, Perú).

Recuperado de:

<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/5971>

Chavez Aguirre J. (2017). *Diseño sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso*. (2.a ed). Lima, Perú: Fondo editorial Grupo Universitario.

Diaz La Rosa M. (2014). *Evaluacion del proyecto estructural y optimizacion del diseño con disipadores de energia viscosos Taylor para una edificacion esencial de 6 pisos* (tesis de grado, Universidad privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú). Recuperado de:

<http://repositorio.upao.edu.pe/handle/upaorep/637>



FEMA 274 (1997). *Nehrp Commentary on the Guildelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Recuperado de:

<https://www.conservationtech.com/FEMA-publications/FEMA274-1997.pdf>

Guevara D. & Torres P. (2012). *Diseño de un edificio aporticado con amortiguadores de fluido viscoso en disposicion diagonal* (tesis de grado, Pontificia universidad catolica del Perú, Lima, Perú). Recuperado de:

http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/1477/GUEVARA_DIEGO_Y_TORRES_PERCY_EDIFICIO_APORTICADO_AMORTIGUADORE_S.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Navarro Viera F. (2017). *Comparación de las respuestas dinámicas en estructuras con y sin disipadores de energía pasivos de fluido viscoso en la zona sismica cuatro* (tesis de grado, Universidad Nacional de Piura, Piura, Perú). Recuperado de:

<http://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1077>

Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma Técnica E.030 “*Diseño Sismorresistente*”. recuperado de:

<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/217118/RM-355-2018-VIVIENDA.pdf>

Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma Técnica E.020 “Cargas”. Recuperado:

<https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>

Romero Urrunaga A. (2013). *Diseño con disipadores de energía sismica de tipo fluido viscoso* (tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú). Recuperado:

<http://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/91/T%20551.22%20R763%202013.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

CAPITULO VII

ANEXOS

ANEXO N°01

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLE
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE
<p>Cuál será el desempeño sismico no lineal de una edificación esencial ante un sismo severo optimizado con disipadores de fluidos viscoso en la Urb. Buenos Aires, distrito de Nuevo Chimbote.</p>	<p>Evaluar el desempeño sismico no lineal de una edificación esencial ante sismo severo optimizado con disipadores de fluido viscoso en la Urb. Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote.</p>	<p>Si utilizando disipadores de fluido viscoso en una edificación Esencial, permitirá seguir brindando servicios con normalidad ante un sismo severo, reduciendo el daño sustancialmente.</p>	<p>Desempeño sismico no lineal de una edificación esencial de 10 pisos.</p>
<p>Problemas específicos</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Cuáles son los modelos matemáticos con los que se inicia el diseño para un buen análisis de la estructura. 2. <u>Que</u> criterios hay que tener en cuenta para un mejor desempeño de la estructura y elección de los disipadores. 3. Que criterio será necesario para alcanzar el sismo de diseño severo para que la estructura alcance un nivel de desempeño adecuado. 4. Que modelos matemáticos podrán proveer un mejor nivel de desempeño ante sismo severo. 5. Cuál será el comportamiento de la edificación esencial con la incorporación de los disipadores de fluido viscosos. 6. Qué tipo de diseño podrá dar un mejor desempeño a la edificación esencial ante sismo severo. 	<p>Objetivos específicos</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Realizar el análisis sismico con modelos matemáticos convencionales. 2. Determinar las características y propiedades no lineales de los disipadores de fluido viscoso. 3. Determinar, corregir y escalar el sismo de diseño severo mediante software especializado. 4. Realizar el análisis sismico con modelos matemáticos avanzados del tiempo historia lineal y no lineal. 5. Verificar el comportamiento de la edificación con la incorporación de disipadores de energía de fluido viscoso. 6. Realizar la contrastación de resultados de la edificación sin disipadores y con disipadores. 	<p>Hipótesis específicas</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. El diseño basado en los criterios mínimos de las Normas e.030 y la norma americana ASCE/SEI 7-10, en el empleo de disipadores de fluidos viscosos proveerán amortiguamiento a la estructura, reducción de desplazamientos, esfuerzos y un funcionamiento continuo ante un evento sismico severo. 2. El comportamiento sismico y el nivel de desempeño que se espera de la estructura ante sismo severo están relacionados con los parametros tomados en el diseño. 	<p>Variable dependiente</p> <p>Disipadores de fluido viscoso.</p>

ANEXO N°02

OPERAZIONALIZACIÓN DE VARIABLES



VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Desempeño sísmico no lineal de una edificación esencial de 10 pisos	Es el proceso en el cual la estructura entra en el rango inelástico por sismo Severo, se aprecia el nivel de comportamiento de la estructura ante esta acción y el de cada elemento estructural.	El comportamiento que tiene la estructura según el nivel de desempeño escogido dependiendo del uso de la estructura, donde se controlen los desplazamientos, las derivas como lo indican las normas E.030 y el ASCE/SEI 7-10. CAP.18	Rigidez	Distorsión de enteres piso y las derivas.
			Nivel de desempeño	Totamente operacional Funcional, resguardo de vida, próximo al colapso
			Análisis no- lineal	Análisis dinámico tiempo - historia no lineal
Disipadores de fluido viscoso	Los disipadores son elementos que se adosan a los pórticos estructurales, y que ante un sismo disipan la energía del sismo tras el paso de fluido viscoso en su interior.	Este dispositivo disipa las Energías sísmicas asegurando que la edificación no sufra algún daño.	Disposiciones típicas	Diagonal Chevron brace mejorado
			Parámetros	Fuerza en el disipador Amortiguamiento Curva histerético

ANEXO N°03

**PRE - DIMENSIONAMIENTO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES**



DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1 PRE - DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1.1 Losa Maciza

El el pre-dimensionamiento de las losas macizas se utilizarán las recomendaciones dadas por el ACI 318 - 2014, aplicándose la siguiente regla práctica y criterio inicial para calcular el peralte de la losa.

Tabla 1. *Relación losa maciza*

Losa maciza en dos direcciones	
Mayor luz (m)	Peralte
Entre 4 a 5.5 m	L/40
Entre 5.5 a 6.5 m	L/35
Entre 6.5 a 7.5 m	L/30

Fuente: Diseño de edificaciones de concreto armado (Oviedo, 2015)

$$h = \frac{L}{35} \quad (9)$$

Donde:

h= Peralte de la losa maciza

L= Longitud de la luz mayor entre paños

$$h = \frac{5.50 \text{ m}}{35}$$

$$h = 0.157 \text{ m}$$

Redondeando se decide utilizar un espesor de losa maciza de 20cm.

3.1.2 Losa Aligerada

En el pre-dimensionamiento de las losas aligeradas unidireccionales, se utilizarán las recomendaciones brindadas por el ACI 318 - 2014 y la E-060, para lo cual se aplicará la siguiente relación:

$$h = \frac{L}{25} \quad \dots (10)$$

Dónde:

h = El peralte de la losa aligerada

L = La longitud de la luz menor entre paños

$$h = \frac{4.20}{25}$$

$$h = 0.168 \text{ m}$$

Ahora, procediendo a redondear al valor más crítico, al espesor trabajable y evitando con seguridad las deflexiones en la losa, se decide emplear un **espesor** de losa aligerada **de 25 cm.**

3.1.3 Vigas

Elementos estructurales que tienen la capacidad de recibir las cargas provenientes de la losa y luego transmitir las hacia las columnas, muros portantes o placas, dependiendo del sistema estructural de la edificación en análisis.

En las vigas peraltadas se utilizará lo siguiente:

Tabla 2. Factores para el pre-dimensionamiento de vigas

Factores para pre-dimensionamiento de vigas	
Ws/c	α
$S/C \leq 200 \text{ Kg/m}^2$	12
$200 < S/C \leq 350 \text{ Kg/m}^2$	11
$350 < S/C \leq 600 \text{ Kg/m}^2$	10
$600 < S/C \leq 750 \text{ Kg/m}^2$	9

Fuente: Diseño de edificaciones de concreto armado (Oviedo, 2015)

La edificación esencial proyectada por los autores de la presente tesis es una clínica de 10 niveles, la que tendrá con una sobrecarga de acuerdo con la E-020 de 300 kg/m^2 en toda su área, por tanto, se empleará la siguiente relación:

$$h = \frac{Ln}{11} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$b = \frac{h}{2} \quad \dots\dots\dots (12)$$

Dónde:

h = Peralte de la viga

Ln = Luz máxima a eje (m)

b = Ancho de la viga

$$h = \frac{5.50}{11} = 0.50 \text{ m} \cong 0.60 \text{ m}$$

$$b = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ m}$$

Ahora, las vigas en toda la edificación en forma ortogonal tendrán las dimensiones de 30 x 60 cm.



3.1.4 Columnas

Son elementos que están sometidos a trabajo de flexión y compresión (flexo-compresión) así como también a las cortantes, en este caso la edificación contara con la combinación de pórticos y muros estructurales (placas), estos elementos encargados de brindar rigidez lateral a la estructura esencial en análisis.

3.1.4.1 Pre - dimensionamiento inicial

Se iniciará con un pre-dimensionamiento inicial proveniente de un primer metrado en la cual se tiene las siguientes cargas aplicadas a la estructura:

$$\text{Losa maciza} = 0.48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Losa aligerada} = 0.323 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tabiquería} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 0.10 \text{ t/m}^2$$

$$\text{y concreto} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.30 \text{ t/m}^2$$

Para el primer metrado y para considerar un peso inicial de las columnas se utilizará las siguientes relaciones:

$$\text{Columna centrada: } \longrightarrow b = \frac{H}{8}$$

$$\text{Columna excéntrica: } \longrightarrow b = \frac{H}{9}$$



Columna esquinada: $\longrightarrow b = \frac{H}{10}$

Dónde:

b = Lado de la columna

H = Altura de entrepiso

Se tienen alturas de entrepiso de 4.50 m en el primer nivel y en el 2do al 10^{Mo} nivel de 3.50 m, por lo tanto, aproximando al más desfavorable las dimensiones de “b” serán las siguientes:

Columnas centradas = 0.50 x 0.50 m

Columnas excéntricas = 0.40 x 0.40 m

Columnas esquinadas = 0.35 x 0.35 m

Los resultados de las cargas sobre las columnas se tienen a continuación lo siguiente:

Tabla 3. *Cargas tributarias inicial en columnas*

CARGAS TRIBUTARIAS INICIAL EN COLUMNAS	
COLUMNA CÉNTRICA	344.03 Tn
COLUMNA EXCÉNTRICA	139.35 Tn
COLUMNA ESQUINADA	80.28 Tn

Fuente: Elaboración propia



- **CÁLCULO DE PRE - DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**

En el cálculo de dimensiones de las columnas se utilizarán las fórmulas brindadas por el Dr. Antonio Blanco Blasco:

- a) Las columnas centradas se pre dimensionaran con la siguiente formula:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45F_{rc}} \quad (13)$$

Dónde:

A_{col} = Área de columna

$P_{servicio}$ = Peso de servicio tributario por columna

✓ **Columnas centradas**

Como dato anterior la carga inicial tributaria de las columnas centradas se continuará con el cálculo de las dimensiones iniciales.

$$A_{col} = \frac{344.03 \text{ tn}}{0.45(0.28)}$$

$$A_{col} = 2730.40 \text{ cm}^2$$

- b) Las columnas excéntricas y esquinadas sabiendo que trabajan a menos carga axial, se podrá pre dimensionar con la siguiente formula teniendo como límite para zonas sísmicas dimensiones no por debajo de 1000 cm²:

$$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35F_{rc}} \quad (14)$$

Dónde:

A_{col} = Área de columna



$P_{servicio}$ = Peso de servicio tributario por columna

✓ Columna excéntrica

Teniendo como dato anterior la carga inicial tributaria de la columna excéntrica se continuará con el cálculo de las dimensiones iniciales.

$$A_{col} = \frac{139.35}{0.35(0.28)}$$

$$A_{col} = 1421.94 \text{ cm}^2$$

✓ Columna esquinada

Teniendo como dato anterior la carga inicial tributaria de la columna esquinada se procederá con el cálculo de las dimensiones iniciales.

$$A_{col} = \frac{80.28}{0.35(0.28)}$$

$$A_{col} = 819.18 \text{ cm}^2$$

3.1.4.2 Pre - dimensionamiento final

Para los 3 tipos de columnas, por ejemplo, la centrada, todo índico previamente en el cálculo inicial dado en el ítem 3.1.4.1 que solo se utilizaría columnas centradas con un área de 2730.40 cm² como máximo, ya que sería la necesaria para soportar las cargas provenientes hacia la misma. No obstante, debemos tener en cuenta que la estructura será analizada ha sismo tanto moderado como

severo, en el cual se controlaran los periodos naturales de vibración en los dos ejes en planta, teniendo como referencia el cálculo aproximado de periodos a continuación mediante la fórmula:

$$T \cong 0.1(Npisos)$$

En consecuencia, el presente proyecto se utilizarán dimensiones recomendadas y con área transversal el cual tenga criterio de cuantía mínima de 1% y máxima del 6% dando facilidades para su ejecución, más económicos y sobre todo mantener un periodo acorde a la altura y a la masa de la estructura.

Las dimensiones serán:

Tabla 4. *Dimensiones de las columnas*

NIVEL	C. CENTRADA	C. EXCENTRICA	C. ESQUI
01 al 10	0.50 x 0.50	0.40 x 0.40	0.40 x 0.40

Fuente: *Elaboración propia*

✓ Columnas centradas

Las dimensiones escogidas son de 0.50 x 0.50 m en todos los 10 niveles de la edificación.

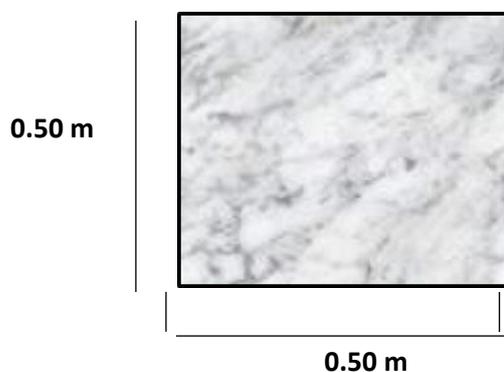


Figura 1. *Dimensiones – Columna Centrada*

Fuente: *Elaboración propia*

✓ Columnas excéntricas

Se tendrán el mismo criterio utilizado que en las columnas centradas.

Las dimensiones escogidas son 0.40 x 0.80 m para los 10 niveles de la edificación.

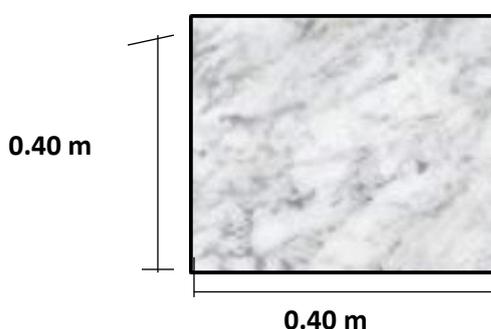


Figura 2. Dimensiones – Columnas excéntricas

Fuente: Elaboración propia

✓ Columnas esquinadas

Para las columnas esquinadas se tendrá el mismo criterio utilizado en las columnas centradas y excéntricas.

Las dimensiones escogidas son de 0.40 x 0.80 m para los 10 niveles de la edificación.

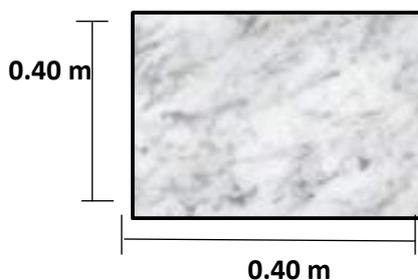


Figura 3. Dimensiones – Columna Esquinada

Fuente: Elaboración Propia



3.1.5 Placas

Las placas, para fijar un dimensionamiento es un poco complicado, ya que tienen como principal función absorber las fuerzas de corte que provienen del evento sísmico, esto es que mientras más inercia o importantes sean en la edificación más cortante sísmica absorberán.

Se aconseja en las zonas de alto grado de sismicidad placas de espesores con mínimo de 20 cm, en el presente proyecto la edificación es esbelta y se ubica en Nuevo Chimbote, perteneciente a la zona 04 del mapa de zonas sísmicas de la E-030 (2018), para lo cual se optó por acoplar placas de 25 cm de espesor, así como también placas de 25 cm ubicadas las cajas de los ascensores.

3.1.6 Modelo estructural 3D en ETABS

Se muestra el modelo matemático en vista renderizada asistido por el software Etabs 2016:

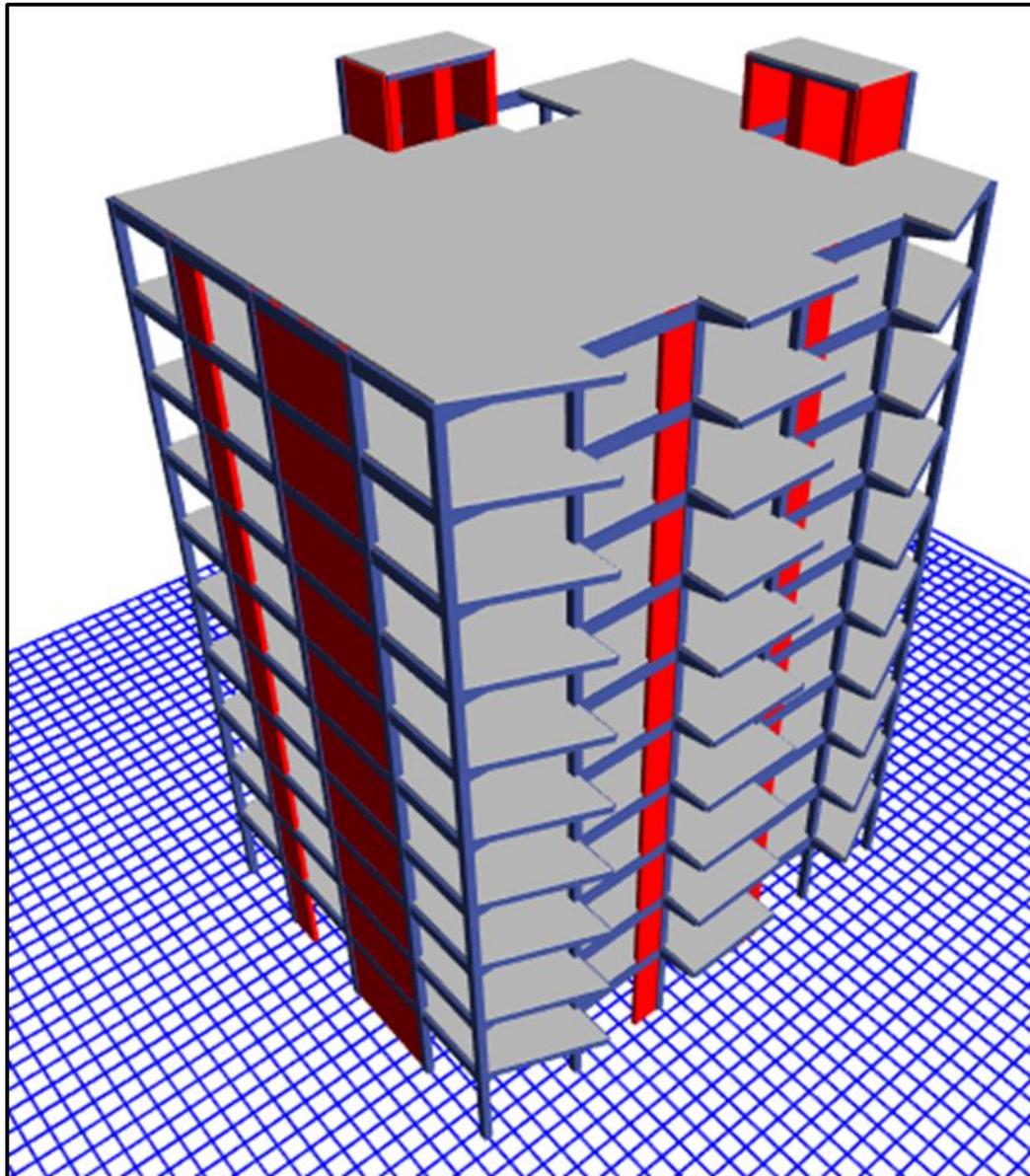


Figura 4. Edificación de 10 niveles asistido por el software Etabs 2016.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

ANEXO N°04

**ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA DE
MUROS ESTRUCTURALES**



ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

1.2 Análisis Sísmico Estático

El presente modelo matemático de análisis sísmico llamado de fuerzas equivalentes tiene como función aplicar un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas final de cada entre piso de la edificación.

Este método es aplicable según la norma E.030 para lo siguientes:

- Las edificaciones regulares e irregulares
- En la definición del sistema y el coeficiente de reducción sísmica

El análisis sísmico estático se utilizará con fines de comparación como por ejemplo para el porcentaje de cortante basal, la determinación del sistema estructural y determinación de la regularidad estructural.

1.2.1 Periodo Fundamental de Vibración (T)

Este periodo fundamental referencial inicial se estimará a continuación con la expresión:

$$T_{xy} = \frac{hn}{Ct} \quad (15)$$

Dónde:

T_{xy} = Periodo fundamental

hn = Altura de la edificación desde el nivel de terreno natural

Ct = Factor en función al sistema estructural “X” e “Y”

El valor para Ct según la presente tabla:

Tabla 5. *Coefficientes de periodo por sistema estructural*

Ct = 35	Pórticos de concreto armado, pórticos de acero
Ct = 45	Pórticos más muros en la caja de ascensores o escaleras y pórticos arriostrados de acero
Ct = 60	Albañilería, concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 390

$$hn = 35 \text{ m}$$

$$Ct = \text{Muros estructural asumido} = 60$$

$$T_{xy} = \frac{35}{60}$$

$$T_{xy} = 0.583 \text{ seg}$$

1.2.2 Factor de Amplificación Sísmica (C)

Según características del lugar, se definirá el factor de amplificación sísmica (C) a continuación por las expresiones:

$$T < T_p$$

$$C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L$$

$$T > T_L$$

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

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

(16)

Teniendo como dato referencial que el periodo fundamental de vibración de $T_{xy} = 0.583 \text{ seg}$.

✓ **Periodos de acuerdo al tipo de suelo**

Tabla 6. *Periodos según el tipo de suelo*

Perfiles de suelo				
	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1
Tl (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 385

La zona donde se proyecta la estructura, tiene un suelo tipo “S2” según nuestros datos reales y confiables luego de un previo estudio de mecánica de suelos EMS.

Por consiguiente, nuestros parámetros según la tabla predecesora serán:

$$T_p = 0.6 \text{ Seg}$$

$$T_L = 2.0 \text{ Seg}$$

Continuando con el procedimiento de cálculo del factor de amplificación sísmica tenemos:

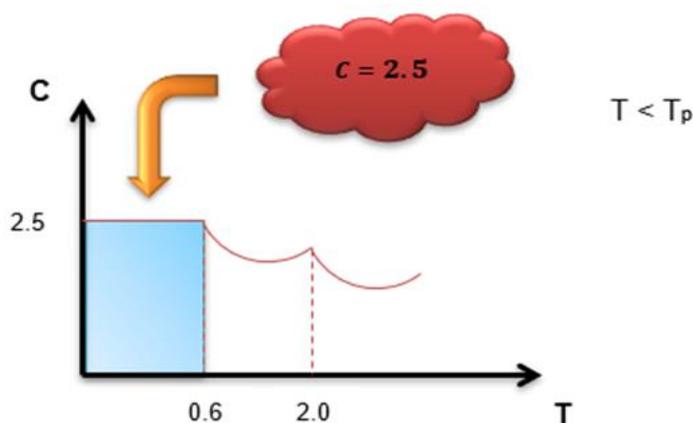


Figura 5. *Gráfico Factor de amplificación sísmica vs Periodos*
Fuente: *Elaboración Propia.*

1.2.3 Factor de Zona (Z)

Recordaremos que la edificación esencial estará ubicada en Nuevo Chimbote, región Ancash, el cual se determina su ubicación en el mapa actualizado E.030, 2018 de microzonificación sísmica y estudios del sitio, “cada zona se le otorga un factor Z que se interpreta como aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, este factor se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad” (RNE, 2018, P. 383).

Tabla 7. *Factor de Zona*

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 383

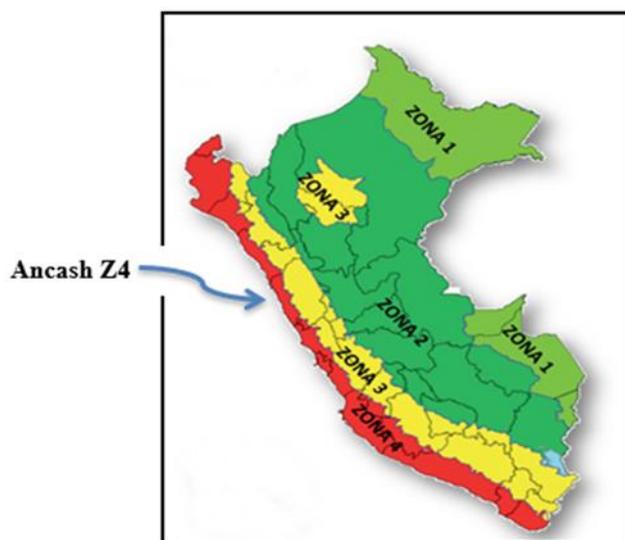


Figura 6. *Mapa de zonificación sísmica 2018*

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 383

Del cuadro y mapa se obtiene un valor $Z = 0.45$.

1.2.4 Perfil del Suelo (S)

Abarcan aquellos suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte de \tilde{V} , entre 180 m/s y 500 m/s.

El EMS realizado para la edificación esencial de la presente tesis, se obtuvo un tipo de suelo S2 el cual se muestran sus en la siguiente tabla:

Tabla 8. *Perfil del Suelo*

Suelo/Zona	So	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.0	1.05	1.10
Z3	0.8	1.0	1.15	1.20
Z2	0.8	1.0	1.20	1.40
Z1	0.8	1.0	1.60	2.00

Fuente: RNE E-030, 2018, P.385

Del cuadro se puede observar que el valor según el tipo de suelo es de $S =$

1.2.5 Categoría de la Edificación (U)

La edificación esencial proyectada será una clínica A1, que según la norma E030 como edificación esencial, tiene un valor de factor $U = 1.5$

Tabla 9. *Categoría de la edificación*

Categoría	Descripción	Factor
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos de salud del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el ministerio de salud.	1.5

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 386

1.2.6 Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

La edificación esencial será asumida para inicio de cálculo con un sistema de muros estructurales, correspondiéndole un valor de $R = 6$

Tabla 10. *Coeficiente de reducción sísmica*

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o
Concreto Armado	
Pórtico	8
Dual	7
Muros Estructurales	
Muros de Ductilidad Limitada	4

Fuente: RNE E-030, 2018, P. 387

1.2.7 Regularidad Estructural

La estructura en análisis de la tesis será sometida a distintas evaluaciones para determinar algún tipo de irregularidad que está presente evaluándolas con la norma vigente E-030, 2018.

A continuación, definiremos la existencia de algún tipo de irregularidad que pudiera presentar la estructura.

3.2.7.1 Irregularidades en Altura

➤ Irregularidad de rigidez – Piso blando

“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes” (RNE, 2018, p. 388).

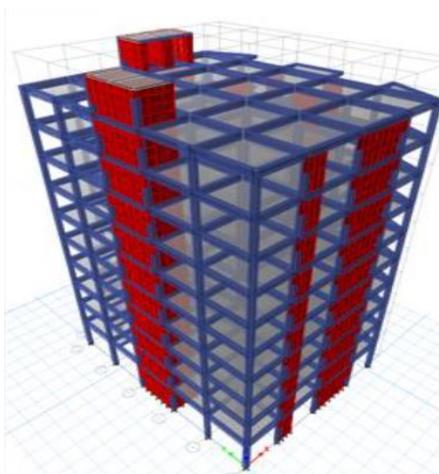


Figura 7. Análisis de rigidez.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

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

Tabla 11. Análisis en la dirección X, el cálculo de rigidez.

STORY	Fx	Fx	D	Drelativo	K
Story10	-227.7286	227.7286	0.066616	0.006564	34693.57
Story9	-467.938	467.938	0.060052	0.007055	66327.14
Story8	-678.2625	678.2625	0.052997	0.007445	91103.09
Story7	-859.2964	859.2964	0.045552	0.007746	110934.21
Story6	-1011.7012	1011.7012	0.037806	0.007868	128584.29
Story5	-1136.2261	1136.2261	0.029938	0.007736	146875.14
Story4	-1233.7377	1233.7377	0.022202	0.007276	169562.63
Story3	-1305.2709	1305.2709	0.014926	0.006414	203503.41
Story2	-1352.1239	1352.1239	0.008512	0.005058	267323.82
Story1	-1376.8479	1376.8479	0.003454	0.003454	398624.17

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla12. *Cálculo de las rigideces Promedio X*

STORY	70%	promedio	80%promedio
Story10			
Story9	191%		
Story8	137%		
Story7	122%		
Story6	116%	64041.27	173%
Story5	114%		
Story4	115%		
Story3	120%		
Story2	131%		
Story1	149%		

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 13. *Análisis en la dirección Y, cálculo de rigidez*

STORY	Fy	Fy	D	Drelativo	K
Story10	-235.2191	235.2191	0.068337	0.005728	41064.79
Story9	-483.766	483.766	0.062609	0.006461	74874.79
Story8	-701.7879	701.7879	0.056148	0.007096	98899.08
Story7	-889.8337	889.8337	0.049052	0.007665	116090.50
Story6	-1048.516	1048.516	0.041387	0.008055	130169.58
Story5	-1178.5299	1178.5299	0.033332	0.008176	144145.05
Story4	-1280.682	1280.682	0.025156	0.007935	161396.60
Story3	-1355.9386	1355.9386	0.017221	0.007224	187699.14
Story2	-1405.5174	1405.5174	0.009997	0.005895	238425.34
Story1	-1431.9218	1431.9218	0.004102	0.004102	349078.94

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla14. *Cálculo de las rigideces Promedio Y*

STORY	70%	promedio	80%promedio
Story10			
Story9	182%		
Story8	132%		
Story7	117%		
Story6	112%	71612.89	162%
Story5	111%		
Story4	112%		
Story3	116%		
Story2	127%		
Story1	146%		

Fuente: Elaboración Propia.

De las tablas anteriores, las rigideces promedio en los dos ejes de análisis, se encuentran por encima del 70% de la rigidez del piso adyacente y del 80% de la rigidez lateral promedio, por consiguiente, “*la estructura no posee irregularidad por piso blando*”, no otorgándosele valor alguno.

➤ Irregularidad de resistencia – Piso débil

“Hay irregularidad de piso débil cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.” (RNE, 2018, p. 388).



Tabla15. Fuerza cortante en la dirección X

Story		VX	VX	80% VX
Story10	S_ESTX	-227.7286	227.73	182.18
Story9	S_ESTX	-467.938	467.94	374.35
Story8	S_ESTX	-678.2625	678.26	542.61
Story7	S_ESTX	-859.2964	859.30	687.44
Story6	S_ESTX	-1011.7012	1011.70	809.36
Story5	S_ESTX	-1136.2261	1136.23	908.98
Story4	S_ESTX	-1233.7377	1233.74	986.99
Story3	S_ESTX	-1305.2709	1305.27	1044.22
Story2	S_ESTX	-1352.1239	1352.12	1081.70
Story1	S_ESTX	-1376.8479	1376.85	1101.48

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla16. Fuerza cortante en la dirección Y.

Story		VY	VY	80% VY
Story10	S_ESTY	-235.2191	235.22	188.18
Story9	S_ESTY	-483.766	483.77	387.01
Story8	S_ESTY	-701.7879	701.79	561.43
Story7	S_ESTY	-889.8337	889.83	711.87
Story6	S_ESTY	-1048.516	1048.52	838.81
Story5	S_ESTY	-1178.5299	1178.53	942.82
Story4	S_ESTY	-1280.682	1280.68	1024.55
Story3	S_ESTY	-1355.9386	1355.94	1084.75
Story2	S_ESTY	-1405.5174	1405.52	1124.41
Story1	S_ESTY	-1431.9218	1431.92	1145.54

Fuente: Elaboración Propia.

Se puede observar que, ninguna fuerza cortante en los dos ejes de análisis es menor al 80% de las mismas en el entrepiso inmediato superior, por consiguiente, no existe irregularidad por piso débil.

➤ **Irregularidad extrema de rigidez**

“Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.” (RNE, 2018, P.388).

se tienen las siguientes tablas de análisis de rigidez:

Tabla17. *rigideces promedias en la dirección X.*

STORY	k	60%	promedio	70%promedio
Story10	34693.57			
Story9	66327.14	191%		
Story8	91103.09	137%		
Story7	110934.21	122%		
Story6	128584.29	116%	64041.27	173%
Story5	146875.14	114%		
Story4	169562.63	115%		
Story3	203503.41	120%		
Story2	267323.82	131%		
Story1	398624.17	149%		

Fuente: Elaboración Propia.



Tabla18. *Rigideces promedias en la dirección Y.*

STORY	k	60%	promedio	70%promedio
Story10	41064.79			
Story9	74874.79	182%		
Story8	98899.08	132%		
Story7	116090.5	117%		
Story6	130169.58	112%	71612.89	162%
Story5	144145.05	111%		
Story4	161396.6	112%		
Story3	187699.14	116%		
Story2	238425.34	127%		
Story1	349078.94	146%		

Fuente: Elaboración Propia.

La edificación esencial no posee irregularidad extrema de rigidez, no otorgándole coeficiente alguno.

➤ Irregularidad extrema de resistencia

“Se presenta la irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es menor al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.” (RNE, 2018, P.388).



Tabla 12. *Fuerzas Cortantes en la dirección X.*

Story		VX	VX	65% VX
Story10	S_ESTX	-227.73	227.73	148.02
Story9	S_ESTX	-467.94	467.94	304.16
Story8	S_ESTX	-678.26	678.26	440.87
Story7	S_ESTX	-859.30	859.30	558.54
Story6	S_ESTX	-1011.70	1011.70	657.61
Story5	S_ESTX	-1136.23	1136.23	738.55
Story4	S_ESTX	-1233.74	1233.74	801.93
Story3	S_ESTX	-1305.27	1305.27	848.43
Story2	S_ESTX	-1352.12	1352.12	878.88
Story1	S_ESTX	-1376.85	1376.85	894.95

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 13. *Fuerzas Cortantes en la dirección Y.*

Story		VY	VY	65% VY
Story10	S_ESTY	-235.22	235.22	152.89
Story9	S_ESTY	-483.77	483.77	314.45
Story8	S_ESTY	-701.79	701.79	456.16
Story7	S_ESTY	-889.83	889.83	578.39
Story6	S_ESTY	-1048.52	1048.52	681.54
Story5	S_ESTY	-1178.53	1178.53	766.04
Story4	S_ESTY	-1280.68	1280.68	832.44
Story3	S_ESTY	-1355.94	1355.94	881.36
Story2	S_ESTY	-1405.52	1405.52	913.59
Story1	S_ESTY	-1431.92	1431.92	930.75

Fuente: Elaboración Propia.

Observamos que ninguna fuerza cortante en los dos ejes de análisis es menor al 65% de las mismas en el entrespacio inmediato superior, por consiguiente, no hay irregularidad extrema de resistencia

➤ Irregularidad de masas

“Existe irregularidad de masas en una estructura cuando, la masa del primer nivel es mayor a 1.5 veces la masa de un nivel adyacente.” (RNE, 2018, P.388).

Tabla 14. Cuadro de Masas por nivel.

NIVEL	Masas Tnf.s2/m	Peso sísmico Tn	1.50Peso sísmico Tn
Story10	33.7393	330.8695	496.3043
Story9	43.7485	429.0261	643.5392
Story8	43.7485	429.0261	643.5392
Story7	43.7485	429.0261	643.5392
Story6	43.7485	429.0261	643.5392
Story5	43.7485	429.0261	643.5392
Story4	43.7485	429.0261	643.5392
Story3	43.7485	429.0261	643.5392
Story2	43.7485	429.0261	643.5392
Story1	45.8960	450.0862	675.1293

Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{pn} > 1.5 \times M_{n+1} \quad (17)$$

$$43.75 > 1.5 \times 43.75$$

$$43.75 \text{ Tnf.} \frac{s^2}{m} < 65.63 \text{ Tnf.} \frac{s^2}{m}$$

Por consiguiente, deducimos que no hay irregularidad de masas.

➤ Irregularidad geométrica vertical

“Cuando en cualquiera de las direcciones de análisis de la estructura, la dimensión en planta del edificio resistente a las cargas laterales es mayor que 1.3 la correspondiente del nivel superior” (RNE, 2018, P.388).

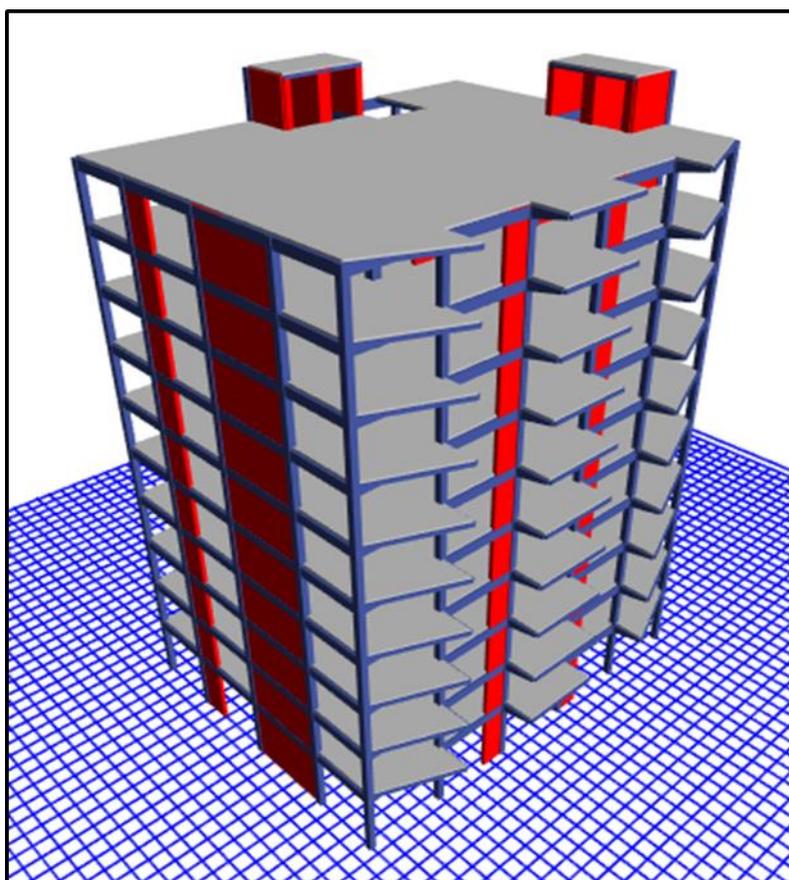


Figura 8. Irregularidad Geométrica Vertical en Edificio de 10 niveles
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

Se puede observar que, en todos los pisos para los dos ejes de análisis, no se sobrepasa el 1.30% más de la dimensión en planta del piso inmediato superior, por consiguiente, no se presenta irregularidad geométrica vertical.

➤ **Discontinuidad de los sistemas resistentes**

Existe cuando se encuentran desalineamientos de los elementos que soportan fuerzas de corte, como vemos en la imagen siguiente, no existe desalineamientos, por lo tanto, no hay irregularidad.

Nota: No existe “*discontinuidad extrema de los sistemas resistentes*” ya que no existen desalineamientos de los elementos que soportan fuerzas de corte.

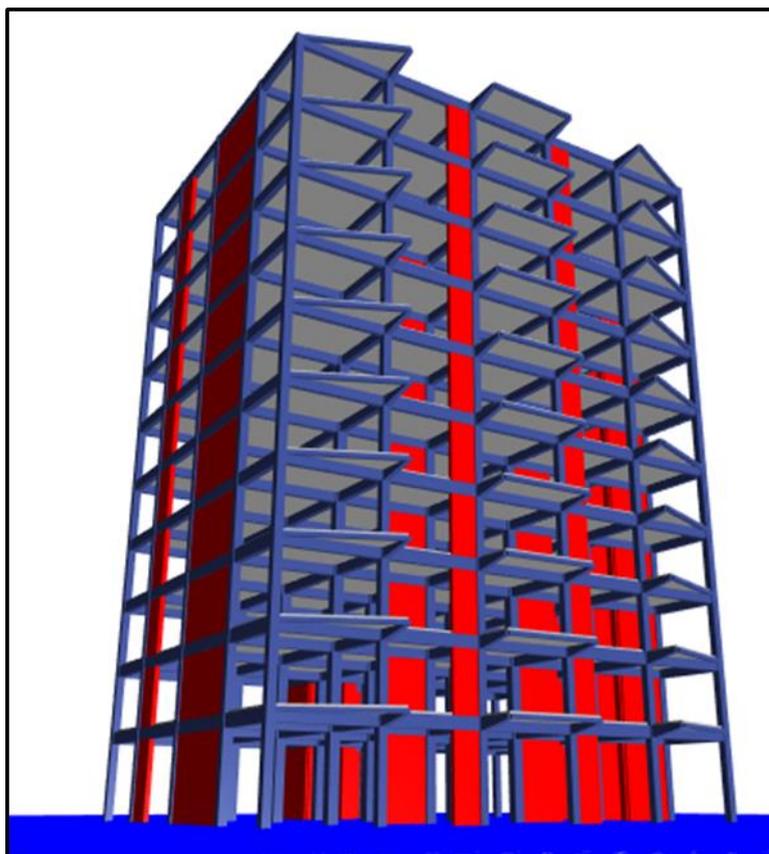


Figura 9. Verificando la Discontinuidad en Edificio de 10 niveles
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

3.2.7.1 Irregularidades en Planta

➤ Irregularidad Torsional

“Se presenta cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga” (RNE, 2018, P.388).

“Este criterio se aplica para edificios con diafragma rígidos, siempre y cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor que 50% del desplazamiento permisible para concreto armado.” (RNE, 2018, P.388).

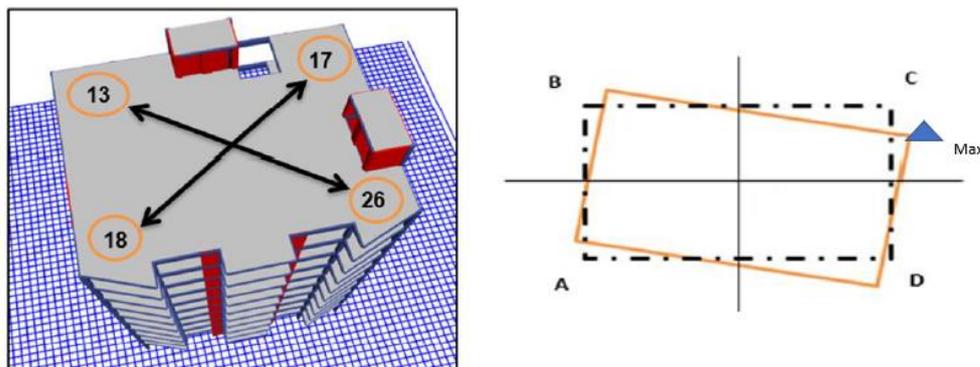


Figura 10. Gráfico de desplazamiento relativo máximo y nudos extremos
Elaboración Propia.

El criterio se aplica para edificios con diafragmas rígidos, siempre y cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor que 50% del desplazamiento permisible para concreto armado.



Análisis torsional con SISMO ESTÁTICO EN X

Tabla 15. *Análisis torsional, en dirección X*

Niveles	Diafragma	Sismo	Desplazamiento	D. relativo	H entrepiso	Derivas	50% del máximo en C°A°
Story10	D10	S_ESTX	0.066616	0.006564	3.5	0.001875	0.0035
Story9	D9	S_ESTX	0.060052	0.007055	3.5	0.002016	0.0035
Story8	D8	S_ESTX	0.052997	0.007445	3.5	0.002127	0.0035
Story7	D7	S_ESTX	0.045552	0.007746	3.5	0.002213	0.0035
Story6	D6	S_ESTX	0.037806	0.007868	3.5	0.002248	0.0035
Story5	D5	S_ESTX	0.029938	0.007736	3.5	0.002210	0.0035
Story4	D4	S_ESTX	0.022202	0.007276	3.5	0.002079	0.0035
Story3	D3	S_ESTX	0.014926	0.006414	3.5	0.001833	0.0035
Story2	D2	S_ESTX	0.008512	0.005058	3.5	0.001445	0.0035
Story1	D1	S_ESTX	0.003454	0.003454	4.5	0.000768	0.0035

Fuente: *Elaboración Propia.*

Análisis torsional con SISMO ESTÁTICO EN Y

Tabla 16. *Análisis torsional, en dirección Y*

Niveles	Diafragma	Sismo	Desplazamiento	D. relativo	H entrepiso	Derivas	50% del maximo en C°A°
Story10	D10	S_ESTY	0.068337	0.005728	3.5	0.001637	0.0035
Story9	D9	S_ESTY	0.062609	0.006461	3.5	0.001846	0.0035
Story8	D8	S_ESTY	0.056148	0.007096	3.5	0.002027	0.0035
Story7	D7	S_ESTY	0.049052	0.007665	3.5	0.002190	0.0035
Story6	D6	S_ESTY	0.041387	0.008055	3.5	0.002301	0.0035
Story5	D5	S_ESTY	0.033332	0.008176	3.5	0.002336	0.0035
Story4	D4	S_ESTY	0.025156	0.007935	3.5	0.002267	0.0035
Story3	D3	S_ESTY	0.017221	0.007224	3.5	0.002064	0.0035
Story2	D2	S_ESTY	0.009997	0.005895	3.5	0.001684	0.0035
Story1	D1	S_ESTY	0.004102	0.004102	4.5	0.000912	0.0035

Fuente: *Elaboración Propia.*



La edificación en análisis posee diafragma rígido y el máximo desplazamiento relativo tanto en “X” como en el eje “Y” evaluado en todos los entresijos supera el 50% de la deriva límite para el concreto armado (0.0035), determinamos la irregularidad torsional, calculando los desplazamientos relativos en los extremos.

Si la relación de los desplazamientos relativos en los extremos con el desplazamiento relativo promedio de los extremos es mayor que 1.3 la estructura clasificará como irregular, caso contrario no se le asignará valor alguno.

Tabla24. *Análisis en el nudo 13, en dirección x.*

			Desplazamientos	h entresijo	D. Relativo	Derivas
Story10	13	S_ESTX	0.062617	3.5	0.00667	0.00190
Story9	13	S_ESTX	0.05595	3.5	0.00599	0.00171
Story8	13	S_ESTX	0.049962	3.5	0.00727	0.00208
Story7	13	S_ESTX	0.042689	3.5	0.00745	0.00213
Story6	13	S_ESTX	0.035235	3.5	0.00746	0.00213
Story5	13	S_ESTX	0.027773	3.5	0.00724	0.00207
Story4	13	S_ESTX	0.020534	3.5	0.00673	0.00192
Story3	13	S_ESTX	0.013802	3.5	0.00589	0.00168
Story2	13	S_ESTX	0.007916	3.5	0.00464	0.00132
Story1	13	S_ESTX	0.003279	4.5	0.00328	0.00073

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla25. *Análisis en el nudo 26, en dirección X.*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	26	S_ESTX	0.062912	3.5	0.00664	0.00190
Story9	26	S_ESTX	0.056275	3.5	0.00612	0.00175
Story8	26	S_ESTX	0.050151	3.5	0.00762	0.00218
Story7	26	S_ESTX	0.042527	3.5	0.00705	0.00201
Story6	26	S_ESTX	0.035478	3.5	0.00729	0.00208
Story5	26	S_ESTX	0.028188	3.5	0.00725	0.00207
Story4	26	S_ESTX	0.020937	3.5	0.00684	0.00196
Story3	26	S_ESTX	0.014094	3.5	0.00589	0.00168
Story2	26	S_ESTX	0.008201	3.5	0.00486	0.00139
Story1	26	S_ESTX	0.003337	4.5	0.00334	0.00074

Fuente: *Elaboración Propia.*

Tabla26. *Análisis en el nudo 17, en dirección X.*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	17	S_ESTX	0.062617	3.5	0.00667	0.00190
Story9	17	S_ESTX	0.05595	3.5	0.00599	0.00171
Story8	17	S_ESTX	0.049962	3.5	0.00727	0.00208
Story7	17	S_ESTX	0.042689	3.5	0.00745	0.00213
Story6	17	S_ESTX	0.035235	3.5	0.00746	0.00213
Story5	17	S_ESTX	0.027773	3.5	0.00724	0.00207
Story4	17	S_ESTX	0.020534	3.5	0.00673	0.00192
Story3	17	S_ESTX	0.013802	3.5	0.00589	0.00168
Story2	17	S_ESTX	0.007916	3.5	0.00464	0.00132
Story1	17	S_ESTX	0.003279	4.5	0.00328	0.00073

Fuente: *Elaboración Propia.*

Tabla27. *Análisis en el nudo 18, en dirección X.*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	18	S_ESTX	0.062912	3.5	0.00664	0.00190
Story9	18	S_ESTX	0.056275	3.5	0.00612	0.00175
Story8	18	S_ESTX	0.050151	3.5	0.00762	0.00218
Story7	18	S_ESTX	0.042527	3.5	0.00705	0.00201
Story6	18	S_ESTX	0.035478	3.5	0.00729	0.00208
Story5	18	S_ESTX	0.028188	3.5	0.00725	0.00207
Story4	18	S_ESTX	0.020937	3.5	0.00684	0.00196
Story3	18	S_ESTX	0.014094	3.5	0.00586	0.00168
Story2	18	S_ESTX	0.008231	3.5	0.00489	0.00140
Story1	18	S_ESTX	0.003337	4.5	0.00334	0.00074

Fuente: *Elaboración Propia.*

Tabla28. *Relación de desplazamientos relativos promedios, en dirección X.*

Promedio	NUDOS X-X			
	13	26	17	18
0.00532	1.253	1.247	1.253	1.247
0.00484	1.236	1.264	1.236	1.264
0.00596	1.221	1.279	1.221	1.279
0.00580	1.285	1.215	1.285	1.215
0.00590	1.265	1.235	1.265	1.235
0.00580	1.249	1.251	1.249	1.251
0.00543	1.240	1.260	1.240	1.260
0.00471	1.251	1.252	1.251	1.246
0.00381	1.218	1.278	1.218	1.286
0.00265	1.239	1.261	1.239	1.261

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla29. *Análisis en el nudo 13, en dirección Y.*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	13	S_ESTY	0.061029	3.5	0.00566	0.00162
Story9	13	S_ESTY	0.055372	3.5	0.00611	0.00175
Story8	13	S_ESTY	0.049264	3.5	0.00656	0.00188
Story7	13	S_ESTY	0.0427	3.5	0.00694	0.00198
Story6	13	S_ESTY	0.035756	3.5	0.00716	0.00205
Story5	13	S_ESTY	0.028594	3.5	0.00715	0.00204
Story4	13	S_ESTY	0.021445	3.5	0.00684	0.00195
Story3	13	S_ESTY	0.014608	3.5	0.00614	0.00176
Story2	13	S_ESTY	0.008464	3.5	0.00496	0.00142
Story1	13	S_ESTY	0.0035	4.5	0.00350	0.00078

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 30. *Análisis en el nudo 26, en dirección Y.*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	26	S_ESTY	0.07479	3.5	0.00604	0.00173
Story9	26	S_ESTY	0.068749	3.5	0.00676	0.00193
Story8	26	S_ESTY	0.06199	3.5	0.00755	0.00216
Story7	26	S_ESTY	0.054441	3.5	0.00828	0.00236
Story6	26	S_ESTY	0.046165	3.5	0.00881	0.00252
Story5	26	S_ESTY	0.037352	3.5	0.00905	0.00258
Story4	26	S_ESTY	0.028305	3.5	0.00887	0.00253
Story3	26	S_ESTY	0.019438	3.5	0.00814	0.00233
Story2	26	S_ESTY	0.011298	3.5	0.00668	0.00191
Story1	26	S_ESTY	0.004618	4.5	0.00462	0.00103

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 31. *Análisis en el nudo 17, en dirección Y*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	17	S_ESTY	0.07479	3.5	0.00604	0.00173
Story9	17	S_ESTY	0.068749	3.5	0.00676	0.00193
Story8	17	S_ESTY	0.06199	3.5	0.00755	0.00216
Story7	17	S_ESTY	0.054441	3.5	0.00828	0.00236
Story6	17	S_ESTY	0.046165	3.5	0.00881	0.00252
Story5	17	S_ESTY	0.037352	3.5	0.00905	0.00258
Story4	17	S_ESTY	0.028305	3.5	0.00887	0.00253
Story3	17	S_ESTY	0.019438	3.5	0.00814	0.00233
Story2	17	S_ESTY	0.011298	3.5	0.00668	0.00191
Story1	17	S_ESTY	0.004618	4.5	0.00462	0.00103

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 32. *Análisis en el nudo 18, en dirección Y*

			Desplazamientos	h entrepiso	D. Relativo	Derivas
Story10	18	S_ESTY	0.061029	3.5	0.00566	0.00162
Story9	18	S_ESTY	0.055372	3.5	0.00611	0.00175
Story8	18	S_ESTY	0.049264	3.5	0.00656	0.00188
Story7	18	S_ESTY	0.0427	3.5	0.00694	0.00198
Story6	18	S_ESTY	0.035756	3.5	0.00716	0.00205
Story5	18	S_ESTY	0.028594	3.5	0.00715	0.00204
Story4	18	S_ESTY	0.021445	3.5	0.00684	0.00195
Story3	18	S_ESTY	0.014608	3.5	0.00614	0.00176
Story2	18	S_ESTY	0.008464	3.5	0.00496	0.00142
Story1	18	S_ESTY	0.0035	4.5	0.00350	0.00078

Fuente: Elaboración Propia.



Tabla33. *Relación de desplazamientos relativos promedios,
en dirección Y.*

Promedio	NUDOS Y-Y			
	13	26	17	18
0.00585	0.967	1.033	1.033	0.967
0.00643	0.949	1.051	1.051	0.949
0.00706	0.930	1.070	1.070	0.930
0.00761	0.912	1.088	1.088	0.912
0.00799	0.897	1.103	1.103	0.897
0.00810	0.883	1.117	1.117	0.883
0.00785	0.871	1.129	1.129	0.871
0.00714	0.860	1.140	1.140	0.860
0.00582	0.853	1.147	1.147	0.853
0.00406	0.862	1.138	1.138	0.862

Fuente: Elaboración Propia.

Observamos que en ningún nudo extremo se supera el 1.30 por consiguiente la estructura no presenta **irregularidad torsional**.

Nota: No se presenta “*Irregularidad torsional extrema*” ya que no se supera el 1.5 como lo indica esta irregularidad y lo podemos apreciar en la “*Irregularidad torsional*”.

➤ **Irregularidad por esquinas entrantes**

No se presenta irregularidad por esquinas entrantes ya que en ninguna dimensión en ninguna dirección en el análisis es superior al 20% de la dimensión total en planta.

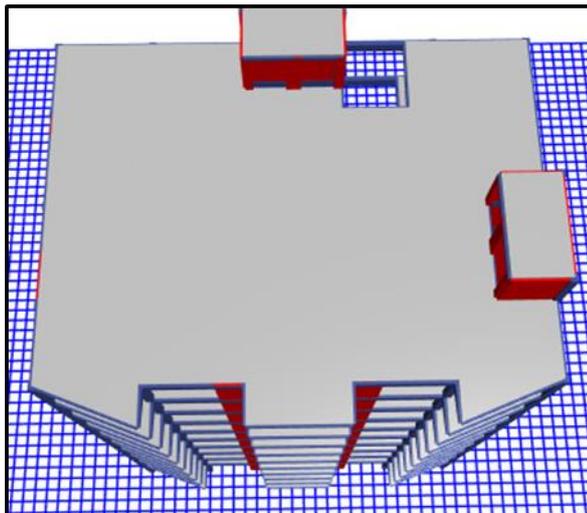


Figura 11. Vista desde el ultimo nivel de la Edificación, no presenta irregularidad por esquina entrante.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración Propia.

➤ **Irregularidad por discontinuidad en el diafragma**

La presente estructura en análisis no posee este tipo de irregularidad ya que no tiene discontinuidades abruptas, o variaciones en rigidez, incluyendo aberturas superiores al 50% del área bruta del diafragma.

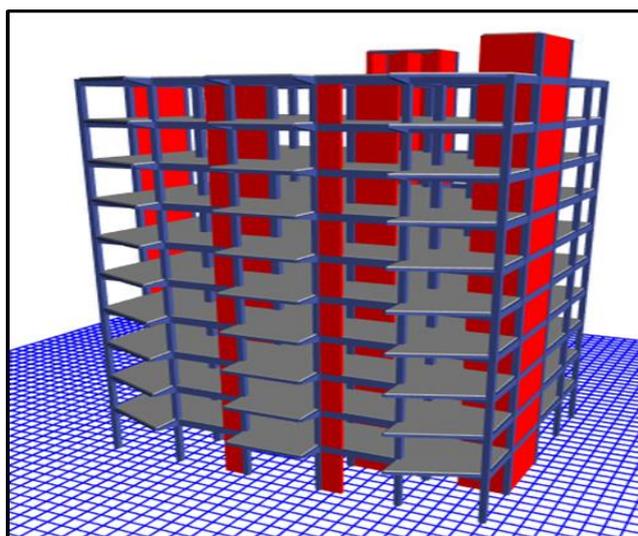


Figura 12. Vista frontal de la edificación de 10 niveles, no presenta Irregularidad por discontinuidad en el diafragma.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

➤ Sistemas no paralelos

Con respecto al Sistemas no paralelo no existe porque los ejes “x” e “y” son ortogonales, no se verifico porque en la edificación no existen ejes que no sean no paralelos, por lo tanto, esta irregularidad no es aplicable.

Concluimos diciendo que la presente estructura en análisis es “regular”, cumpliendo uno de los parámetros dados por la norma E030-2018 para estructuras esenciales, obteniendo como coeficiente de irregularidad tanto de altura como en planta que afectan al coeficiente básico de reducción sísmica los siguientes valores:

$$I_a = 1.0$$

$$I_p = 1.0$$

3.2.8 Fuerza Cortante en la Base

En cualquier eje de análisis será determinada por la siguiente formula:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad (18)$$

Dónde:

$V =$ Cortante basal

$Z =$ Zona

$U =$ Categoría de la edificación

$C =$ Coeficiente de amplificación sísmica

$S =$ Factor del suelo

$R =$ Coeficiente de reducción sísmica

$P =$ Peso sísmico de la estructura

$$P = 6465.1141 Tn$$

Teniendo que considerarse para C/R un valor mínimo de:

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

Teniendo todos los datos obtenemos lo siguiente:

$$V_{xy} = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.05}{6} \times 6465.1141 = 1909.23 \text{ Tn}$$

$$\frac{2.5}{6} \geq 0.125$$

$$0.417 \geq 0.125 \text{ OK !!}$$

3.2.8.1 Periodos

$$T_x = 0.832 \text{ Seg}$$

$$T_y = 0.800 \text{ Seg}$$

Case	Mode	Period sec	UX
Modal	1	0.832	0.3373
Modal	2	0.8	0.3686
Modal	3	0.574	0.0164

Figura 13. Periodos reales en la Estructura Clínica A1.

Fuente: Elaboración propia en el programa Etabs 2016.

3.2.8.2 Corrección por Periodo Real Sísmico

Para X:

$$T_x = 0.832 \text{ Seg} > T_p = 0.6 \text{ Seg}$$

$$T_p < T_x < T_L$$

$$C = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.832} \right) = 1.8029$$

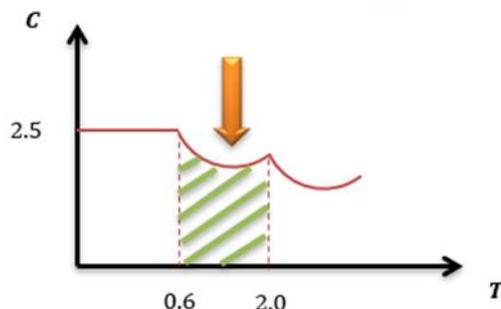


Figura 14. Gráfico de Periodo vs Coeficiente de Amplificación Sísmica.

FUENTE: Elaboración Propia.

$$C_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.8029 \times 1.05}{6} = 0.21296575$$

Coeficiente de cortante basal en “X” el cual se ingresará al software para que genere nuevamente en análisis estático con el “C” real calculado previamente.

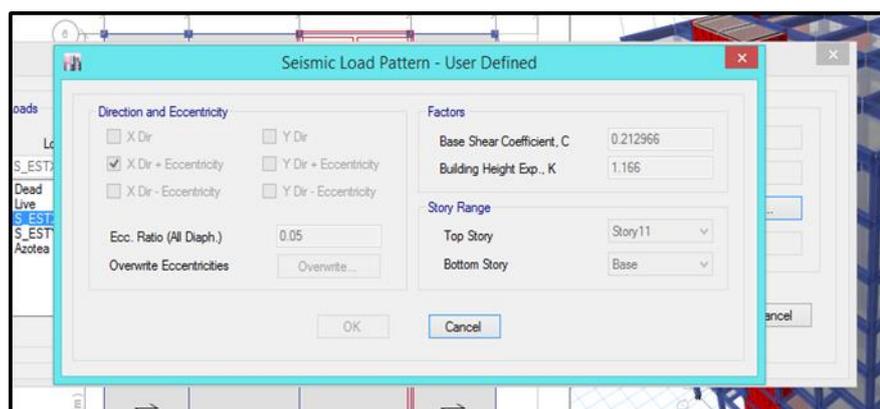


Figura 15. Asignación del coeficiente C_x .

Fuente: Programa Etabs 2016.

Para Y:

$$T_y = 0.800 \text{ Seg} > T_p = 0.6 \text{ Seg}$$

$$T_p < T_y < T_L$$

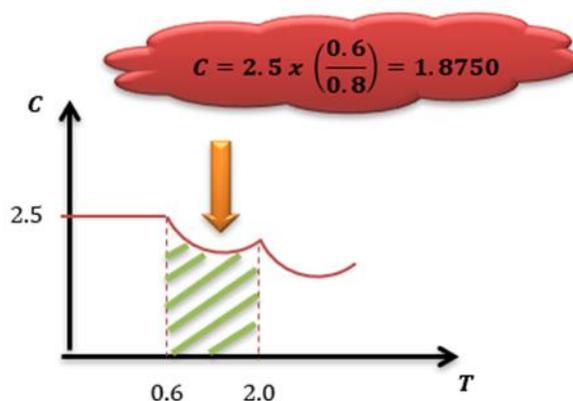


Figura 16. Gráfico de Periodo vs Coeficiente de Amplificación Sísmica.

Elaboración Propia.

$$C_y = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.875 \times 1.05}{6} = 0.22148438$$

El coeficiente de cortante basal en “Y” el cual se ingresará al software para que genere nuevamente en análisis estático con el “C” real calculado previamente.

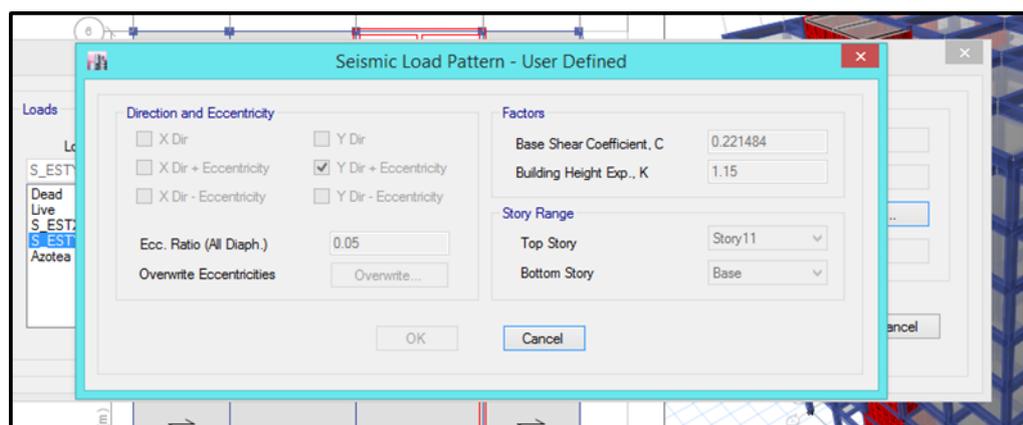


Figura 17. Asignación del coeficiente C_y .

Fuente: Programa Etabs 2016.

3.2.8.3 Nueva Cortante en la Base

Para “X”:

$$V_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.8029 \times 1.05}{6} \times 6465.1141 = 1376.85 \text{ Tn}$$

Para “Y”:

$$V_y = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.875 \times 1.05}{6} \times 6465.1141 = 1431.92 \text{ Tn}$$

Ahora verificamos los cálculos manuales, con el análisis asistido por el software ETABS.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
S_ESTX	Seismic	X+Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story11	Base	0.212966	1.166	6465.1141	1376.8479
S_ESTY	Seismic	Y+Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story11	Base	0.221484	1.15	6465.1141	1431.3218

Figura 18. Nuevas Cortantes Estáticas en la Edificación Esencial

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

Distribución de la fuerza sísmica en altura

La fuerza sísmica dada en la base, llamada cortante basal operara en todos los niveles de entepiso de la edificación esencial, donde a continuación se calcula dichas fuerzas y su distribución actuando en el centro de masas finales.

$$F_i = \alpha_i x V \quad (19)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i h_i^k}{\sum P_i h_i^k}$$

Tabla 34. Valores de “K” según “T”.

K = 1.0	T ≤ 0.5 Seg
K = (0.75 + 0.5T) ≤ 2.0	T ≥ 0.5 Seg

Elaboración Propia.

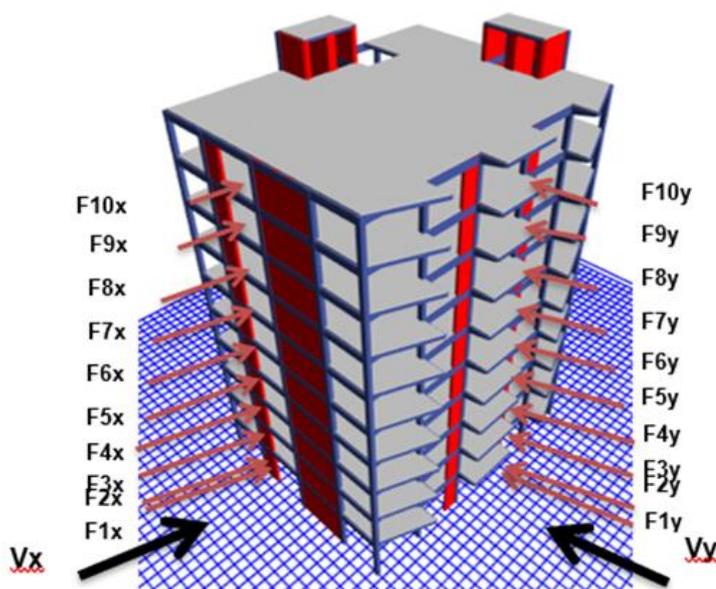


Figura 19. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

3.2.8.4 Comprobación del Sistema Estructural Asumido

Como ya se sabe, la estructura inicial está siendo asumido a criterio visual con elementos de corte (placas) en los dos ejes, por consiguiente, un sistema de muros estructurales, ya teniendo definido hasta en el ítem anterior la cortante estática, podemos confirmar definitivamente si el sistema es de muros estructurales en los dos sentidos, sabiendo cuanto del cortante absorben dichas placas.

La norma E.030 nos especifica lo siguiente:

Muros estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica está dada preferentemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Ingresamos a la tabla de “Auto seismic user coefficients” en el modelo asistido por el software ETABS.

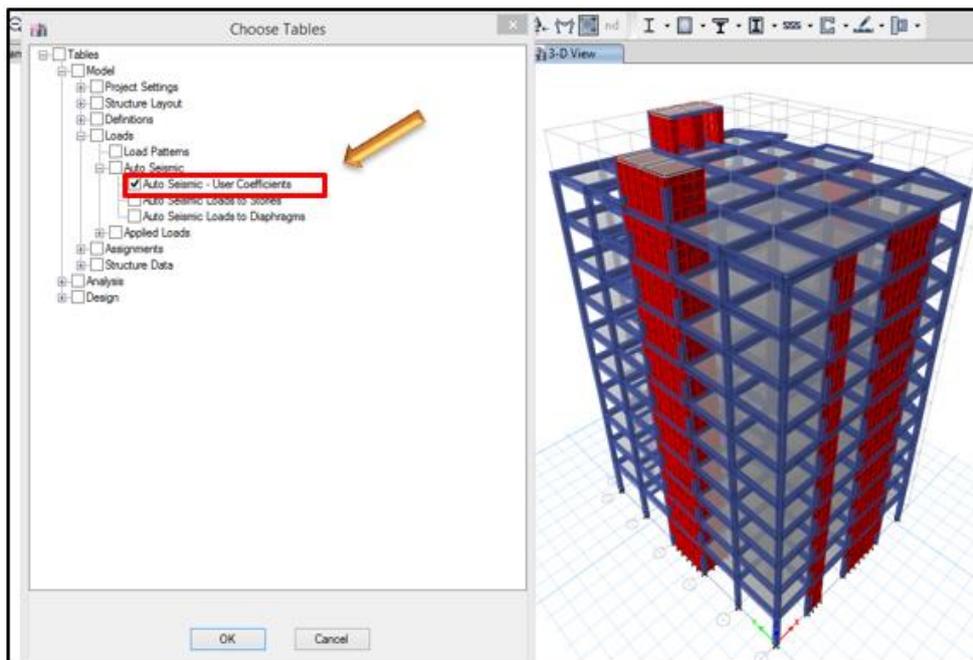


Figura 20. Selección de la tabla “Auto seismic user coefficients”.
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

Ahora extraemos de la tabla las cortantes estáticas:

Tabla 35. Cortantes Estáticas.

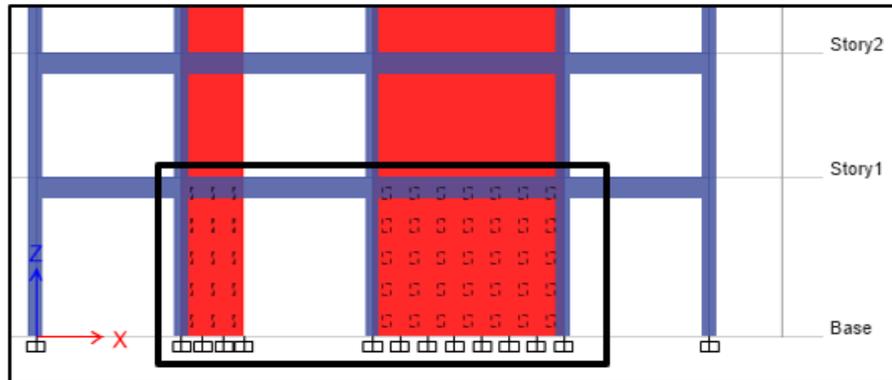
Type	Base shear (Tnf)
Seismic X	1376.85
Seismic Y	1431.92

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

En la tabla antecesora se puede apreciar las dos cortantes estáticas para ambas direcciones ortogonales de análisis “X” e “Y”.

Enseguida, determinaremos que porcentaje es tomado por las placas, recordemos que el sistema será el de muros estructurales, si es que la cortante que toman las placas está por encima del 70% del cortante total, de no salir como lo indicado, se tendrá que analizar nuevamente la estructura definiendo el nuevo sistema estructural hallado.

Para X: Escogemos las placas del primer nivel en dicha dirección.



*Figura 21. Selección de las Placas del primer Nivel en la dirección X
Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia*

Verificamos la cortante que toman los “Pier forces” en la estructura.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	P1X	S_ESTX	Bottom	-155.3523	331.5466	0.077
Story1	P2X	S_ESTX	Bottom	-105.719	128.6907	1.9322
Story1	P3X	S_ESTX	Bottom	-66.7519	128.3037	-0.0719
Story1	P4X	S_ESTX	Bottom	-34.7103	124.0717	-2.3528
Story1	P5X	S_ESTX	Bottom	-29.599	423.6647	0.1592
Story1	PXpinto	S_ESTX	Bottom	16.9966	7.0392	0.1347
Story1	P6X	S_ESTX	Bottom	51.8736	39.6883	-0.1464

Figura 22. Verificamos la Cortantes en la dirección X

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

De manera consolidada tendremos:

Tabla36. Cuadro de cortantes en la dirección X.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf
Story1	P1X	S_ESTX	Bottom	-155.3523	331.5466
Story1	P2X	S_ESTX	Bottom	-105.719	128.6907
Story1	P3X	S_ESTX	Bottom	-66.7519	128.3037
Story1	P4X	S_ESTX	Bottom	-34.7103	124.0717
Story1	P5X	S_ESTX	Bottom	-29.599	423.6647
Story1	PXpinto	S_ESTX	Bottom	16.9966	7.0392
Story1	P6X	S_ESTX	Bottom	51.8736	39.6883
				SUMA	1183.0049

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

Finalmente, para “X” se verifica que:

$$\% V \text{ placas} = \frac{1183.0049}{1376.85} \times 100$$

$$\% V \text{ placas} = 86 \%$$

$$70 \% < 86 \%$$

Por consiguiente, fue correcto asumir el sistema de muros estructurales en “X”.

Para Y: Escogemos las placas del 1er nivel en esta dirección.

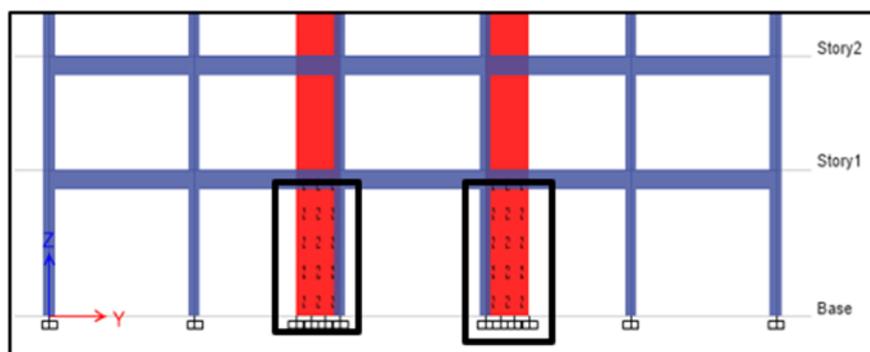


Figura 23. Selección de las placas en dirección Y.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

Comprobamos las cortantes que toman los “Pier forces” en la estructura.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	P1Y	S_ESTY	Bottom	49.337	401.7995	-0.4614
Story1	P2Y	S_ESTY	Bottom	-58.2066	140.1126	4.8237
Story1	P3Y	S_ESTY	Bottom	91.6523	166.9693	2.0669
Story1	P4Y	S_ESTY	Bottom	264.2888	179.9974	-0.1147
Story1	PYpinto	S_ESTY	Bottom	-17.9523	8.0744	-0.1996
Story1	P5Y	S_ESTY	Bottom	16.1772	70.9987	-0.0306
Story1	P6Y	S_ESTY	Bottom	132.8085	239.1524	-0.1225

Figura 24. Verificación de cortantes en la dirección Y.

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

De manera consolidada tendremos:

Tabla 37. Cuadro de cortantes en la dirección Y.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2
				tonf	tonf
Story1	P1Y	S_ESTY	Bottom	49.337	401.7995
Story1	P2Y	S_ESTY	Bottom	-58.2066	140.1126
Story1	P3Y	S_ESTY	Bottom	91.6523	166.9693
Story1	P4Y	S_ESTY	Bottom	264.2888	179.9974
Story1	PYpinto	S_ESTY	Bottom	-17.9523	8.0744
Story1	P5Y	S_ESTY	Bottom	16.1772	70.9987
Story1	P6Y	S_ESTY	Bottom	132.8085	239.1524
				SUMA	1207.1043

Fuente: Programa Etabs 2016. Elaboración propia

Finalmente, para “Y” se verifica que:

$$\% V_{placas} = \frac{1207.1043}{1431.9218} \times 100$$

$$\% V_{placas} = 84 \%$$

$$70 \% < 84 \%$$

Por consiguiente, fue correcto el asumir el sistema de muros estructurales en la dirección “Y”, y considerar en el análisis global a una edificación de muros estructurales, por consiguiente, no se hará modificación alguna.

3.2.8.5 Distribución de la Cortante en el eje X

$$Kx = (0.75 + (0.5 \times 0.832)) \leq 2.0 \quad (20)$$

$$Kx = 1.166 \leq 2.0 \text{ OK !!}$$

Tabla38. Cortantes en la dirección X.

Piso	Altura (hi) m	Peso (Pi) Tn	hi x Pi (Tn)	fv	fi = Vx.fv	Vi (Tn)
10	36	330.8695	11911.30	0.14275	196.552	196.55
9	32.5	429.0261	13943.35	0.16711	230.083	426.63
8	29	429.0261	12441.76	0.14911	205.305	631.94
7	25.5	429.0261	10940.17	0.13112	180.527	812.47
6	22	429.0261	9438.57	0.11312	155.748	968.21
5	18.5	429.0261	7936.98	0.09512	130.970	1099.18
4	15	429.0261	6435.39	0.07713	106.192	1205.38
3	11.5	429.0261	4933.80	0.05913	81.414	1286.79
2	8	429.0261	3432.21	0.04113	56.636	1343.43
1	4.5	450.0862	2025.39	0.02427	33.421	1376.85
				83438.92	1.00000	

Fuente: Elaboración Propia.



3.2.8.6 Distribución de la Cortante en el eje Y

$$K_y = (0.75 + (0.5 \times 0.8)) \leq 2.0 \quad (21)$$

$$K_y = 1.150 \leq 2.0 \text{ OK !!}$$

Tabla39. Cortantes en la dirección Y.

Piso	Altura (hi) m	Peso (Pi) Tn	hi x Pi (Tn)	fv	fi = Vy.fv	Vi (Tn)
10	36	330.8695	11911.30	0.14275	204.414	204.41
9	32.5	429.0261	13943.35	0.16711	239.286	443.70
8	29	429.0261	12441.76	0.14911	213.517	657.22
7	25.5	429.0261	10940.17	0.13112	187.748	844.96
6	22	429.0261	9438.57	0.11312	161.978	1006.94
5	18.5	429.0261	7936.98	0.09512	136.209	1143.15
4	15	429.0261	6435.39	0.07713	110.440	1253.59
3	11.5	429.0261	4933.80	0.05913	84.671	1338.26
2	8	429.0261	3432.21	0.04113	58.901	1397.16
1	4.5	450.0862	2025.39	0.02427	34.758	1431.92
			83438.92	1.00000		

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.9 Desplazamientos Laterales y Control de Derivas

Para los desplazamientos laterales y el control de derivas la norma E.030 nos muestra en su capítulo 5, multiplicar los desplazamientos elásticos por 0.75R en las estructuras regulares para poder inmiscuir los resultados en derivas de control inelástico.

Cabe indicar que se calculara las derivas en un análisis estático solo para fines comparativos:

$$Drift = \frac{\Delta_i - (\Delta_{i-1})}{H_i} \leq Drift E.030 \quad (22)$$

Tabla 40. *Desplazamientos Laterales y Control de Derivas en la dirección X.*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
10	D10	S_ESTX Max	0.066616	0.006564	3.5	0.00187543	0.0084394	NO PASA
9	D9	S_ESTX Max	0.060052	0.007055	3.5	0.00201571	0.0090707	NO PASA
8	D8	S_ESTX Max	0.052997	0.007445	3.5	0.00212714	0.0095721	NO PASA
7	D7	S_ESTX Max	0.045552	0.007746	3.5	0.00221314	0.0099591	NO PASA
6	D6	S_ESTX Max	0.037806	0.007868	3.5	0.00224800	0.0101160	NO PASA
5	D5	S_ESTX Max	0.029938	0.007736	3.5	0.00221029	0.0099463	NO PASA
4	D4	S_ESTX Max	0.022202	0.007276	3.5	0.00207886	0.0093549	NO PASA
3	D3	S_ESTX Max	0.014926	0.006414	3.5	0.00183257	0.0082466	NO PASA
2	D2	S_ESTX Max	0.008512	0.005058	3.5	0.00144514	0.0065031	PASA
1	D1	S_ESTX Max	0.003454	0.003454	4.5	0.00076756	0.0034540	PASA

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 41. *Desplazamientos Laterales y Control de Derivas en la dirección Y.*

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
10	D10	S_ESTY Max	0.068337	0.005728	3.5	0.00163657	0.007365	NO PASA
9	D9	S_ESTY Max	0.062609	0.006461	3.5	0.00184600	0.008307	NO PASA
8	D8	S_ESTY Max	0.056148	0.007096	3.5	0.00202743	0.009123	NO PASA
7	D7	S_ESTY Max	0.049052	0.007665	3.5	0.00219000	0.009855	NO PASA
6	D6	S_ESTY Max	0.041387	0.008055	3.5	0.00230143	0.010356	NO PASA
5	D5	S_ESTY Max	0.033332	0.008176	3.5	0.00233600	0.010512	NO PASA
4	D4	S_ESTY Max	0.025156	0.007935	3.5	0.00226714	0.010202	NO PASA
3	D3	S_ESTY Max	0.017221	0.007224	3.5	0.00206400	0.009288	NO PASA
2	D2	S_ESTY Max	0.009997	0.005895	3.5	0.00168429	0.007579	NO PASA
1	D1	S_ESTY Max	0.004102	0.004102	4.5	0.00091156	0.004102	PASA

Fuente: Elaboración Propia.

ANEXO N°05

**ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO
MODAL - ESPECTRAL**

1.3 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL

Continuamos el análisis estructural a través del segundo modelo matemático, consta de una combinación modal – espectral, determinando las frecuencias propias de la estructura en análisis y empleando una fuerza excitadora externa denominado espectro de respuesta, que consta de aceleraciones vs periodo como fuerzas a utilizar.

Se determinará del análisis modal – espectral:

- Las formas o modos de vibración libre del edificio
- La interacción entre la rigidez y la masa
- Mínimo el 90% de la masa participativa en la vibración
- Los periodos inelásticos de entrepiso.

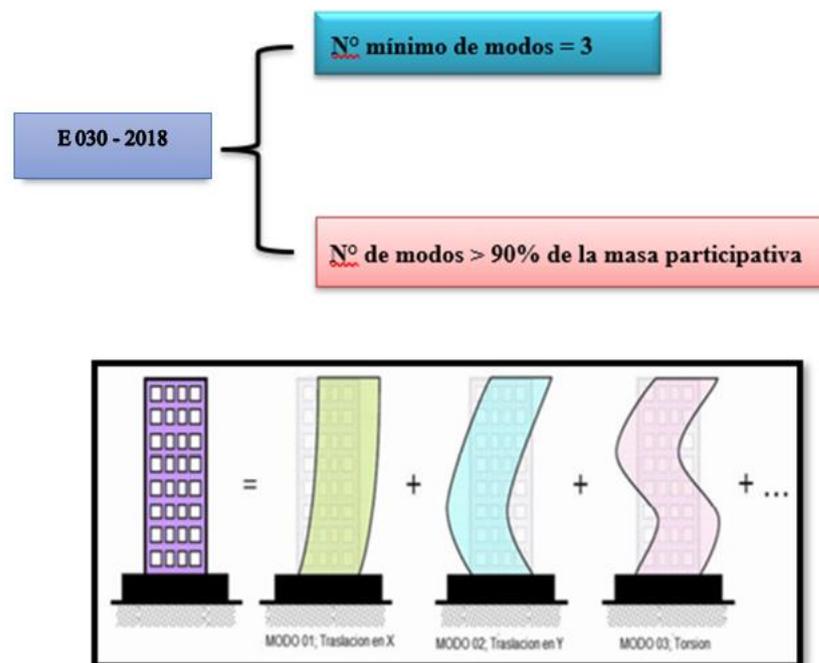


Figura 25. Representación de los Modos de vibración libre.

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.1 Cálculo de Masas Rotacional y Traslacional

Teniendo tres grados de libertad, dos de traslación y una de rotación, se procede a calcular las masas aplicadas a la estructura en análisis.

➤ **Masa Traslacional**

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_{\text{sismico por piso}}}{g} ; \frac{Tn.s^2}{m} \quad (23)$$

Primer nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{450.09 Tn}{9.80665 m/s^2} = 45.896 ; \frac{Tn.s^2}{m}$$

Segundo al noveno nivel

$$M_t = M_x = M_y = \frac{429.03 Tn}{9.80665 m/s^2} = 43.75 ; \frac{Tn.s^2}{m}$$

➤ **Masa Rotacional**

$$M_r = M_{rz} = \frac{M_t(a^2+b^2)}{12} ; Ton.s^2.m \quad (24)$$

Primer nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{45.896(19.40^2 + 25^2)}{12} = 3829.87 Ton.s^2.m$$

Segundo al noveno nivel

$$M_r = M_{rz} = \frac{43.75(19.40^2 + 25^2)}{12} = 3650.79 Ton.s^2.m$$

3.3.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} . g \quad (25)$$

En dónde para la estructura en análisis se tiene:

Z = Zona 4 – Arequipa (0.45)

U = Categoría edificio esencial (1.50)

C = Coeficiente de amplificación sísmica (Item anterior)

S = Factor por tipo de suelo S2 (1.05)

R = Coeficiente de reducción sísmica – M.E en x,y (R = 6)

G = Aceleración de la gravedad 9.81 m/s²

3.3.3 Espectro de Respuesta

Mediante una hoja electrónica se determina el espectro de respuesta.

ZONA (Z)	4
CATEGORIA (U)	ESENCIAL - A
FACTOR DE SUELO (S)	S2
SISTEMA ESTRUCTURAL	Concreto Armado, De Muros Estructurales

Z	=	0.45
U	=	1.50
S	=	1.05
Ro	=	6
R	=	6
Tp	=	0.6
Tl	=	2.0

T	C	(ZUCS/R)
0	1.0	0.118125
0.02	1.3	0.14765625
0.04	1.5	0.1771875
0.06	1.8	0.20671875
0.08	2.0	0.23625
0.1	2.3	0.26578125
0.12	2.5	0.2953125
0.14	2.5	0.2953125
0.16	2.5	0.2953125
0.18	2.5	0.2953125
0.2	2.5	0.2953125
0.25	2.5	0.2953125
0.3	2.5	0.2953125
0.35	2.5	0.2953125
0.4	2.5	0.2953125
0.45	2.5	0.2953125
0.5	2.5	0.2953125
0.55	2.5	0.2953125
0.6	2.50000000	0.2953125
0.65	2.307692308	0.272596154
0.7	2.142857143	0.253125
0.75	2.00000000	0.23625
0.8	1.87500000	0.221484375
0.85	1.764705882	0.208455882
0.9	1.666666667	0.196875
0.95	1.578947368	0.186513158
1	1.50000000	0.1771875
1.1	1.363636364	0.161079545
1.2	1.25000000	0.14765625
1.3	1.153846154	0.136298077
1.4	1.071428571	0.1265625
1.5	1.00000000	0.118125
1.6	0.93750000	0.110742188
1.7	0.882352941	0.104227941
1.8	0.833333333	0.0984375
1.9	0.789473684	0.093256579
2	0.75000000	0.08859375
2.1	0.680272109	0.080357143
2.2	0.619834711	0.073217975
2.3	0.567107750	0.066989603
2.4	0.520833333	0.061523437
2.5	0.48000000	0.0567
2.6	0.443786982	0.052422337
2.7	0.411522634	0.048611111
2.8	0.382653061	0.045200893
2.9	0.356718193	0.042137337
3	0.333333333	0.039375
4	0.18750000	0.022148438
5	0.12000000	0.014175
6	0.083333333	0.00984375
7	0.061224490	0.007232143
8	0.04687500	0.005537109
9	0.037037037	0.004375
10	0.03000000	0.00354375

Figura 26. Cálculo del espectro de respuesta.

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 27. Gráfico de espectro de Respuesta Inelástico E-030
Fuente: Elaboración Propia.

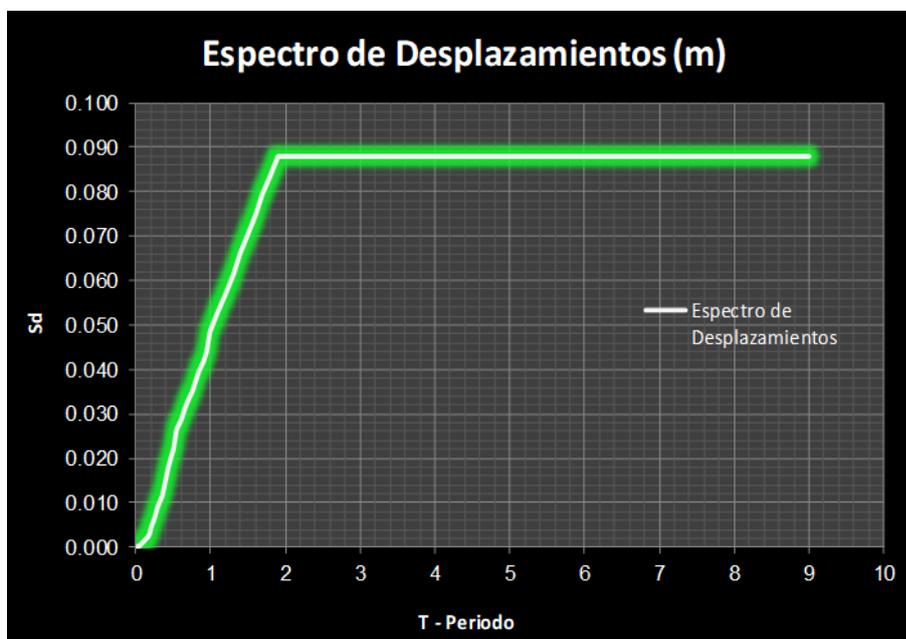


Figura 28. Gráfico de espectro de Desplazamientos.
Fuente: Elaboración Propia.

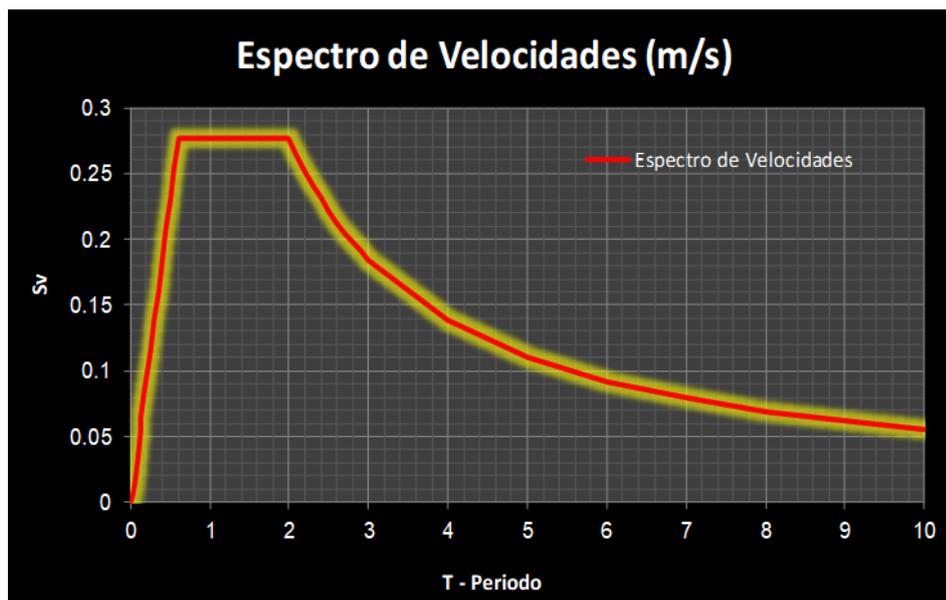


Figura 29. Gráfico de Espectro de Velocidades.
Fuente: Elaboración Propia.

3.3.4 Cortante Dinámico en la Base

La fuerza cortante basal dinámica para ambas direcciones fue calculada por el software ETABS v2016.

Tabla 42. Cortante Dinámico.

Load Case/Combo	FX (TN)	FY (TN)
S_DINX Max	1016.2789	0
S_DINY Max	0	1033.053

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 43. Cortante Estático vs Dinámico Edificio Clínica.

Load Case/Combo	FX (TN)	FY (TN)
S_ESTX	1376.8479	
S_ESTY		1431.9218
S_DINX Max	1016.2789	
S_DINY Max		1033.053
Porcentaje	74.00 %	72.00 %
Factor de escala	1.084	1.109

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

3.3.5 Cortante Estático vs Cortante Dinámico

Se comprueba que se cumpla con el ítem 4.6.4 de la norma E.030 (fuerza cortante mínima), el cual indica que para las estructuras regulares la cortante dinámica tiene que ser mínimo el 80% de la cortante estática.

Como se observa se tiene que realizar un escalamiento ya que no se cumplió con sobrepasar el 80% de la cortante estática.

Tabla 44. *Escalamiento del Cortante Estático vs Dinámico.*

Load Case/Combo	FX (TN)	FY (TN)
S_ESTX	1376.8479	
S_ESTY		1431.9218
S_DINX Max	1101.6464	
S_DINY Max		1145.6558
Porcentaje	80.00 %	80.00 %
Factor de escala	-	-

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

3.3.6 Masa Participativa

La presente estructura en análisis, tendrá que cumplir como indica la norma E030 con un número determinado de modos de vibración, en la cual participe mínimo el 90% de la masa del edificio, tomando para el análisis el mínimo o los tres primeros modos.

Como podemos apreciar en la tabla siguiente, solo bastaría para el eje "Y" analizar con 7 modos y para el eje "X" con 8 modos, ya que se logró sobrepasar el mínimo del 90% de masa participativa por parte de la estructura esencial en análisis.



Tabla 45. *Tabla Modos, periodos y masa participativa del edificio.*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.832	0.3373	0.3652	0	34%	37%	0	0.1342	0.1361	0.0367
Modal	2	0.8	0.3686	0.3629	0	71%	73%	0	0.138	0.1546	4.71E-05
Modal	3	0.574	0.0164	0.0138	0	72%	74%	0	0.0104	0.0119	0.696
Modal	4	0.227	0.0147	0.129	0	74%	87%	0	0.3741	0.0359	0.0061
Modal	5	0.208	0.1512	0.0189	0	89%	89%	0	0.0506	0.3623	0.0019
Modal	6	0.149	0.009	0.0086	0	90%	90%	0	0.0173	0.0186	0.1635
Modal	7	0.109	0.0024	0.0493	0	90%	95%	0	0.1139	0.0055	0.0035
Modal	8	0.096	0.0536	0.0031	0	95%	95%	0	0.0076	0.129	0.0014
Modal	9	0.071	0.0022	0.0028	0	96%	95%	0	0.0073	0.0059	0.0504
Modal	10	0.067	0.0004	0.0234	0	96%	98%	0	0.0735	0.0013	0.0016
Modal	11	0.06	0.0239	0.0005	0	98%	98%	0	0.0016	0.0738	0.0006
Modal	12	0.047	0.0001	0.0112	0	98%	99%	0	0.0338	0.0001	0.0009
Modal	13	0.046	0.0003	0.0011	0	98%	99%	0	0.0037	0.0011	0.0201
Modal	14	0.043	0.011	4.92E-05	0	99%	99%	0	0.0002	0.0341	0.0001
Modal	15	0.037	1.44E-06	0.0054	0	99%	100%	0	0.018	3.85E-06	0.0004
Modal	16	0.034	0.0001	0.0004	0	99%	100%	0	0.0014	0.0003	0.0084
Modal	17	0.034	0.0049	1.49E-05	0	100%	100%	0	0.0001	0.0166	0.0002
Modal	18	0.03	4.17E-06	0.0024	0	100%	100%	0	0.0079	1.57E-05	0.0003
Modal	19	0.028	0.0017	1.87E-05	0	100%	100%	0	0.0001	0.0056	0.001
Modal	20	0.028	0.0005	0.0002	0	100%	100%	0	0.0008	0.0017	0.0024
Modal	21	0.026	0.0001	0.0005	0	100%	100%	0	0.0017	0.0005	0.0003
Modal	22	0.026	0.0001	0.0005	0	100%	100%	0	0.0018	0.0005	4.97E-05
Modal	23	0.025	0.0003	0.0001	0	100%	100%	0	0.0004	0.0011	0.001
Modal	24	0.024	0.0005	5.78E-06	0	100%	100%	0	2.13E-05	0.0019	0.0003
Modal	25	0.023	0	0.0004	0	100%	100%	0	0.0012	0	0.0001
Modal	26	0.023	0.0002	1.36E-05	0	100%	100%	0	4.91E-05	0.0005	0.0009

Modal	27	0.022	0.0002	9.04E-06	0	100%	100%	0	3.28E-05	0.0006	0.0004
Modal	28	0.022	0	0.0001	0	100%	100%	0	0.0003	6.41E-07	3.46E-05
Modal	29	0.021	0.0001	0	0	100%	100%	0	0	0.0003	1.97E-06
Modal	30	0.02	1.61E-06	6.26E-07	0	100%	100%	0	3.30E-06	4.28E-06	0.0007

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

3.3.7 Modelo Asistido por Software y Control de Derivas

Teniendo ya el espectro de respuesta cargado el software

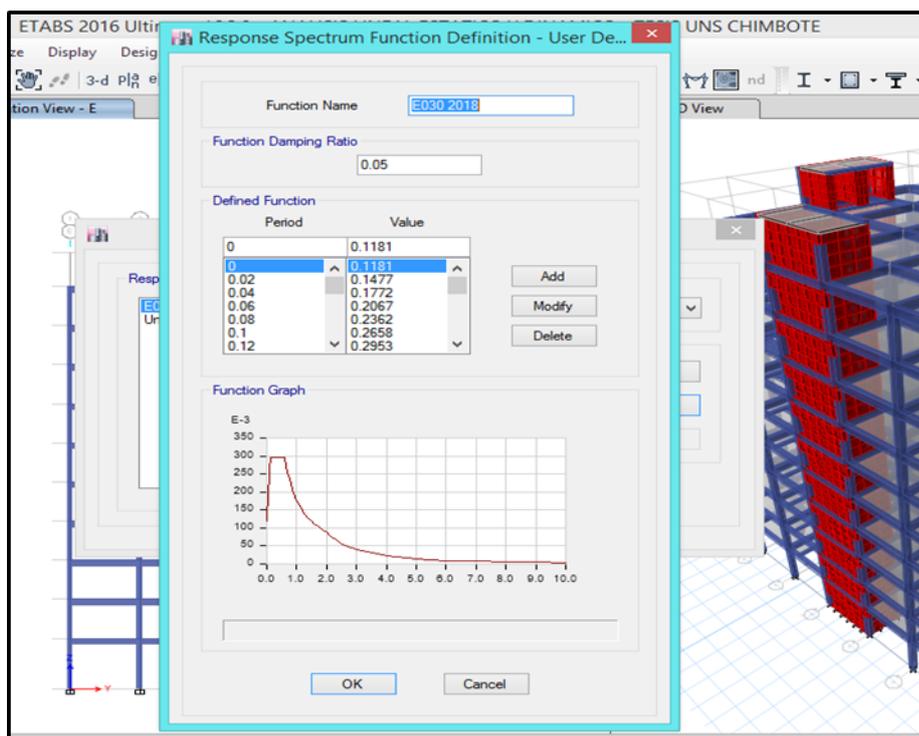


Figura 30. Asignación del Espectro de Respuesta al Software.
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Los casos de carga asignados son:

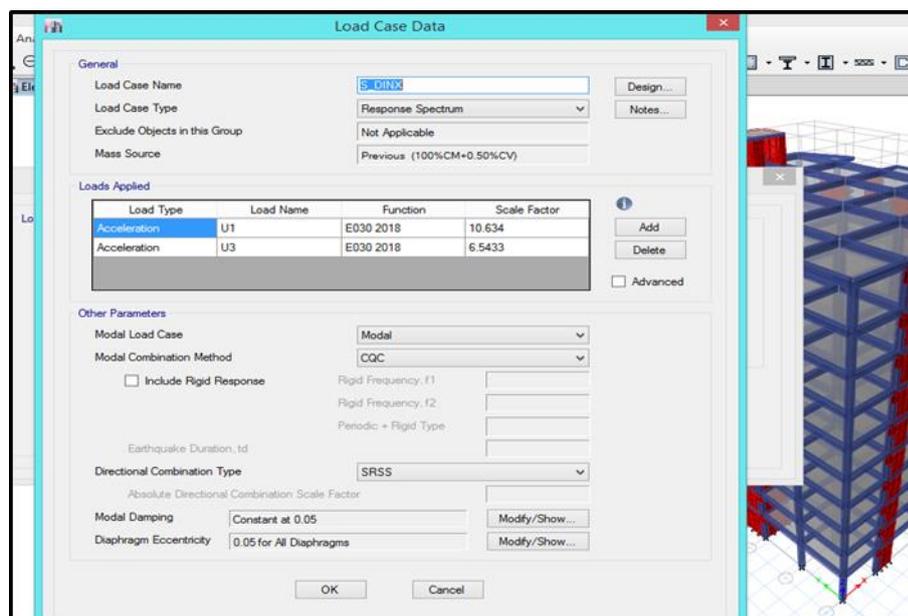


Figura 31. Casos de Carga Asignados.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

A continuación, mostramos los desplazamientos inelásticos calculados con la siguiente formula:

$$Drift = \frac{\Delta_i - (\Delta_{i-1})}{H_i} \leq Drift E.030 \quad (26)$$

$$D_{inelastico} = 0.75R \times D_{elastico}$$

Teniendo la incursión en la zona inelástica, se deberá cumplir con los drift limites brindados norma E.030.

Tabla 46. Distorsiones Máximas Permisibles.

Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: RNE, E-030, 2018. P.392

Tabla 47. Control de derivas análisis dinámico espectral sistema de Clínica

Nuevo Chimbote en la dirección X.

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
10	D10	S_DINX Max	0.05263	0.00491	3.5	0.001401	0.006306	PASA
9	D9	S_DINX Max	0.04773	0.00558	3.5	0.001593	0.007169	NO PASA
8	D8	S_DINX Max	0.04215	0.00589	3.5	0.001683	0.007572	NO PASA
7	D7	S_DINX Max	0.03626	0.00613	3.5	0.001752	0.007883	NO PASA
6	D6	S_DINX Max	0.03013	0.00624	3.5	0.001782	0.008019	NO PASA
5	D5	S_DINX Max	0.02389	0.00615	3.5	0.001756	0.007901	NO PASA
4	D4	S_DINX Max	0.01775	0.00580	3.5	0.001656	0.007453	NO PASA
3	D3	S_DINX Max	0.01195	0.00513	3.5	0.001465	0.006593	PASA
2	D2	S_DINX Max	0.00682	0.00406	3.5	0.001159	0.005217	PASA
1	D1	S_DINX Max	0.00277	0.00277	4.5	0.000614	0.002765	PASA

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48. Control de derivas análisis dinámico espectral sistema de Clínica

Nuevo Chimbote en la dirección Y.

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
10	D10	S_DINY Max	0.05360	0.004392	3.5	0.001255	0.005647	PASA
9	D9	S_DINY Max	0.04920	0.005031	3.5	0.001437	0.006468	PASA
8	D8	S_DINY Max	0.04417	0.00553	3.5	0.001580	0.007110	NO PASA
7	D7	S_DINY Max	0.03864	0.005981	3.5	0.001709	0.007690	NO PASA
6	D6	S_DINY Max	0.03266	0.006299	3.5	0.001800	0.008099	NO PASA
5	D5	S_DINY Max	0.02636	0.006415	3.5	0.001833	0.008248	NO PASA
4	D4	S_DINY Max	0.01995	0.006253	3.5	0.001787	0.008040	NO PASA
3	D3	S_DINY Max	0.01369	0.005721	3.5	0.001635	0.007356	NO PASA
2	D2	S_DINY Max	0.00797	0.004694	3.5	0.001341	0.006035	PASA
1	D1	S_DINY Max	0.00328	0.003279	4.5	0.000729	0.003279	PASA

Fuente: Elaboración propia



Como se puede observar, los desplazamientos en su mayoría no cumplen con lo indicado en la norma E030 de máximo 0.007 en el rango inelástico, lo cual poco o nada importa, ya que la edificación de uso esencial Clínica en análisis para la presente tesis, será evaluada a sismo severo mediante un espectro elástico y considerando la relación daño-deriva máxima de la metodología Hazus y el SEAOC Visión 2000.

Si bien es cierto la edificación esencial ante sismo moderado tendrá un buen comportamiento adicionando más muros estructurales sin tener la necesidad de reforzar con disipadores de fluido viscoso, por lo tanto en la presente investigación se trabajará en un desempeño no lineal, por lo cual las derivas en el análisis posterior tenderán a incrementarse a causa del sismo severo y dichas derivas tendrán que ser superadas y estar por debajo del máximo según la norma tanto peruana como la americana.

ANEXO N°06

**ANÁLISIS SÍSMICO Y
PARÁMETROS PARA LA
OBTENCIÓN DE SISMO DE
DISEÑO**



1.4 ANÁLISIS SÍSMICO Y PARÁMETROS PARA LA OBTENCIÓN DE SISMO DE DISEÑO

Hasta ahora la edificación esencial con un sistema de muros estructurales fue analizada en primera instancia a través de un análisis elástico lineal de fuerzas equivalentes y dinámico modal espectral, dando como consecuencia un incorrecto comportamiento rigiéndose a la norma E-030, 2018.

La estructura no cumple para un diseño estructural sísmico al estar por encima de las derivas máximas indicadas en la norma E-030, y que las derivas para la presente tesis no serán evaluadas solamente con la norma E-030 si no también, con la relación daño-deriva de la Metodología Hazus, por consiguiente se tiene que hacer uso de un sistema de protección sísmica, como son los disipadores de fluido viscoso Taylor, en el que se emplearon las siguientes normas:

- ✓ Realizar el análisis estructural de la edificación (ASCE 7-10/Cap. 18)
- ✓ Calcular las propiedades del disipador de energía – diseño en acero (Fema 273-274, AISC Steel Construction 13th)
- ✓ Análisis por desempeño (Hazus, SEAOC Vision2000)

Para continuar con el análisis dinámico tiempo – historia será necesario primero realizar un análisis dinámico modal – espectral con un espectro de diseño elástico usando $R=1$, la cual sus resultados serán contrastados con los del tiempo – historia lineal y seguidamente se definirá al sismo de diseño para un análisis por desempeño.

El análisis sísmico con $R=1$ como indica la norma peruana E-030, 2018 y el ASCE 7, es para que el edificio ingrese en un comportamiento del rango no lineal ante un sismo severo, hay que tener en cuenta que los desplazamientos obtenidos se multiplican directamente por la unidad.

1.4.1 Análisis Sísmico Dinámico Modal – Espectral con $R=1$

Los parámetros son los mismos que se consideraron en el análisis común dinámico reducido modal espectral, con la diferencia que el coeficiente de reducción sísmica será de 1 obteniendo así un espectro elástico para las dos direcciones de análisis.

Tabla 49. *Parámetros para el Análisis Sísmico Dinámico Modal -Espectral con $R=1$*

Z	0.45
U	1.5
C	De 0.00 a 10 Seg
S	1.05
R_{xy}	1
g	9.81 m/s²

Fuente: Elaboración propia

Con los parámetros de la tabla antecesora se realiza el cálculo del espectro elástico de pseudo-aceleraciones (S_a – espectro objetivo de diseño).



Figura 32. Gráfico de espectro de respuesta elástico E-030, 2018

Fuente: Elaboración propia

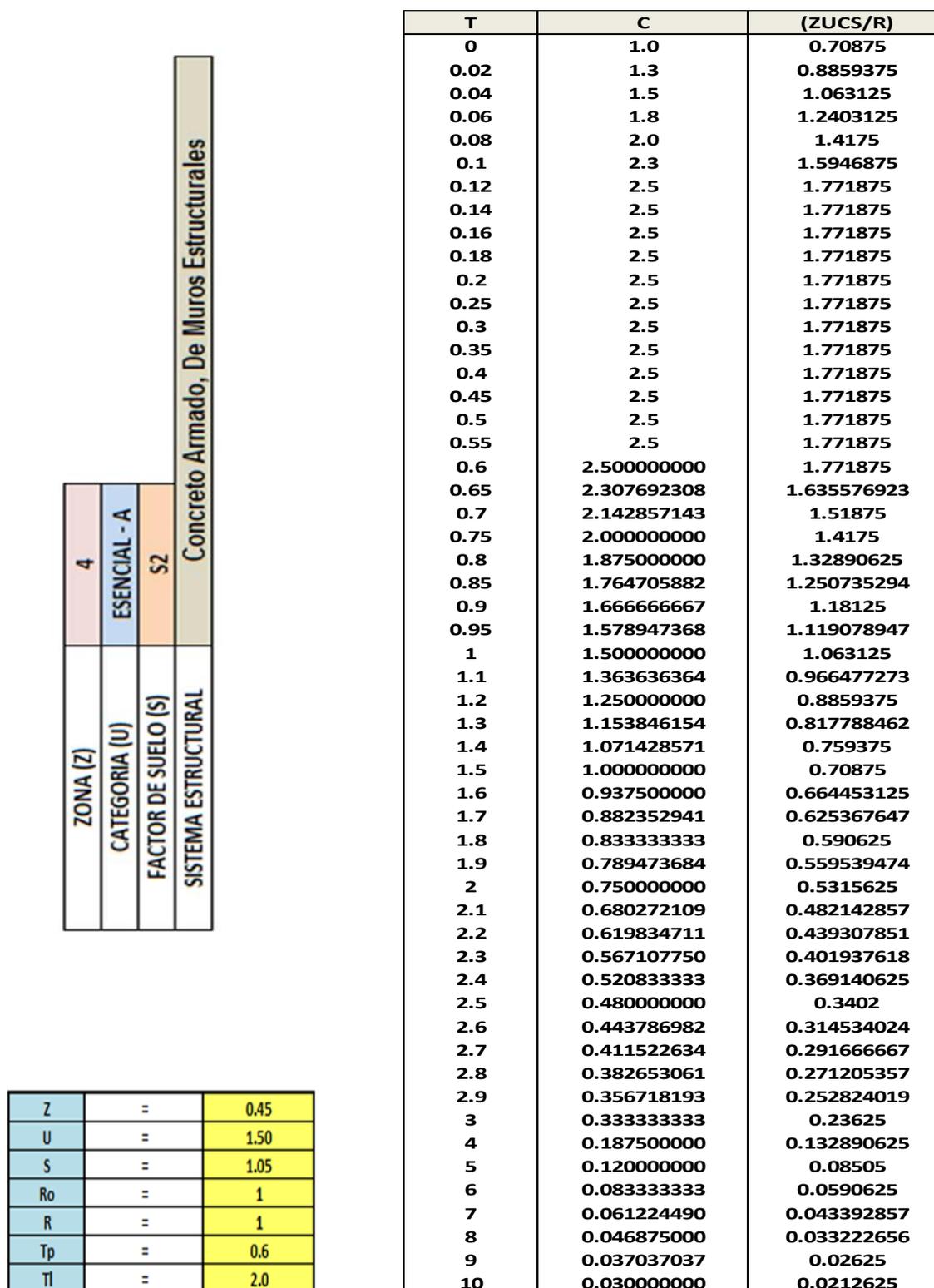


Figura 33. Gráfico de valores para el espectro de respuesta elástico E-030, 2018.

Fuente: Elaboración propia



Figura 34. Gráfico de Espectro de desplazamientos con la E-030, 2018.
Fuente: Elaboración propia

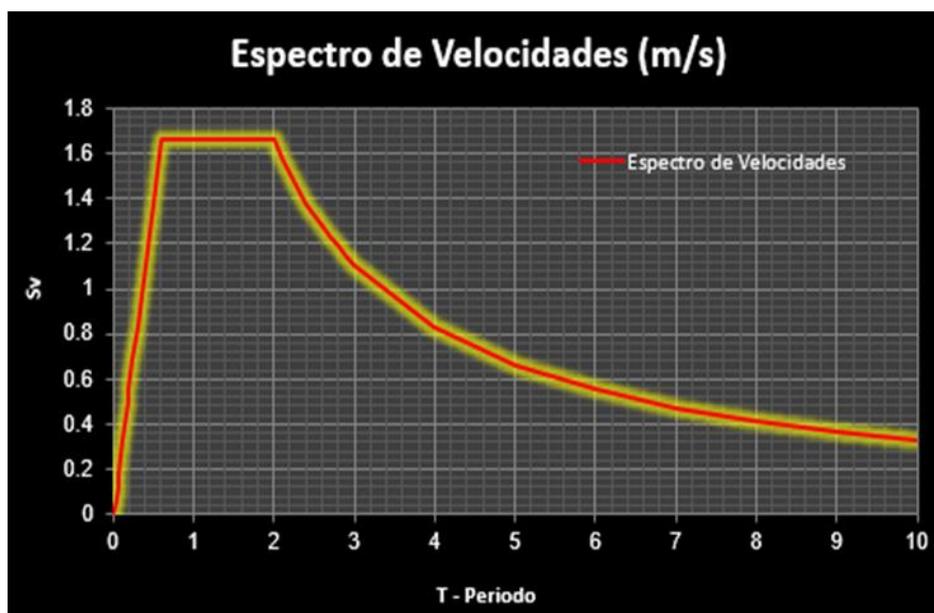


Figura 35. Gráfico de Espectro de velocidades con la E-030, 2018.
Fuente: Elaboración propia

Se muestran las derivas que se obtuvieron en el análisis, los cuales se utilizarán más adelante para obtener el sismo de diseño.

Tabla 50. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral con $R=1$, Dirección X.

Piso	Diafragma	Sismo R=1	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
10	D10	S_DINX Max	0.291278	0.02715	3.5	0.007756	NO PASA
9	D9	S_DINX Max	0.264131	0.03086	3.5	0.008817	NO PASA
8	D8	S_DINX Max	0.233271	0.03259	3.5	0.009311	NO PASA
7	D7	S_DINX Max	0.200684	0.03393	3.5	0.009695	NO PASA
6	D6	S_DINX Max	0.16675	0.03452	3.5	0.009862	NO PASA
5	D5	S_DINX Max	0.132234	0.03401	3.5	0.009717	NO PASA
4	D4	S_DINX Max	0.098226	0.03208	3.5	0.009167	NO PASA
3	D3	S_DINX Max	0.066143	0.02838	3.5	0.008109	NO PASA
2	D2	S_DINX Max	0.037761	0.02246	3.5	0.006417	PASA
1	D1	S_DINX Max	0.015302	0.01530	4.5	0.0034004	PASA

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51. Control de derivas obtenidas del análisis dinámico modal espectral
Con $R=1$, Dirección Y.

Piso	Diafragma	Sismo R=1	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
10	D10	S_DINY Max	0.289929	0.02376	3.5	0.006788	NO PASA
9	D9	S_DINY Max	0.26617	0.02722	3.5	0.007777	NO PASA
8	D8	S_DINY Max	0.238951	0.02992	3.5	0.008547	NO PASA
7	D7	S_DINY Max	0.209035	0.03235	3.5	0.009243	NO PASA
6	D6	S_DINY Max	0.176683	0.03408	3.5	0.009736	NO PASA
5	D5	S_DINY Max	0.142607	0.03470	3.5	0.009915	NO PASA
4	D4	S_DINY Max	0.107905	0.03383	3.5	0.009664	NO PASA
3	D3	S_DINY Max	0.07408	0.03095	3.5	0.008842	NO PASA
2	D2	S_DINY Max	0.043132	0.02539	3.5	0.007255	PASA
1	D1	S_DINY Max	0.017739	0.01774	4.5	0.003942	PASA

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que producto del análisis con el espectro elástico $R=1$ a sismo severo la edificación ya muestra sobrepasar en mayor cantidad el valor límite de 0.007 de la norma E-030, recordemos que la evaluación de

derivadas será tanto para la norma peruana como el código americano con la metodología de daño vs deriva Hazus.

1.4.2 Acelerogramas para Espectros de Diseño

En la presente tesis se consideró lo mínimo de 3 registros sísmicos, clasificados como los más severos a nivel nacional y son los siguientes:

Tabla 52. *Registros sísmicos, ubicación y nombres.*

SISMO	UBICACIÓN DE LA ESTACION	NOMBRE DEL ARCHIVO
15 de agosto del 2007	Universidad Nacional San Luis Gonzaga (ICA)	ICA2_0708151840
3 de octubre de 1974	Parque de la reserva (LIMA)	PQR_7410030921
17 de octubre de 1966	Parque de la reserva (LIMA)	PQR_6610171641F

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53. *Aceleración máxima de registros sísmicos.*

Estación acelerométrica	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg).
ICA	15 de agosto 2007	N-S	334.1	218.06
		E-W	-272.2	
LIMA	3 de octubre 1974	N-S	179	97.96
		E-W	-192.5	
LIMA	17 de octubre 1966	N-S	-269.34	197.64
		E-W	-180.59	

Fuente: Elaboración propia



Los registros sísmicos se encuentran en unidades Gal (Cm/s^2), para poder escalar la norma E030 nos recomienda utilizar un software especializado, en la presente tesis se escogió utilizar el SEISMOSIGNAL para realizar la corrección por línea base y filtrado, y el SEISMOMATCH para efectuar el escalamiento respectivo al espectro de diseño (espectro objetivo).

3.4.2.1 Correcciones

- **De línea base**

“Este proceso se utiliza para evitar la desviación de los acelerogramas con respecto al centro, aplicando al acelerograma una corrección punto a punto igual al promedio aritmético del registro” (Chávez, 2017, p.70).

- **Filtrado de la señal**

Este proceso es utilizado para remover componentes frecuenciales no deseados para una señal dada, el ruido de baja y alta frecuencia que se presenta en los sitios de registro, ocasionados por el paso de automóviles, ruido ambiental, etc, esto provoca que a la señal original se superponga otra señal (Chávez, 2017, p.70).

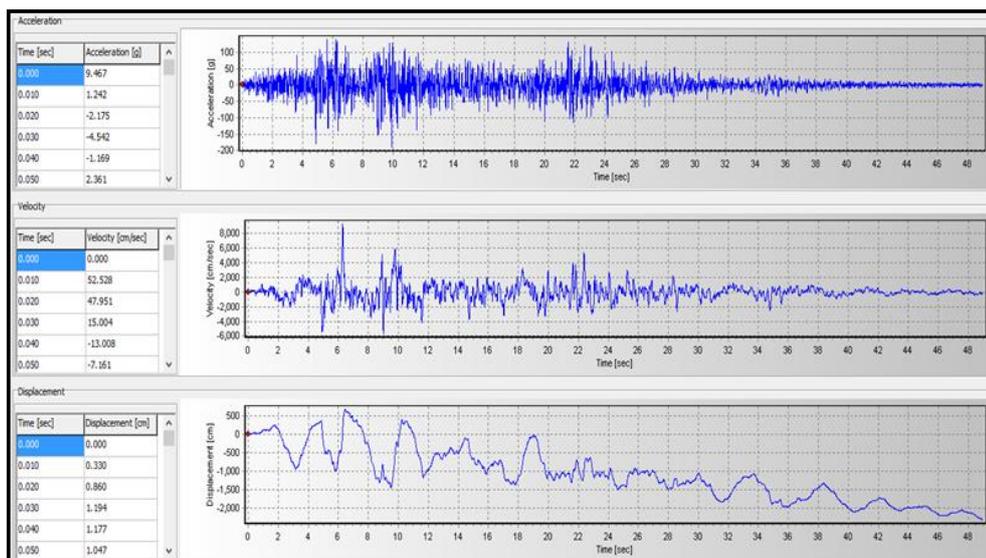


Figura 36. Registro sísmico sin correcciones
Fuente: Elaboración propia

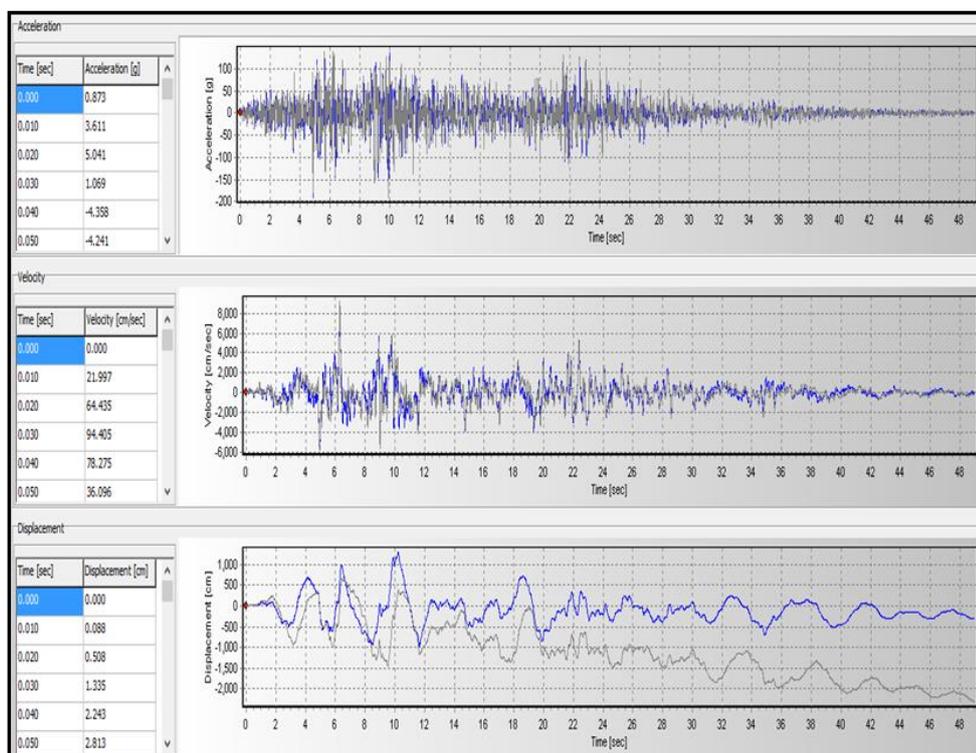


Figura 37. Ondas corregidas vs no corregidas en el Seismo Signal
Fuente: Elaboración propia

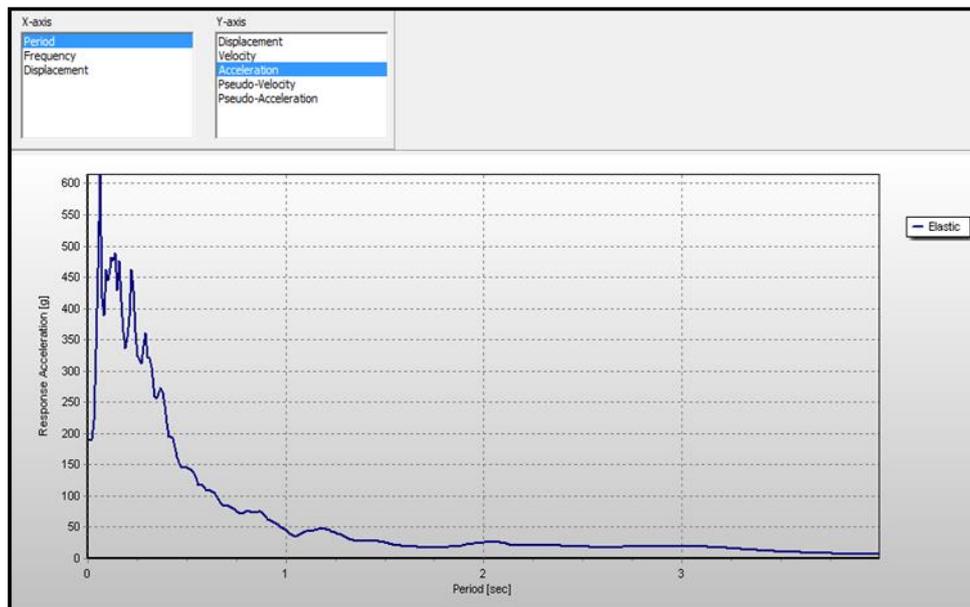


Figura 38. Espectro de pseudo aceleraciones vs periodo, corregido
Fuente: Elaboración propia

3.4.2.2. Escalamiento de acelerogramas

En esta parte se escalan los acelerogramas ya corregidos anteriormente al espectro de diseño con el apoyo del software SeismoMatch. Se da un ejemplo con el sismo de ICA 2007 y los dos restantes seguirán el mismo procedimiento.

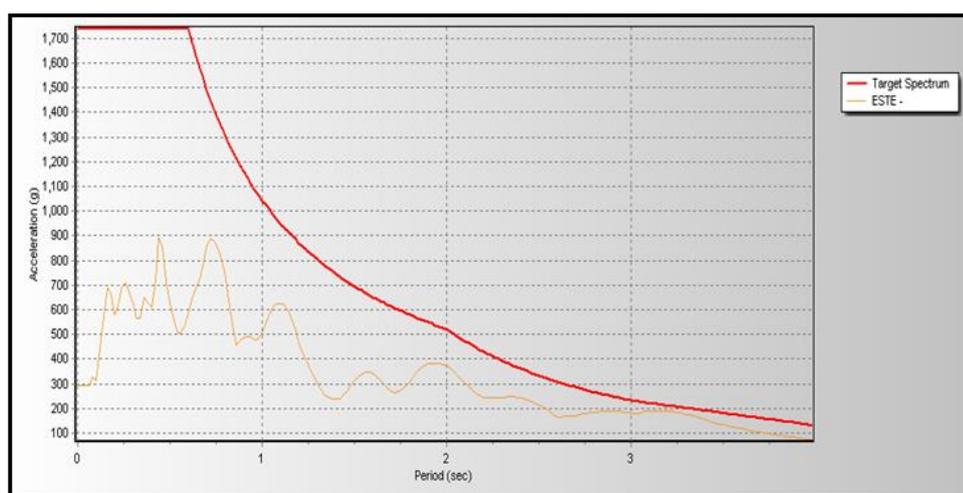


Figura 39. Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico sin escalar (color naranja).

Fuente: Elaboración propia

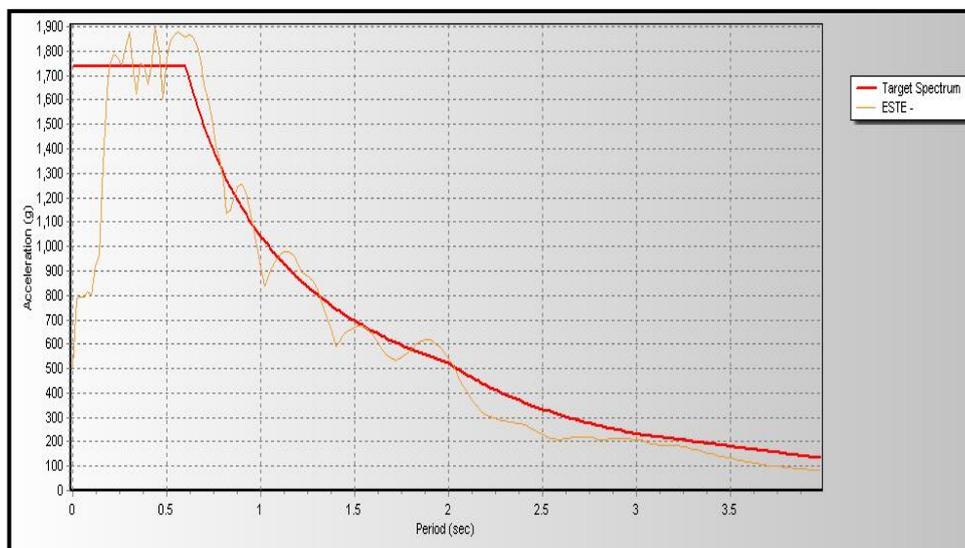


Figura 40. Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico escalado (color naranja).

Fuente: Elaboración propia

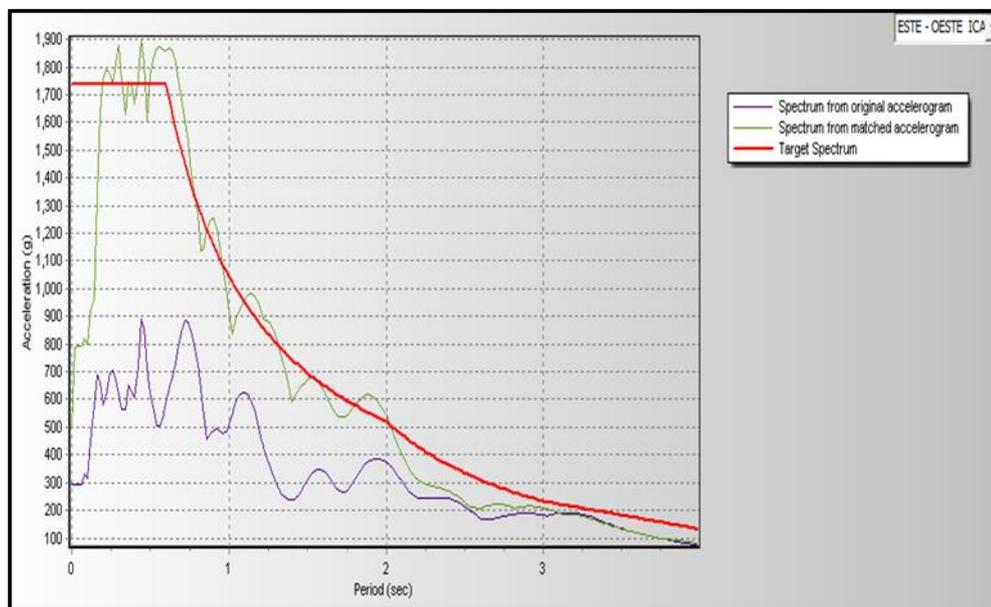


Figura 41. Comparación entre registro sísmico sin escalar (color morado) y registro escalado (color verde) al espectro de diseño (color rojo)

Fuente: Elaboración propia

Luego del proceso de escalamiento se obtuvieron las nuevas aceleraciones máximas de los registros sísmicos, las cuales se muestran a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 54. *Registros sísmicos escalados al espectro de diseño (objetivo).*

Estación acelerometrica	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg).
ICA	15 de agosto 2007	N-S	689.697	218.06
		E-W	-791.36	
LIMA	3 de octubre 1974	N-S	822.145	97.96
		E-W	-747.285	
LIMA	17 de octubre 1966	N-S	-820.889	197.64
		E-W	-671.003	

Fuente: Elaboración propia

Ahora el análisis dinámico tiempo – Historia será llevado a cabo como nos señala la norma E-030. 2018, donde nos indica que cada conjunto de registro sísmico consistirá en dos componentes o casos de aceleración horizontal, escalados al espectro de diseño y estarán aplicados en fuerza horizontal como se muestra en la siguiente imagen:

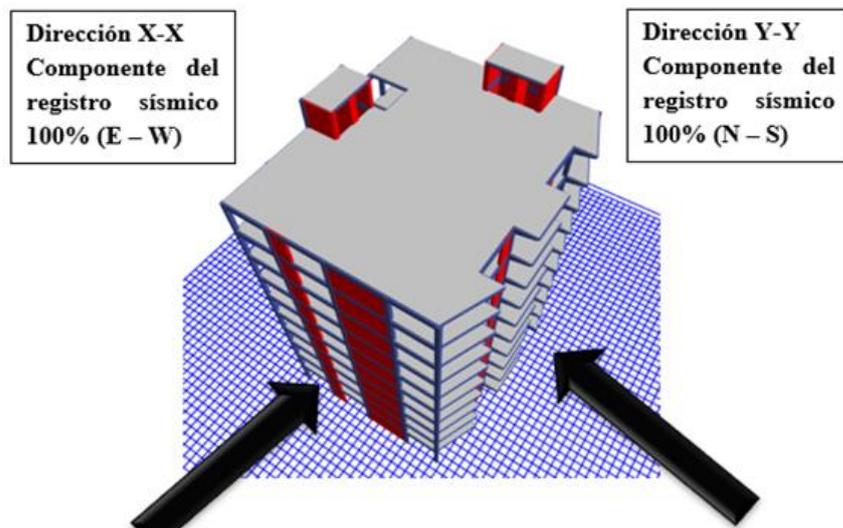


Figura 42. Primer caso de Análisis.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

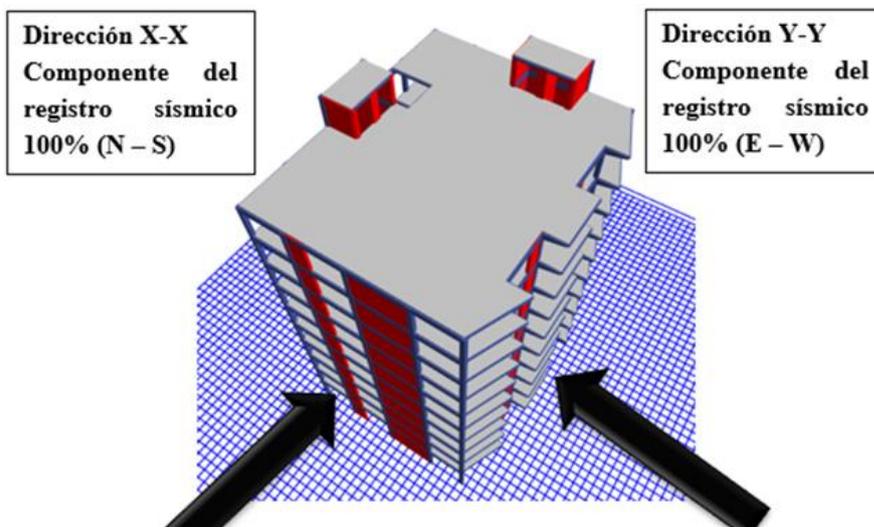


Figura 43. Segundo caso de Análisis.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Para cada registro sísmico utilizado se analizará por separado, en el caso 1 cuando el 100% de la componente E – W del registro actúa en la dirección del eje X, y el 100% de la componente N – S en la dirección del eje Y, luego en el caso 2 cuando el 100% la componente E – W actúa en la dirección del eje Y, y el 100% la componente N – S en la dirección del eje X.

1.4.3 Análisis Sísmico Dinámico Modal – Tiempo Historia Lineal

Se ejecuta el análisis dinámico lineal tiempo – historia, y se obtienen los siguientes resultados en función a las derivas.

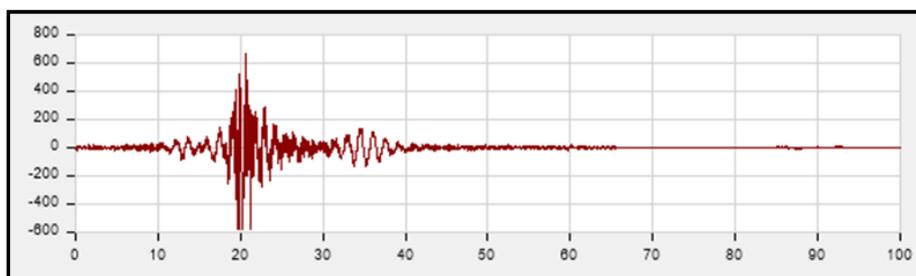


Figura 44. Registro sísmico Lima 1966 E-W.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

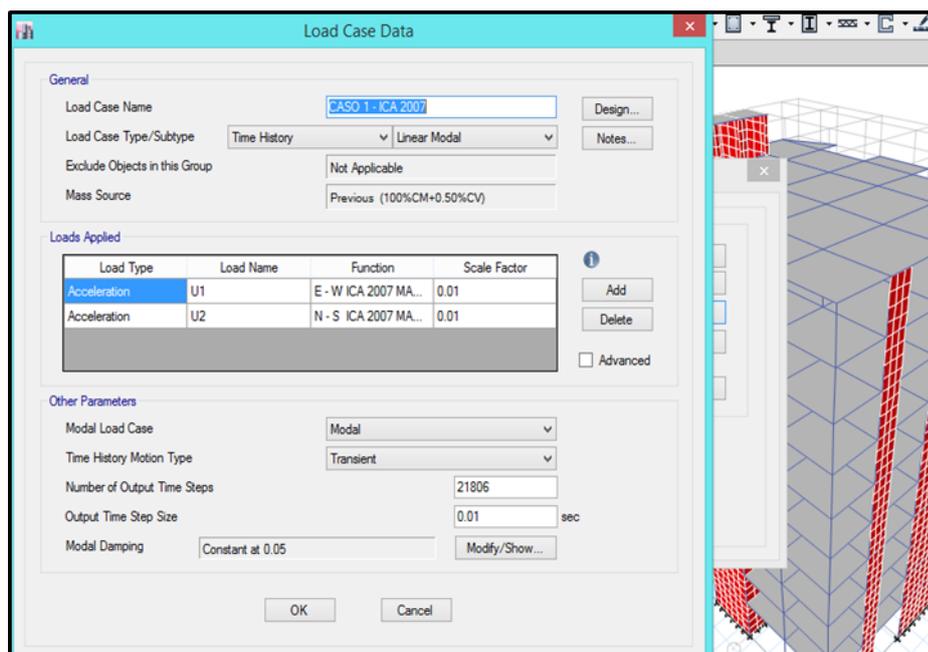




Figura 45. Se Procede a Ingresar el Registro Caso1 – Ica 2007 en el Software ETABS.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

A continuación, se procede mediante el software Etabs 2016 a extraer las derivas a sismo severo con cada sismo de diseño empleado, cabe recordar que las derivas obtenidas ya están en el rango inelásticos.

- **SISMO DE ICA 2007**

Tabla 55. *Derivas a sismo severo en la dirección X, Caso 1 – ICA 2007.*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entpiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.231966	0.022169	3.5	0.006334
9	D9	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.209797	0.025149	3.5	0.007185
8	D8	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.184648	0.026591	3.5	0.007597
7	D7	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.158057	0.027651	3.5	0.007900
6	D6	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.130406	0.027975	3.5	0.007993
5	D5	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.102431	0.02729	3.5	0.007797
4	D4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.075141	0.025357	3.5	0.007245
3	D3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.049784	0.021004	3.5	0.006001
2	D2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.02878	0.01691	3.5	0.004831
1	D1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.01187	0.01187	4.5	0.002638

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.



Tabla 56. *Derivas a sismo severo en la dirección Y, Caso 1 – ICA 2007.*

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.23837	0.019859	3.5	0.005674
9	D9	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.218511	0.022314	3.5	0.006375
8	D8	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.196197	0.024564	3.5	0.007018
7	D7	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.171633	0.026119	3.5	0.007463
6	D6	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.145514	0.027388	3.5	0.007825
5	D5	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.118126	0.028213	3.5	0.008061
4	D4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.089913	0.027742	3.5	0.007926
3	D3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.062171	0.025648	3.5	0.007328
2	D2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.036523	0.021321	3.5	0.006092
1	D1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.015202	0.015202	4.5	0.003378

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 57. *Derivas a sismo severo en la dirección X, Caso 2 – ICA 2007.*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.242165	0.023629	3.5	0.006751
9	D9	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.218536	0.026017	3.5	0.007433
8	D8	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.192519	0.027447	3.5	0.007842
7	D7	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.165072	0.028255	3.5	0.008073
6	D6	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.136817	0.02825	3.5	0.008071
5	D5	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.108567	0.027805	3.5	0.007944
4	D4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.080762	0.026253	3.5	0.007501
3	D3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.054509	0.023311	3.5	0.006660
2	D2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.031198	0.018511	3.5	0.005289
1	D1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.012687	0.012687	4.5	0.002819

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 58. *Derivas a sismo severo en la dirección Y, Caso 2 – ICA 2007.*

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.230632	0.019065	3.5	0.005447
9	D9	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.211567	0.02192	3.5	0.006263
8	D8	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.189647	0.024209	3.5	0.006917
7	D7	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.165438	0.02626	3.5	0.007503
6	D6	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.139178	0.02756	3.5	0.007874
5	D5	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.111618	0.02787	3.5	0.007963
4	D4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.083748	0.026811	3.5	0.007660
3	D3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.056937	0.023202	3.5	0.006629
2	D2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.033735	0.019636	3.5	0.005610
1	D1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.014099	0.014099	4.5	0.003133

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

- **SISMO DE LIMA 1966**

Tabla 59. *Derivas a sismo severo en la dirección X, Caso 1 – LIMA 1966.*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.290883	0.029009	3.5	0.008288
9	D9	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.261874	0.032011	3.5	0.009146
8	D8	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.229863	0.033786	3.5	0.009653
7	D7	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.196077	0.032458	3.5	0.009274
6	D6	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.163619	0.032497	3.5	0.009285



5	D5	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.131122	0.031525	3.5	0.009007
4	D4	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.099597	0.031086	3.5	0.008882
3	D3	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.068511	0.028152	3.5	0.008043
2	D2	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.040359	0.023359	3.5	0.006674
1	D1	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.017	0.017	4.5	0.003778

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 60. Derivas a sismo severo en la dirección Y, Caso 1 – LIMA 1966.

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.263943	0.021659	3.5	0.006188
9	D9	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.242284	0.025165	3.5	0.007190
8	D8	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.217119	0.027679	3.5	0.007908
7	D7	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.18944	0.029884	3.5	0.008538
6	D6	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.159556	0.031364	3.5	0.008961
5	D5	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.128192	0.031769	3.5	0.009077
4	D4	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.096423	0.030723	3.5	0.008778
3	D3	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.0657	0.027807	3.5	0.007945
2	D2	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.037893	0.022483	3.5	0.006424
1	D1	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.01541	0.01541	4.5	0.003424

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.



Tabla 61. *Derivas a sismo severo en la dirección X, Caso 2 – LIMA 1966.*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.262037	0.023884	3.5	0.006824
9	D9	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.238153	0.027713	3.5	0.007918
8	D8	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.21044	0.029374	3.5	0.008393
7	D7	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.181066	0.030693	3.5	0.008769
6	D6	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.150373	0.031296	3.5	0.008942
5	D5	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.119077	0.030862	3.5	0.008818
4	D4	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.088215	0.029072	3.5	0.008306
3	D3	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.059143	0.025599	3.5	0.007314
2	D2	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.033544	0.020093	3.5	0.005741
1	D1	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.013451	0.013451	4.5	0.002989

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.



Tabla 62. *Derivas a sismo severo en la dirección Y, Caso 2 – LIMA 1966.*

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.287147	0.024102	3.5	0.006886
9	D9	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.263045	0.026416	3.5	0.007547
8	D8	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.236629	0.028516	3.5	0.008147
7	D7	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.208113	0.029764	3.5	0.008504
6	D6	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.178349	0.03154	3.5	0.009011
5	D5	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.146809	0.033655	3.5	0.009616
4	D4	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.113154	0.033636	3.5	0.009610
3	D3	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.079518	0.032065	3.5	0.009161
2	D2	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.047453	0.027482	3.5	0.007852
1	D1	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.019971	0.019971	4.5	0.004438

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

• **SISMO DE LIMA 1974**

Tabla 63. *Derivas a sismo severo en la dirección X, Caso 1 – LIMA 1974.*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.269106	0.026493	3.5	0.007569
9	D9	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.242613	0.029491	3.5	0.008426
8	D8	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.213122	0.031085	3.5	0.008881
7	D7	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.182037	0.032181	3.5	0.009195
6	D6	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.149856	0.032379	3.5	0.009251
5	D5	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.117477	0.031397	3.5	0.008971
4	D4	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.08608	0.028976	3.5	0.008279
3	D3	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.057104	0.024899	3.5	0.007114
2	D2	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.032205	0.019242	3.5	0.005498
1	D1	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.012963	0.012963	4.5	0.002881

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 64. *Derivas a sismo severo en la dirección Y, Caso 1 – LIMA 1974.*

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.219877	0.018615	3.5	0.005319
9	D9	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.201262	0.021164	3.5	0.006047
8	D8	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.180098	0.022624	3.5	0.006464



7	D7	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.157474	0.024099	3.5	0.006885
6	D6	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.133375	0.025508	3.5	0.007288
5	D5	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.107867	0.025557	3.5	0.007302
4	D4	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.08231	0.024792	3.5	0.007083
3	D3	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.057518	0.023578	3.5	0.006737
2	D2	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.03394	0.019869	3.5	0.005677
1	D1	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.014071	0.014071	4.5	0.003127

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 65. Derivas a sismo severo en la dirección X, Caso 2 – LIMA 1974.

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.222545	0.021694	3.5	0.006198
9	D9	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.200851	0.024376	3.5	0.006965
8	D8	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.176475	0.025667	3.5	0.007333
7	D7	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.150808	0.026548	3.5	0.007585
6	D6	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.12426	0.026718	3.5	0.007634
5	D5	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.097542	0.024017	3.5	0.006862
4	D4	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.073525	0.022953	3.5	0.006558
3	D3	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.050572	0.021165	3.5	0.006047



2	D2	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.029407	0.017307	3.5	0.004945
1	D1	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.0121	0.0121	4.5	0.002689

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 66. Derivas a sismo severo en la dirección Y, Caso 2 – LIMA 1974.

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
10	D10	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.264345	0.022065	3.5	0.006304
9	D9	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.24228	0.024945	3.5	0.007127
8	D8	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.217335	0.02751	3.5	0.007860
7	D7	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.189825	0.029835	3.5	0.008524
6	D6	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.15999	0.031368	3.5	0.008962
5	D5	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.128622	0.031012	3.5	0.008861
4	D4	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.09761	0.030437	3.5	0.008696
3	D3	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.067173	0.027995	3.5	0.007999
2	D2	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.039178	0.023001	3.5	0.006572
1	D1	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.016177	0.016177	4.5	0.003595

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Ejecutado el análisis dinámico tiempo historia lineal a la edificación mediante los 3 registros sísmicos en las dos direcciones ortogonales de análisis, a continuación, se muestra los cuadros de resumen de las derivas halladas:



Tabla 67. Resumen de las derivas halladas en la dirección X, mediante los 3 registros sísmicos.

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN X-X						
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
10	0.00633	0.00675	0.00829	0.00682	0.00757	0.00620
9	0.00719	0.00743	0.00915	0.00792	0.00843	0.00696
8	0.00760	0.00784	0.00965	0.00839	0.00888	0.00733
7	0.00790	0.00807	0.00927	0.00877	0.00919	0.00759
6	0.00799	0.00807	0.00928	0.00894	0.00925	0.00763
5	0.00780	0.00794	0.00901	0.00882	0.00897	0.00686
4	0.00724	0.00750	0.00888	0.00831	0.00828	0.00656
3	0.00600	0.00666	0.00804	0.00731	0.00711	0.00605
2	0.00483	0.00529	0.00667	0.00574	0.00550	0.00494
1	0.00264	0.00282	0.00378	0.00299	0.00288	0.00269

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 68. Resumen de las derivas halladas en la dirección Y, mediante los 3 registros sísmicos.

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y						
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
10	0.00567	0.00545	0.00619	0.00689	0.00532	0.00630
9	0.00638	0.00626	0.00719	0.00755	0.00605	0.00713
8	0.00702	0.00692	0.00791	0.00815	0.00646	0.00786
7	0.00746	0.00750	0.00854	0.00850	0.00689	0.00852
6	0.00783	0.00787	0.00896	0.00901	0.00729	0.00896
5	0.00806	0.00796	0.00908	0.00962	0.00730	0.00886
4	0.00793	0.00766	0.00878	0.00961	0.00708	0.00870
3	0.00733	0.00663	0.00794	0.00916	0.00674	0.00800
2	0.00609	0.00561	0.00642	0.00785	0.00568	0.00657
1	0.00338	0.00313	0.00342	0.00444	0.00313	0.00359

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

3.4.3.1. Determinación del Sismo de Diseño

Luego de efectuado el análisis lineal tiempo – historia, y tener las derivas máximas de entrepiso en función a un espectro elástico de diseño a sismo severo, se prosigue a determinar cuál de los tres registros sísmicos utilizados en la presente tesis, será la elegida como el sismo de diseño final para los disipadores de fluidos viscosos.

Se determina la variación de las derivas de los tres registros sísmicos, en los dos casos de análisis con las derivas obtenidas del análisis dinámico modal – espectral con $R=1$.

Se separan aquellas variaciones en los registros sísmicos que estén por debajo del valor de 0.80 ya que estarían -20% con respecto a las derivas obtenidas del espectro de diseño, se escogerá aquel caso que obtenga el mayor acercamiento a la unidad.

Tabla 69. *Determinación del sismo de diseño, en la dirección X.*

NIVEL	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN X-X					
	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
10	0.817	0.870	1.069	0.880	0.976	0.799
9	0.815	0.843	1.037	0.898	0.956	0.790
8	0.816	0.842	1.037	0.901	0.954	0.788
7	0.815	0.833	0.957	0.904	0.948	0.782
6	0.810	0.818	0.942	0.907	0.938	0.774
5	0.802	0.818	0.927	0.907	0.923	0.706
4	0.790	0.818	0.969	0.906	0.903	0.715
3	0.740	0.821	0.992	0.902	0.877	0.746
2	0.753	0.824	1.040	0.895	0.857	0.771
1	0.776	0.829	1.111	0.879	0.847	0.791

Fuente: *Elaboración propia.*

Tabla 70. *Determinación del sismo de diseño, en la dirección Y.*

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y						
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
10	0.83585	0.80243	0.91161	1.01444	0.78349	0.92870
9	0.81979	0.80532	0.92454	0.97050	0.77755	0.91646
8	0.82110	0.80923	0.92522	0.95320	0.75625	0.91957
7	0.80734	0.81170	0.92371	0.92000	0.74490	0.92220
6	0.80373	0.80878	0.92041	0.92558	0.74856	0.92053
5	0.81301	0.80312	0.91548	0.96983	0.73647	0.89367
4	0.82016	0.79264	0.90829	0.99441	0.73295	0.89984
3	0.82874	0.74971	0.89851	1.03609	0.76186	0.90458
2	0.83964	0.77328	0.88540	1.08227	0.78246	0.90580
1	0.85698	0.79480	0.86871	1.12582	0.79322	0.91195

Fuente: *Elaboración propia.*

Para ambas direcciones de análisis, se descartan los registros sísmicos de Ica 2007 y Lima 1974, ya que en sus dos componentes de análisis algunos diafragmas están por debajo del 0.80% de variación, quedando solo el sismo de Lima 1966 en la cual se tienen dos casos, para el eje X se tiene como caso más aproximado a la unidad el caso 1 y para el eje Y se tiene el más aproximado a la unidad que es el caso 2, para ambas direcciones de análisis se mantiene un margen de seguridad variable que garantizaría el espectro de diseño en sismo severo.

Se determinó como el sismo de diseño para cada eje de manera independiente, para el eje X el de LIMA 1966 - CASO 1, y para el eje Y el de LIMA 1966 - CASO 2 con lo cual se procederá a calcular las propiedades no lineales del disipador de fluido viscoso.

ANEXO N°07

**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LOS
DISIPADORES DE ENERGÍA
VISCOSOS**

1.5 DISEÑO POR DESEMPEÑO DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS

La optimización de la estructura para lograr un comportamiento óptimo ante un evento sísmico severo, se logrará con la colocación de disipadores de energía de fluido viscoso – Taylor y teniendo en cuenta las recomendaciones indicadas por la empresa líder en Perú CDV representaciones, los cuales nos brindan requerimientos de diseño que la presente tesis deberá cumplir.

1.5.1 Factor de Reducción de Respuesta (B)

- **Nivel de amenaza sísmica**

Según el comité SEAOC VISION2000 los movimientos sísmicos de diseño son expresados en intervalos de ocurrencia y en función a la probabilidad de excedencia, los cuales se indican a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 71. *Niveles de movimiento sísmico de diseño.*

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)
Sismos frecuentes	43	50% en 30 años
Sismos ocasionales	72	50% en 50 años
Sismos raros	475	10% en 50 años
Sismos muy raros	970	10% en 100 años

Fuente: SEAOC comité Visión 2000, 1995.

De la tabla anterior vemos que el sismo a emplear para los cálculos será un sismo raro de 475 años de periodo de retorno.

- **Nivel de desempeño**

El nivel de desempeño que presentará una edificación ante sollicitaciones sísmicas describe un estado límite de daño, ya que representa una condición en función a posibles daños estructurales que podrá sufrir la edificación, el riesgo para sus ocupantes, y la funcionalidad de la edificación (Chávez, 2017, p.147).

El comité SEAOC VISION2000 nos proporciona cinco niveles de desempeño en función al daño tolerable.

Tabla 72. *Niveles de desempeño de una edificación.*

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Totalmente operacional	El daño es despreciable o nulo, la edificación permanece segura y estable para sus ocupantes. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional	Daños leves en elementos estructurales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan con normalidad. Se requiere algunas reparaciones menores.
Resguardo de vida	Daño moderado en elementos estructurales, no estructurales y contenido en la edificación. Perdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones quedan fuera de servicio. El edificio requerirá reparaciones importantes.
Próximo al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Gran degradación de la rigidez lateral y capacidad resistente del sistema. Inseguridad para los ocupantes y el costo de reparación puede ser no factible económicamente.
Colapso	Pérdida parcial o total del soporte, colapso parcial o total de la estructura. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC comité Visión 2000, 1995.

La edificación en análisis es una clínica en Chimbote de categoría esencial, para lo cual la norma lo considera como edificación que por ningún motivo tiene que colapsar, la estructura es de 10 niveles, para lo cual luego del sismo severo seguirá brindando los servicios con normalidad y los daños serán leves en elementos no estructurales.

Por lo tanto, para el análisis no lineal y la implementación de disipadores de fluido viscoso, se va a considerar a la edificación con un nivel de desempeño funcional evitando el colapso total o parcial para daño leve reparable.

- **Nivel de comportamiento sísmico esperado**

Tabla 73. Niveles de desempeño sísmico esperado.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Totalmente operacional	Funcional	Resguardo de vida	Próximo al colapso
Movimiento sísmico de diseño	Sismo frecuente (43 años)	Estructura básica			
	Sismo ocasional (72 años)	Estructura esencial	Estructura básica		
	Sismo raro (475 años)	Estructura critica	Estructura esencial	Estructura básica	
	Sismo muy raro (970 años)	Estructura critica	Estructura critica	Estructura esencial	Estructura básica

Fuente: SEAOC comité Visión 2000, 1995.

De la tabla tenemos que el nivel de desempeño de la edificación será funcional, con un daño leve con la cual se garantizará la estabilidad de los usuarios y personal en general de la clínica A1.

- **Nivel de comportamiento sísmico esperado**

Para la deriva objetivo, tenemos que entender como la deriva máxima a la que se desea llegar ante el sismo severo de ataque, no se utilizara la norma E-030, si no, la metodología Hazus la cual está en función al sistema estructural y altura de la edificación, la clasificación se puede apreciar en el siguiente cuadro:



Tabla 74. Clasificación según el tipo de estructuras.

No	Label	Description	Height			
			Name	Stories	Stories	Feet
1	w1	wood, Light Frame ($\leq 5,000$ sq.ft.)		ALL	1	14
2	w2	Wood, Greater than 5,000 sq. ft.		ALL	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame With Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames With Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120



29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck	Low-Rise	1 - 3	2	20
30	RM1M	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck	Mid-Rise High-Rise	4 +	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1 - 3	2	20
32	RM2M	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Mid-Rise	4 - 7	5	50
33	RM2H	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1 - 2	1	15
35	URM M	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Fuente: Multi _ Hazard Loss Estimation Methodology Hazus, 2010.

Se determinó a la edificación en análisis como un sistema de muros estructurales, el cual tiene una altura de 35.00 m medido desde el nivel de terreno natural, por consiguiente, pertenece a la **fila número 21** del cuadro antecesor con el código **C2H** calificando como edificio alto al tener más de 8 pisos.

Teniendo el código y sabiendo que se desea tener un daño leve, se ingresa a la tabla de relación daño – deriva brindada por la metodología Hazus.



Tabla 75. *Hazus relaciones deriva promedio entre pisos de estados de daño estructural.*

Model Building Type		Structural Damage States			
		Slight	Moderate	Extensive	Complete
Low-Rise Buildings - High-Code Design Level					
W1, W2		0.004	0.012	0.04	0.1
S1		0.006	0.012	0.03	0.08
C1, S2		0.005	0.01	0.03	0.08
C2		0.004	0.01	0.03	0.08
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2		0.004	0.008	0.024	0.07
Low-Rise Buildings-Moderate-Code Design Level					
W1, W2		0.004	0.01	0.031	0.075
S1		0.006	0.01	0.024	0.06
C1, S2		0.005	0.009	0.023	0.06
C2		0.004	0.008	0.023	0.06
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2		0.004	0.007	0.019	0.053
Low-Rise (LR) Buildings - Low-Code Design Level					
W1, W2		0.004	0.01	0.031	0.075
S1		0.006	0.01	0.02	0.05
C1, S2		0.005	0.008	0.02	0.05
C2		0.004	0.008	0.02	0.05
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2		0.004	0.006	0.016	0.044
S5, C3, URM		0.003	0.006	0.015	0.035
Low-Rise (LR) Buildings - Pre-Code Design Level					
W1, W2		0.003	0.008	0.025	0.06
S1		0.005	0.008	0.016	0.04
C1, S2		0.004	0.006	0.016	0.04
C2		0.003	0.006	0.016	0.04
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2		0.003	0.005	0.013	0.035
S5, C3, URM		0.002	0.005	0.012	0.028
Mid-Rise Buildings					
All	Mid-Rise Building Types	2/3*LR	2/3*LR	2/3*LR	2/3*LR
High-Rise Buildings					
All	Mid-Rise Building Types	1/2*LR	1/2*LR	1/2*LR	1/2*LR

Fuente: Hazus – HM 2.1

Para el código **C2H o C2** de la edificación esencial en análisis, la **metodología de relación daño – deriva Hazus** nos muestra que para presentar **daño leve** con reparación mínima se deberá llegar a una **deriva máxima de 0.004** ante el sismo de diseño severo.

PARA X:

Tabla 76. *Máxima deriva dada por el sismo de diseño*

LIMA 1966 – CASO 1.

NIVEL	DERIVAS EN X CASO 1 - LIMA 1966	E-030 ≤ 0.007	HAZUS ≤ 0.004
10	0.00829	NO PASA	NO PASA
9	0.00915	NO PASA	NO PASA
8	0.00965	NO PASA	NO PASA
7	0.00927	NO PASA	NO PASA
6	0.00928	NO PASA	NO PASA
5	0.00901	NO PASA	NO PASA
4	0.00888	NO PASA	NO PASA
3	0.00804	NO PASA	NO PASA
2	0.00667	PASA	NO PASA
1	0.00378	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla se obtiene la máxima deriva dada por el sismo de diseño de LIMA 1966 – CASO 1, el cual en el eje X se obtiene una deriva máxima de 9.65 % en el diafragma 8.

$$B_x = \frac{D_{maxX}}{D_{objetivo}}$$

$$B_x = \frac{0.0097}{0.004}$$

$$B_x = 2.43$$

PARA Y:

Tabla 77. Máxima deriva dada por el sismo de diseño

LIMA 1966 – CASO 2.

NIVEL	DERIVAS EN Y CASO 2 - LIMA 1966	E-030 ≤ 0.007	HAZUS ≤ 0.004
10	0.00689	NO PASA	NO PASA
9	0.00755	NO PASA	NO PASA
8	0.00815	NO PASA	NO PASA
7	0.00850	NO PASA	NO PASA
6	0.00901	NO PASA	NO PASA
5	0.00962	NO PASA	NO PASA
4	0.00961	NO PASA	NO PASA
3	0.00916	NO PASA	NO PASA
2	0.00785	NO PASA	NO PASA
1	0.00444	PASA	NO PASA

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla antecesora se obtiene la máxima deriva dada por el sismo de diseño de LIMA 1966 – CASO 2, el cual en el eje Y se obtiene una deriva máxima 9.62 ‰ en el diafragma 5.

$$B_y = \frac{D_{maxY}}{D_{objetivo}}$$

$$B_y = \frac{0.0096}{0.004}$$

$$B_y = 2.40$$

1.5.2 Amortiguamiento Efectivo (B_{eff})

$$B_{xy} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effxy})}$$

El valor de B_o viene hacer el amortiguamiento inherente a la estructura, que está dado por el 5% para las estructuras de concreto armado.

Despejando la formula brindada por el FEMA se obtiene el amortiguamiento efectivo tanto del disipador como del aporte que brinda la estructura de concreto armado.

PARA X:

$$2.43 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effx})}$$

$$\beta_{effx} = 53.40 \%$$

PARA Y:

$$2.40 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effy})}$$

$$\beta_{effy} = 52.31 \%$$

1.5.3 Amortiguamiento Viscoso (β_H)

Descontando el amortiguamiento inherente a la estructura se obtiene un amortiguamiento viscoso de:

PARA X

$$\beta_{Hx} = 53.40 \% - 5\%$$

$$\beta_{Hx} = 48.40 \%$$

PARA Y

$$\beta_{Hy} = 52.31 \% - 5\%$$

$$\beta_{Hy} = 47.31 \%$$

Se tomará una de las recomendaciones indicadas por la empresa fabricante líder de disipadores, el cual aconseja que los disipadores sean diseñados con un amortiguamiento viscoso entre el 20 al 40% hasta un límite aceptable del 1.25 de máximo, es decir 50%.

Para la estructura esencial en análisis, el amortiguamiento viscoso tanto en la dirección del eje “X” como en la dirección del eje “Y” están dentro del intervalo recomendado.

1.5.4 Rigidez del Brazo Metálico (K)

Se cálculo de la rigidez del brazo metálico que estará anclado al pórtico de diferentes paños de la estructura en análisis, en la presente tesis se optó por un perfil metálico Round HSS 20.00 x 0.375 tanto en el eje “X” como en el eje “Y”, el cual cuenta con las siguientes características:

Tabla 78. *Propiedades del Perfil Metálico HSS*

Dimensiones ROUND HSS 20.00 x 0.375				
D ext.(in)	D int. (in)	Espesor (in)	Área (in ²)	Inercia (in ⁴)
20.00	19.651	0.349	21.5	1040

Fuente: AISC Steel construction.

Calculamos la rigidez del brazo metálico con la siguiente formula:

$$K = \frac{EA}{L} \quad (27)$$

Dónde:

E = Modulo de elasticidad del acero

$$29000 \text{ ksi} = 20.4 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2$$

A = Área de la sección transversal del perfil

$$21.5 \text{ in}^2 = 138.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

L = Longitud del brazo metálico (Al eje de elementos)

La longitud total del brazo metálico se considera incluyendo el disipador, para la presente tesis se tendrá la disposición Chevron brace mejorado en la dirección del eje “X” y diagonal en la dirección del eje “Y”.

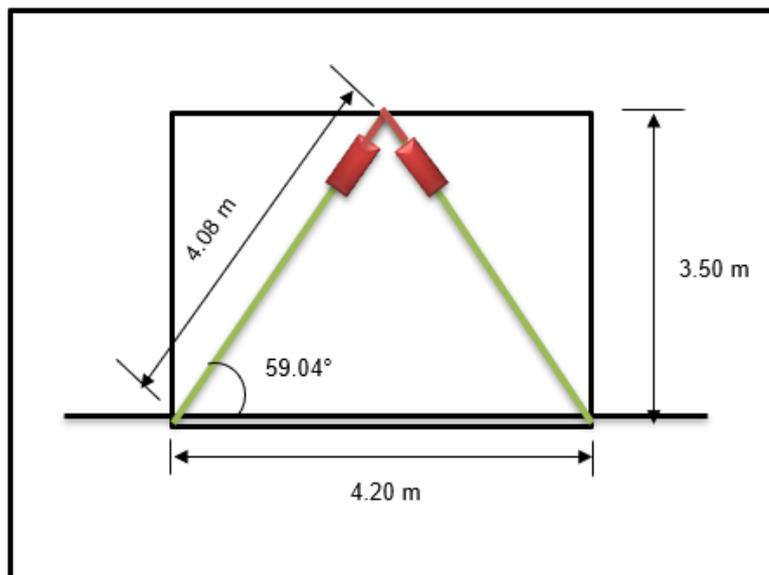


Figura 46. Longitud del brazo metálico en la dirección del eje X, pódico extremo Disposición Chevron Brace Mejorado.

Fuente: Elaboración propia.

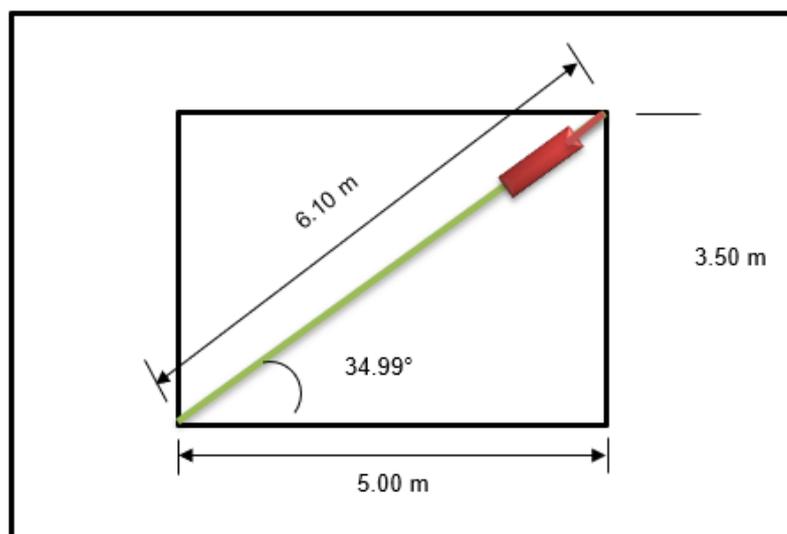


Figura 47. Longitud del brazo metálico en la dirección del eje Y, pódico extremo Disposición Diagonal.

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, para el eje X en el pórtico extremo se tiene:

$$K_x = \frac{(20.4 \times 10^6)(138.71 \times 10^{-4})}{4.08}$$
$$K_x = 69355 \text{ Tn/m}$$

Y para el eje Y:

$$K_y = \frac{(20.4 \times 10^6)(138.71 \times 10^{-4})}{6.10}$$
$$K_y = 46389 \text{ Tn/m}$$

1.5.5 Exponente de Velocidad (α)

La estructura contara con disipadores viscosos no lineales, le corresponde un valor $\alpha=0.5$ el cual se emplea para edificaciones.

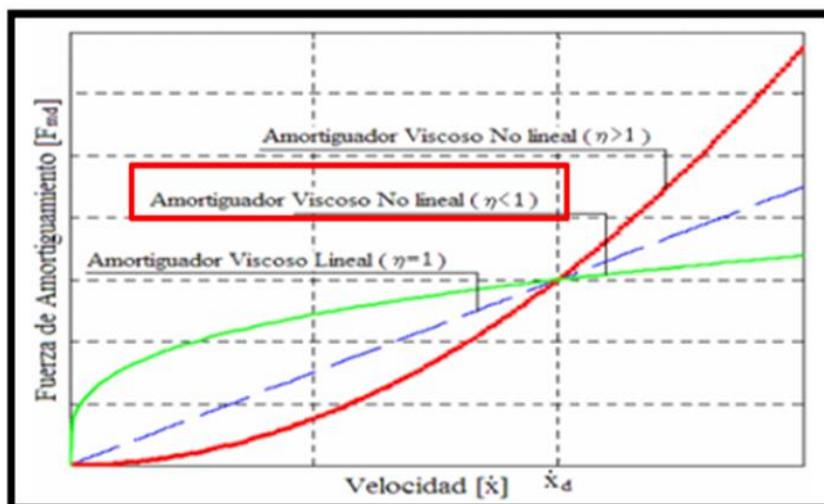


Figura 48. Exponente de velocidad para disipador viscoso en diseño.

Fuente: Tesis “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Diaz La Rosa, 2014.

1.5.6 Coeficiente de Amortiguamiento no Lineal (C)

Teniendo ya determinado el valor de $\alpha=0.5$ para disipadores de fluido viscoso, se continua con el cálculo del coeficiente de amortiguamiento no lineal, el cual es uno de los tres valores indispensable de ingreso al software.

$$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \quad (28)$$

Dónde:

β_H : Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j

m_i : Masa del nivel i

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

ϕ_i : Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

ϕ_{rj} : Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración)

A : Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base)

ω : Frecuencia angular

λ : Parámetro lambda.

Luego, se procede a ordenar y extraer los valores que formaran parte de la ecuación de cálculo del coeficiente de amortiguamiento:

3.5.6.1 Coeficiente de Amortiguamiento no Lineal para el eje de análisis “X”

➤ **Amplitud de desplazamiento relativo del modo 1**

El cálculo de la amplitud de desplazamiento será determinado con la siguiente formula:

$$A = \frac{10 \cdot g \cdot \gamma \cdot S_a \cdot T_1}{4 \cdot B_{mD} \cdot \pi^2} \quad (29)$$

Dónde:

A = Amplitud de desplazamiento

g = Aceleración de la gravedad

γ = Factor de participación del modo fundamental de vibración

S_a = Aceleración espectral del sismo de diseño

T₁ = Periodo del modo predominante de análisis

B_{mD} = Coeficiente de amortiguamiento

$$A = \frac{10(981)(1.2019)(0.45)(0.832)}{4(1.2)\pi^2}$$

$$A = 93.18 \text{ mm}$$

➤ Frecuencia angular

La estructura cuenta con un periodo natural de vibración en la dirección “X” de 0.832 Seg, con lo cual se procede al cálculo de la frecuencia angular:



$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (30)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{0.832}$$

$$\omega = 7.5519 \text{ rad/s}$$

➤ Masa sísmica por piso

Tabla 79. *Masa sísmica de la edificación del 1ro al 10mo nivel*

NIVEL	Masas Tnf.s2/m
Story10	33.7393
Story9	43.7485
Story8	43.7485
Story7	43.7485
Story6	43.7485
Story5	43.7485
Story4	43.7485
Story3	43.7485
Story2	43.7485
Story1	45.8960

Fuente: Elaboración propia

➤ **Desplazamientos del modo 1 en el pórtico – disposición Chevron Brace**

Se determina los desplazamientos maximos proveniente del modo predominante.

Tabla 80. *Desplazamientos del modo 1 del 1ro al 10 mo*

Nivel Disposición Chevron Brace

PISO	MODO	Φ_i
10	1	0.290883
9	1	0.261874
8	1	0.229863
7	1	0.196077
6	1	0.163619
5	1	0.131122
4	1	0.099597
3	1	0.068511
2	1	0.040359
1	1	0.017

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

➤ **Desplazamientos en ambos extremos del pórtico que albergara el disipador en disposición Chevron Brace, pórtico extremo.**

Tabla 81. *Desplazamientos relativos en los extremos del disipador del 1ro al 10mo nivel*

PISO	MODO	Nudo 18	Nudo 23	Φ_{rj}
10	1	0.355628	0.394399	0.0806
9	1	0.313797	0.355628	0.0863
8	1	0.269373	0.313797	0.0878
7	1	0.225987	0.269373	0.088
6	1	0.181338	0.225987	0.0883
5	1	0.137736	0.181338	0.0868
4	1	0.094584	0.1377736	0.0827
3	1	0.055046	0.094584	0.0717
2	1	0.022915	0.055046	0.055
1	1	0	0.022915	0.0229

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

➤ **Parámetro λ**

Como se sabe, se tiene un factor $\alpha=0.5$ para los disipadores viscosos no lineales, la norma FEMA 274 nos proporciona una tabla, en el cual para dicho termino le corresponde un factor lambda de **3.5**.

Tabla 82. *Parámetro lambda para disipador viscoso no lineal.*

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3

Fuente: FEMA 274, 1997.

➤ **Coefficiente de amortiguamiento del disipador en X, pórtico central**

Tabla 83. *Cálculos generales para el amortiguamiento no lineal del disipador*

PISO	MASA (Tn.Seg ² /m)	COS θ	$\text{Cos}\theta^{(1+\alpha)}$ * $\Phi r_j^{(1+\alpha)}$	$m*\Phi_i^2$
10	33.74	0.514	0.0084	2.855
9	43.75	0.514	0.0093	3
8	43.75	0.514	0.0096	2.312
7	43.75	0.514	0.0096	1.682
6	43.75	0.514	0.0097	1.171
5	43.75	0.514	0.0094	0.752
4	43.75	0.514	0.0088	0.434
3	43.75	0.514	0.0071	0.205
2	43.75	0.514	0.0048	0.071
1	45.9	0.514	0.0013	0.013
			0.078029652	12.49567

Fuente: Elaboración propia

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj})^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j} \quad (31)$$

$$\Sigma C_j = \frac{0.484 \times 2\pi \times 0.093^{1-0.5} \times 7.5519^{2-0.5} (12.49567)}{3.5(0.078029652)}$$

$$\Sigma C_j = 881.46 \text{ Tn. s/m}$$

Empleando 8 disipadores por nivel para el pórtico extremo se tiene en la dirección "X":

$$C_j = \frac{\Sigma C_j}{N_{\text{disipadores}}}$$
$$C_j = \frac{881.46}{8} = 110.18 \approx 111 \text{ Tn. s/m}$$

3.5.6.2 Coeficiente de Amortiguamiento no Lineal para el eje de análisis "Y"

➤ Amplitud de desplazamiento relativo del modo 1

Para el cálculo de la amplitud de desplazamiento será al igual que en el eje "X" determinado con la siguiente formula:

$$A = \frac{10 \cdot g \cdot \Gamma \cdot S_a \cdot T_1}{4 \cdot B_{mD} \cdot \pi^2} \quad (32)$$

Dónde:

A = Amplitud de desplazamiento

g = Aceleración de la gravedad

Γ = Factor de participación del modo fundamental de vibración

S_a = Aceleración espectral del sismo de diseño

T₁ = Periodo del modo predominante de análisis

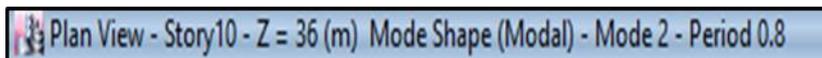
B_{mD} = Coeficiente de amortiguamiento

$$A = \frac{10(981)(1.25)(0.45)(0.8)}{4(1.2)\pi^2}$$

$$A = 93.18 \text{ mm}$$

➤ Frecuencia angular

La estructura cuenta con un periodo natural de vibración en la dirección del eje “Y” de **0.80 Seg**, con lo cual se procede a efectuar el cálculo de la frecuencia angular:



$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (33)$$

$$\omega = \frac{2\pi}{0.80}$$

$$\omega = 1.25 \text{ rad/s}$$

➤ Masa sísmica por piso

Tabla 84. *Masa sísmica de la edificación del 1ro al 10mo nivel*

NIVEL	Masas Tnf.s2/m
Story10	33.7393
Story9	43.7485
Story8	43.7485
Story7	43.7485
Story6	43.7485
Story5	43.7485
Story4	43.7485
Story3	43.7485
Story2	43.7485
Story1	45.8960

Fuente: Elaboración propia

➤ Desplazamientos del modo 1 en el pórtico – disposición diagonal

Se determinan los desplazamientos maximos procedentes del modo predominante.

Tabla 85. *Desplazamiento del modo 1 del
1ro al 10mo nivel Disposición diagonal*

PISO	MODO	Φ_i
10	1	0.287147
9	1	0.263045
8	1	0.236629
7	1	0.208113
6	1	0.178349
5	1	0.146809
4	1	0.113154
3	1	0.079518
2	1	0.047453
1	1	0.019971

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

- **Desplazamientos en ambos extremos del pórtico que albergara al disipador en disposición diagonal.**

Tabla 86. *Desplazamientos relativos en los extremos
del disipador del 1ro al 10mo nivel*

PISO	MODO	Nudo 19	Nudo 20	Φ_{rj}
10	1	0.239097	0.266081	0.056
9	1	0.210094	0.239097	0.0598
8	1	0.179335	0.210094	0.0626
7	1	0.147462	0.179335	0.0639
6	1	0.115465	0.147462	0.0629
5	1	0.084559	0.115465	0.0591
4	1	0.056391	0.084559	0.0508
3	1	0.03373	0.056391	0.0421
2	1	0.014334	0.03373	0.0337
1	1	0	0.014334	0.0143

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

➤ **Parámetro λ**

Como sabemos, se tiene un factor $\alpha=0.5$ para disipadores viscosos no lineales, para lo cual la norma FEMA 274 nos brinda una tabla tabulada, en la cual para dicho termino le corresponde un factor lambda de 3.5.

Tabla 87. *Parámetro lambda para disipador viscoso no lineal eje “Y”*

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1
1.25	3

Fuente: FEMA 274.

➤ **Coficiente de amortiguamiento del disipador en Y**

Tabla 88. *Cálculos generales para el amortiguamiento no lineal del disipador*

PISO	MASA (Tn.Seg ² /m)	COS θ	Cos $\theta^{(1+\alpha)}$ * $\Phi r_j^{(1+\alpha)}$	m* Φi^2
10	33.74	0.819	0.0098	2.782
9	43.75	0.819	0.00108	3.027
8	43.75	0.819	0.0116	2.45
7	43.75	0.819	0.012	1.895
6	43.75	0.819	0.0117	1.392
5	43.75	0.819	0.0106	0.943
4	43.75	0.819	0.0085	0.56
3	43.75	0.819	0.0064	0.277
2	43.75	0.819	0.0046	0.099
1	45.9	0.819	0.0013	0.018
			0.087353881	13.44147

Fuente: Elaboración propia.

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \quad (34)$$
$$\Sigma C_j = \frac{0.4731 \times 2\pi \times 0.093^{1-0.5} \times 7.8540^{2-0.5} (13.44147)}{3.5(0.087353881)}$$
$$\Sigma C_j = 878.06 \text{ Tn. s/m}$$

Empleando 4 disipadores por nivel se tiene en la dirección “Y”:

$$C_j = \frac{\Sigma C_j}{N_{\text{disipadores}}}$$
$$C_j = \frac{878.06}{4} = 219.52 \approx 220 \text{ Tn. s/m}$$

Los resultados de los coeficientes de amortiguamiento en las dos direcciones de análisis se redondean, los valores a ingresar al software son:

- | <i>En “X”</i> | <i>En “Y”</i> |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| • $K_{extremo} = 69355 \text{ Tn/m}$ | • $K_{extremo} = 46389 \text{ Tn/m}$ |
| • $C_j = 111 \text{ Tn. s/m}$ | • $C_j = 220 \text{ Tn. s/m}$ |
| • $\alpha = 0.5$ | • $\alpha = 0.5$ |

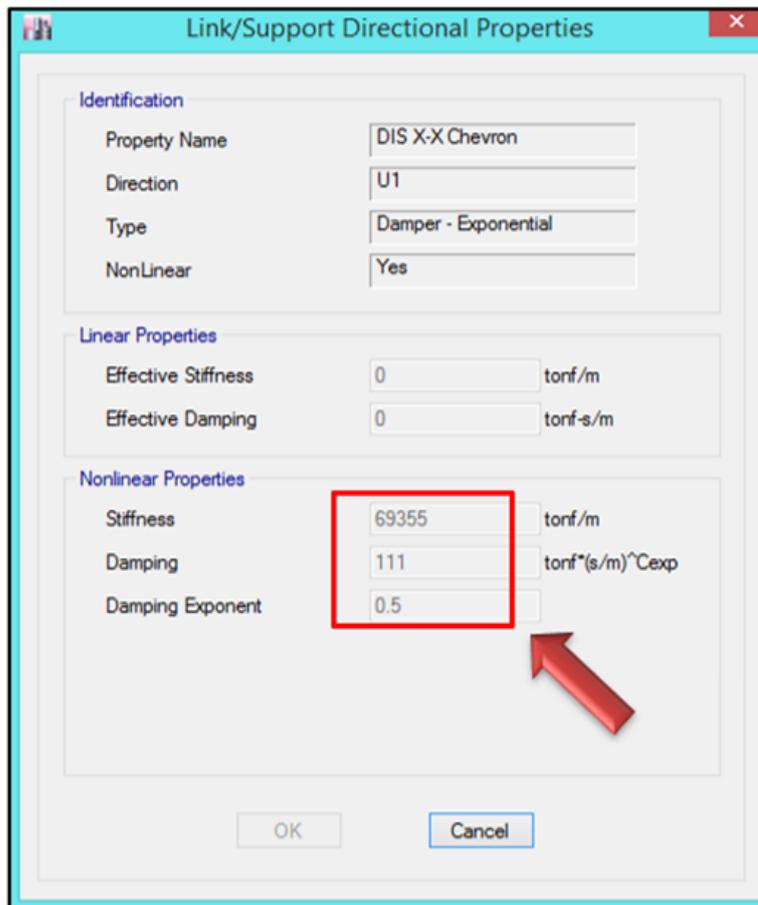


Figura 49. Exponente de velocidad para disipador viscoso en diseño.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

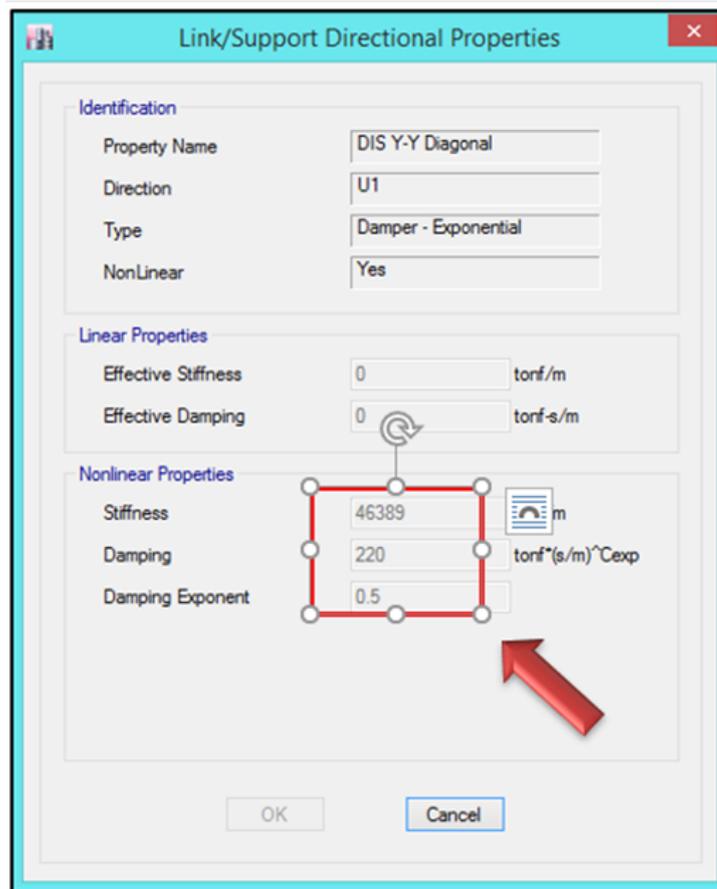


Figura 50. Exponente de velocidad para disipador viscoso en diseño.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

ANEXO N°08

**ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO NO
LINEAL TIEMPO – HISTORIA CON
OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES
VISCOSOS**

1.6 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS

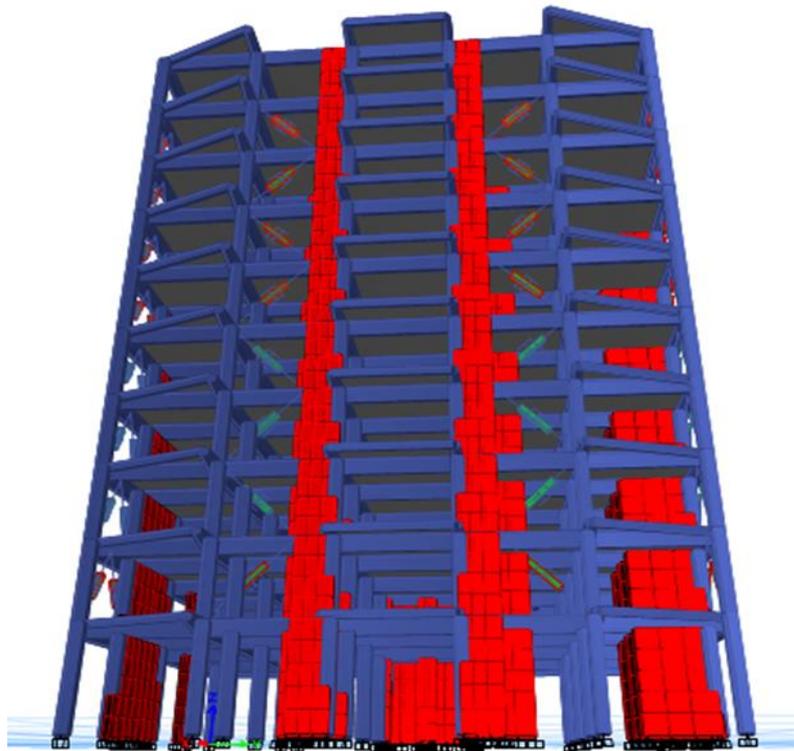


Figura 51. Edificación con disipadores

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 89. Control de derivas con análisis dinámico-tiempo historia no lineal,

Caso1-Lima1966.

Piso	Diafragma	sismo	UX m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.004
10	D10	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.089581	0.00594	3.5	0.002	PASA OK
9	D9	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.083636	0.0078	3.5	0.002	PASA OK
8	D8	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.075837	0.00903	3.5	0.003	PASA OK
7	D7	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.066809	0.00998	3.5	0.003	PASA OK
6	D6	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.056832	0.01116	3.5	0.003	PASA OK
5	D5	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.045675	0.01145	3.5	0.003	PASA OK
4	D4	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.034226	0.0117	3.5	0.003	PASA OK
3	D3	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.022528	0.01019	3.5	0.003	PASA OK
2	D2	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.01234	0.00866	3.5	0.002	PASA OK
1	D1	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.003677	0.00368	4.5	0.001	PASA OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 90. Control de derivas con análisis dinámico- tiempo historia no lineal,

Caso2- Lima1966

Piso	Diafragma	Sismo	UY m	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.004
10	D10	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0344030	0.00192	3.5	0.001	PASA OK
9	D9	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0324840	0.00188	3.5	0.001	PASA OK
8	D8	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0306070	0.00247	3.5	0.001	PASA OK
7	D7	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0281350	0.00309	3.5	0.001	PASA OK
6	D6	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0250500	0.00386	3.5	0.001	PASA OK
5	D5	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0211950	0.00426	3.5	0.001	PASA OK
4	D4	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0169360	0.00509	3.5	0.001	PASA OK
3	D3	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0118510	0.00466	3.5	0.001	PASA OK
2	D2	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0071880	0.00524	3.5	0.001	PASA OK
1	D1	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.0019530	0.00195	4.5	0.000	PASA OK

Fuente: Elaboración propia



3.6.1 Control de Derivas en Modelo Optimizado

Como se puede observar las derivas máximas de 9.65‰ y 9.62‰ (Edificio sin disipadores), se redujeron drásticamente a un valor máximo de 3‰ para análisis por desempeño ante sismo severo, a través del uso de disipadores viscosos no lineales – Taylor.

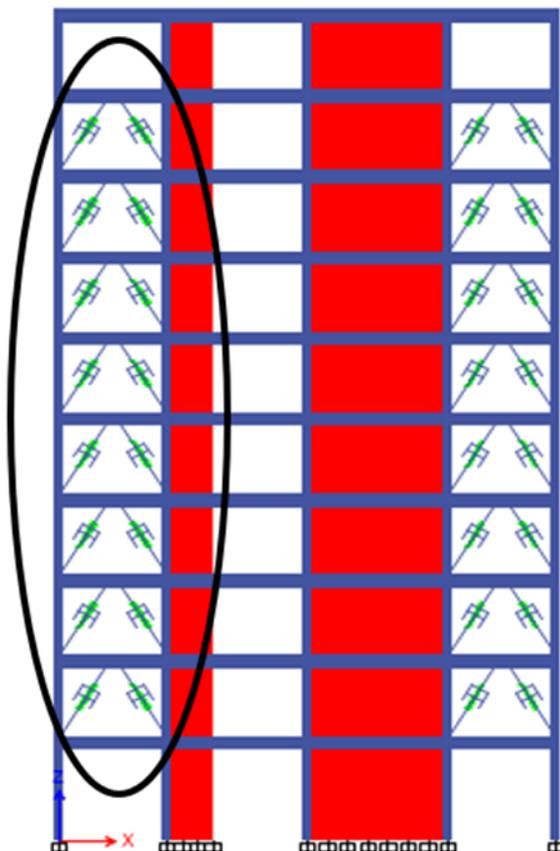
Con esto se puede asegurar que la estructura tendrá un comportamiento en conjunto, que garantizará la total operacionalizad de la misma luego de un evento sísmico severo en los suelos de Nuevo Chimbote, teniendo daño leve con reparación minina.

3.6.2 Comportamiento Histeretico

En el presente ítem se verifica el correcto comportamiento de los disipadores de fluido viscoso acoplados a la estructura en análisis, los cuales deberán mostrar una relación fuerza – desplazamiento a través de curvas elípticas posicionadas en las abscisas.

Teniendo presente que los disipadores viscosos están acoplados en dos ejes paralelos extremos por dirección de análisis, y siendo que la estructura es totalmente regular, el análisis del comportamiento histerético se realizara en solo un eje por dirección de análisis.

PARA EL EJE X – PORTICO EXTREMO



*Figura 52. Disipadores en disposición CHEVRON BRACE en el eje X
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.*

2^{do} NIVEL K17 y K18

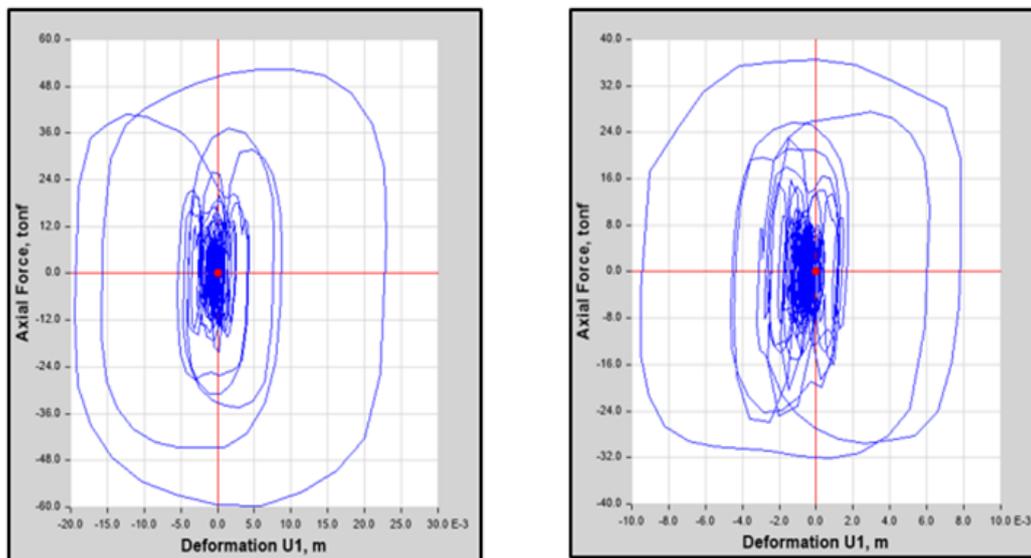


Figura 53. Comportamiento histerético disipadores K17 y K18

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

3^{er} NIVEL K31 y K32

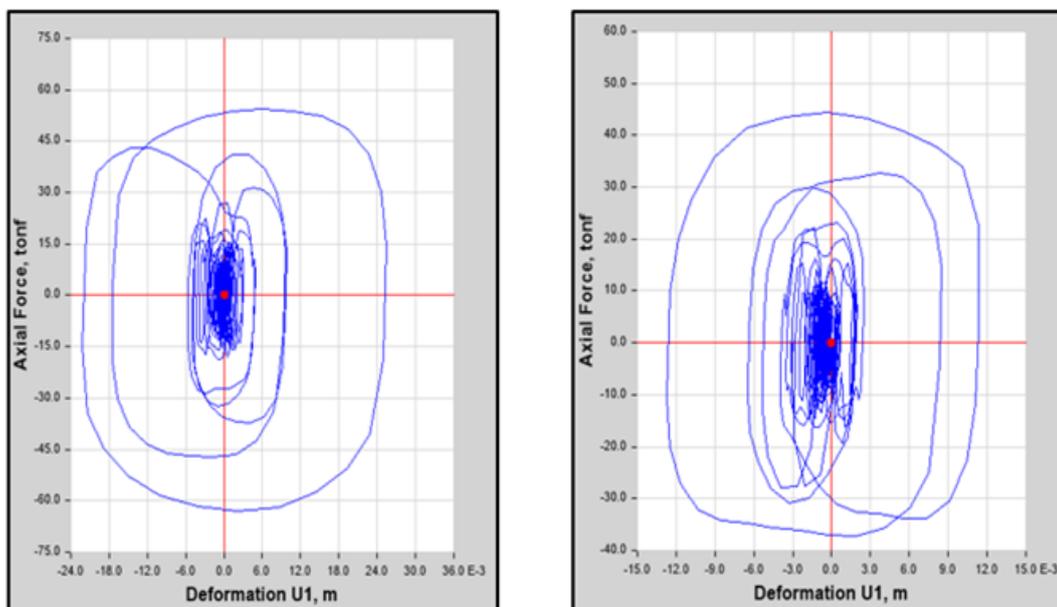


Figura 54. Comportamiento histerético disipadores K31 y K32

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

4^{to} NIVEL K29 y K30

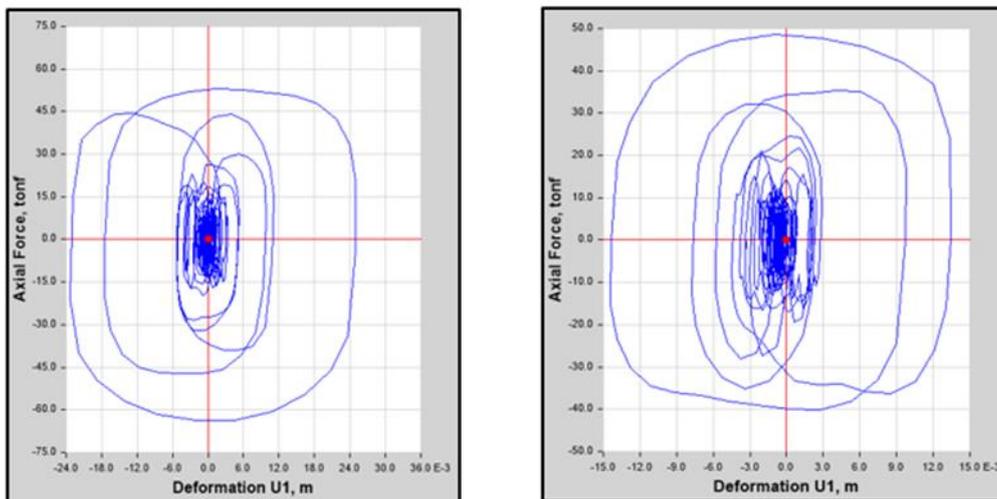


Figura 55. Comportamiento histerético disipadores K29 y K30

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

5^{to} NIVEL K27 y K28

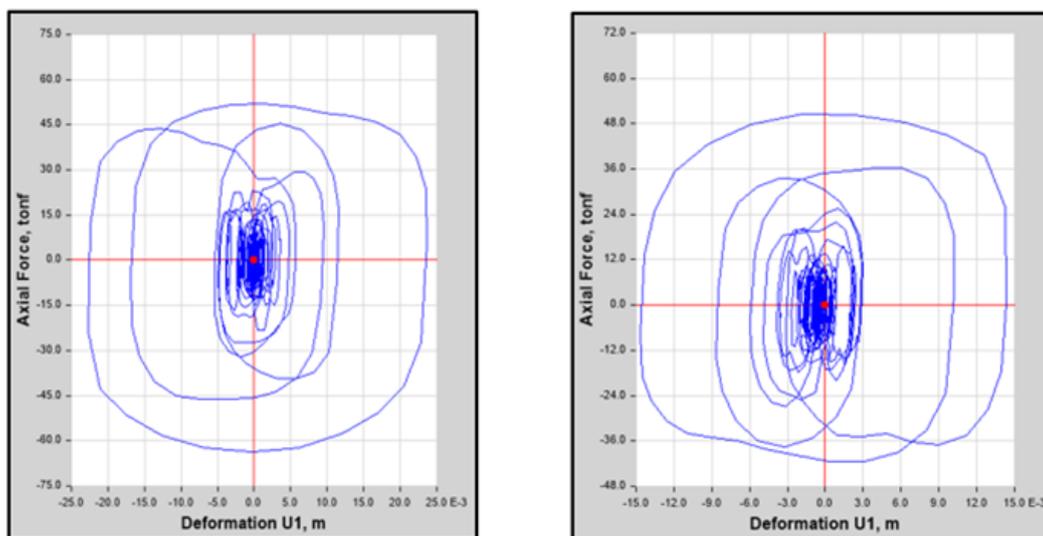


Figura 56. Comportamiento histerético disipadores K27 y K28

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

6^{to} NIVEL K25 y K26

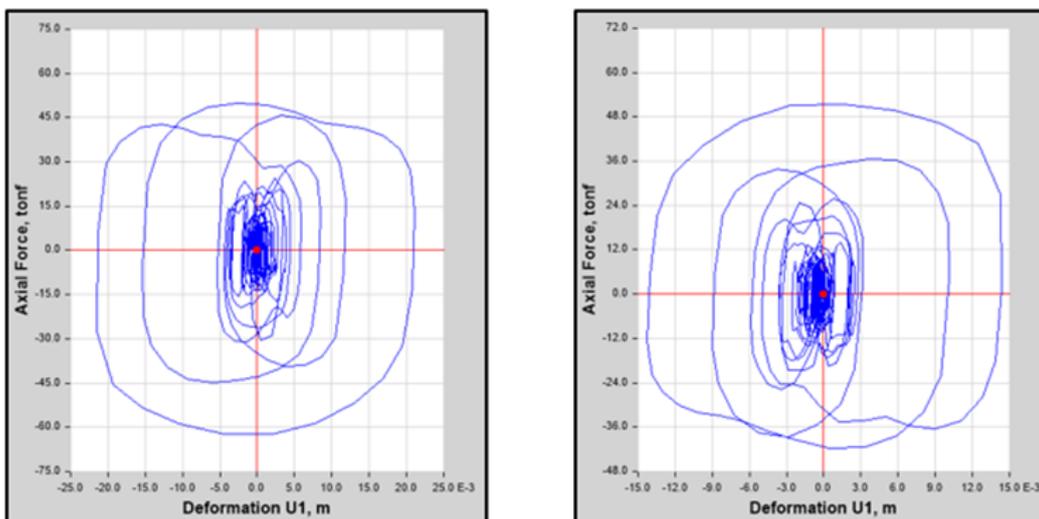


Figura 57. Comportamiento histerético disipadores K25 y K26

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

7^{mo} NIVEL K23 y K24

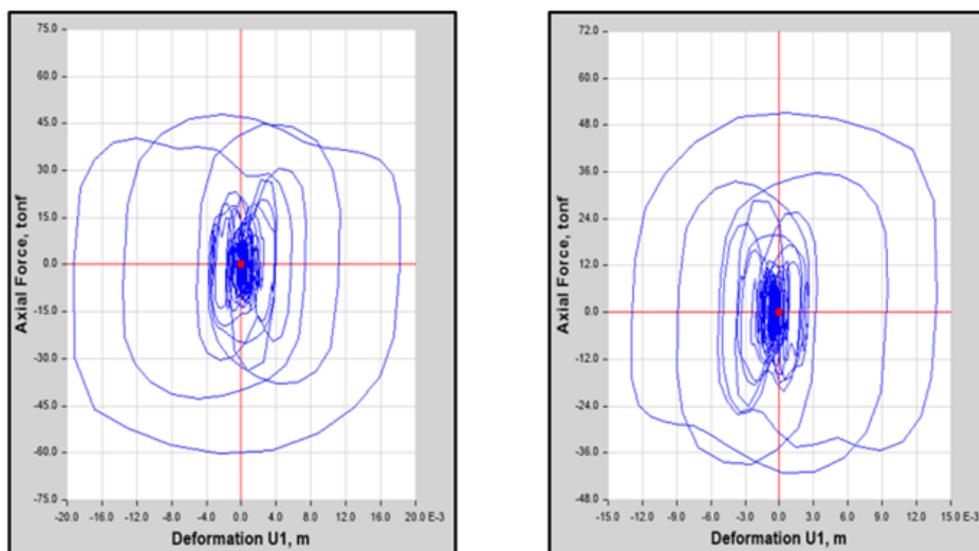


Figura 58. Comportamiento histerético disipadores K23 y K24

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

8^{vo} NIVEL K21 y K22

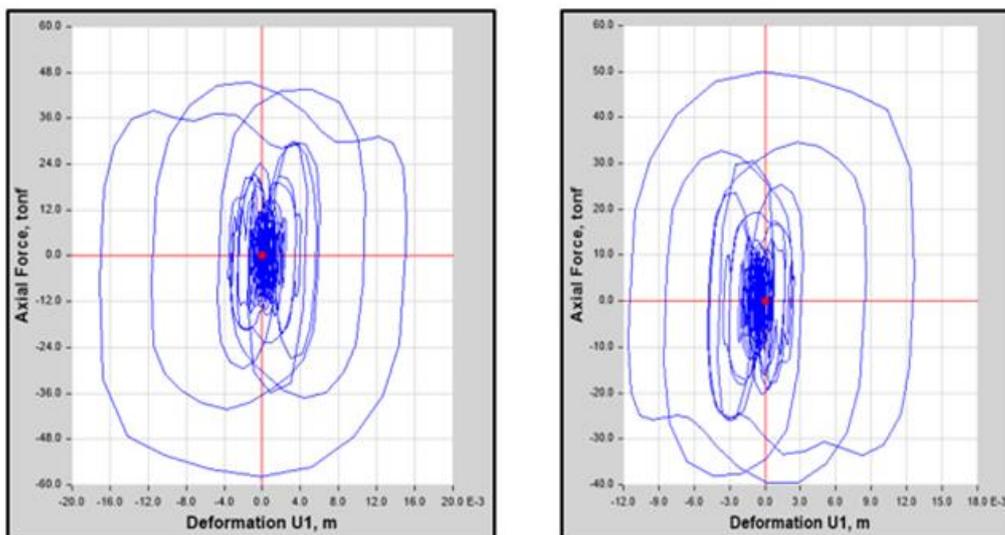


Figura 59. Comportamiento histerético disipadores K21 y K22

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

9^{no} NIVEL K19 y K20

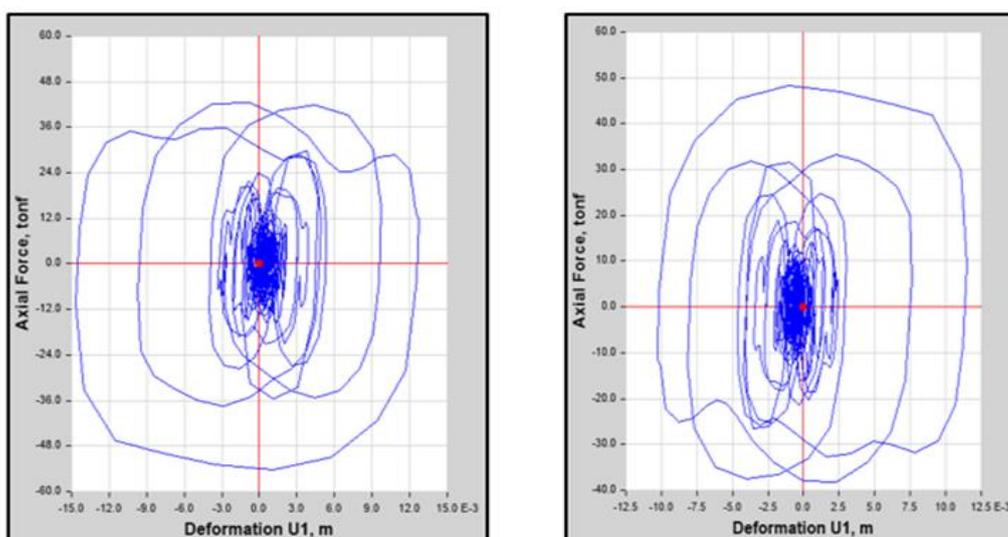


Figura 60. Comportamiento histerético disipadores K19 y K20

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Para la dirección del eje X se cumple satisfactoriamente el comportamiento de todos los dispositivos, ya que muestran la curva típica de un disipador de fluido viscoso.

PARA EL EJE Y – DISPOSICIÓN DIAGONAL

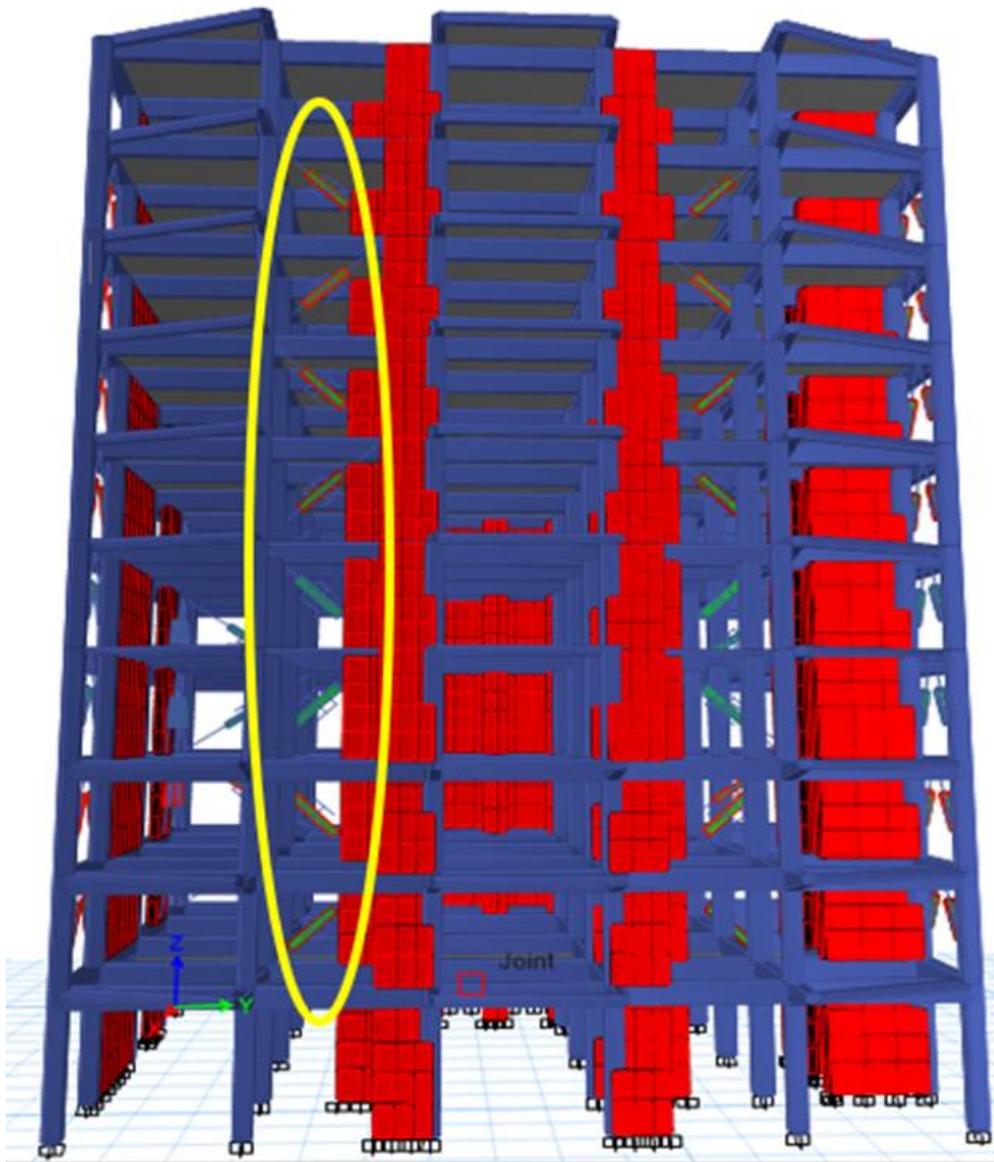


Figura 61. Disipadores en disposición DIAGONAL en el eje Y
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

2^{do} NIVEL K97

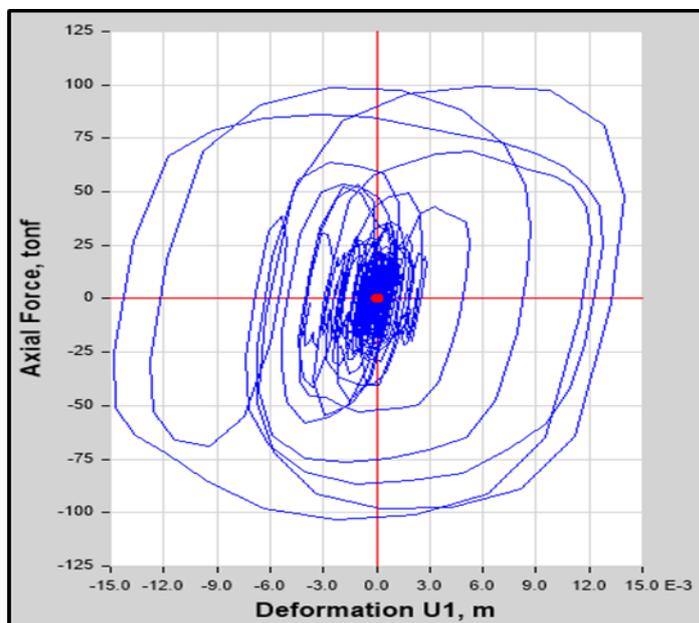


Figura 62. Comportamiento histerético disipador K97

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

3^{er} NIVEL K98

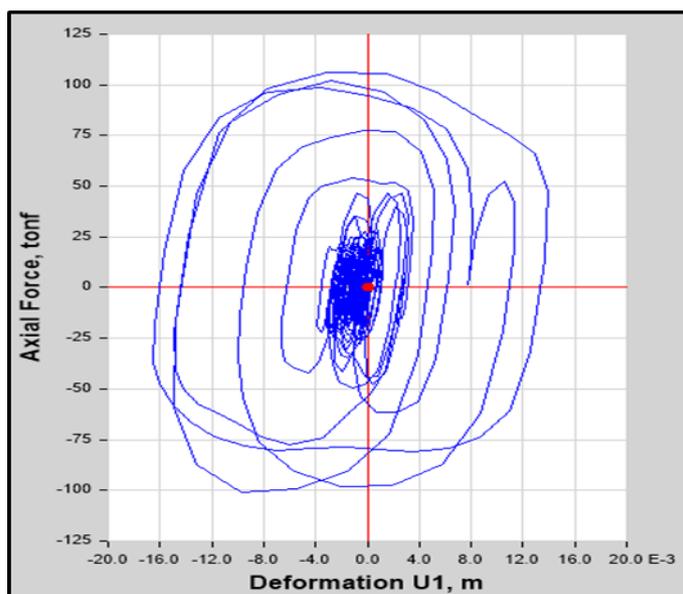


Figura 63. Comportamiento histerético disipador K98

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

4^{to} NIVEL K99

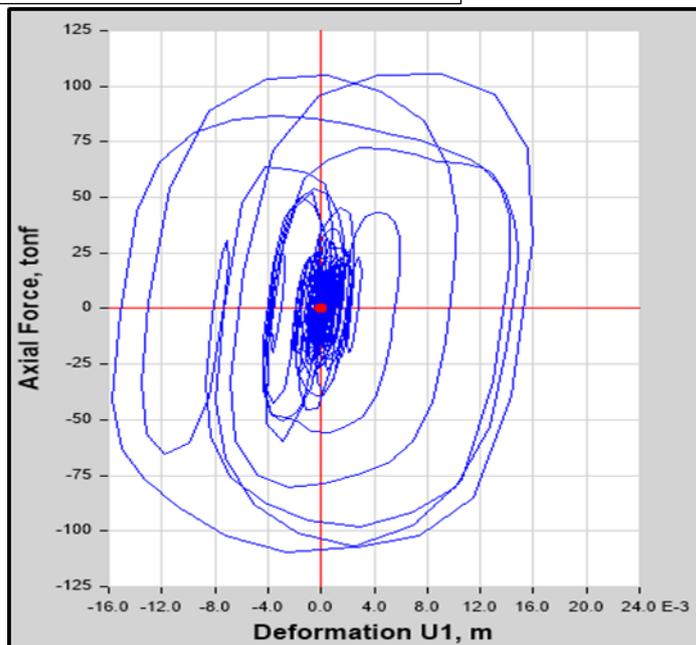


Figura 64. Comportamiento histerético disipador K99

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

5^{to} NIVEL K100

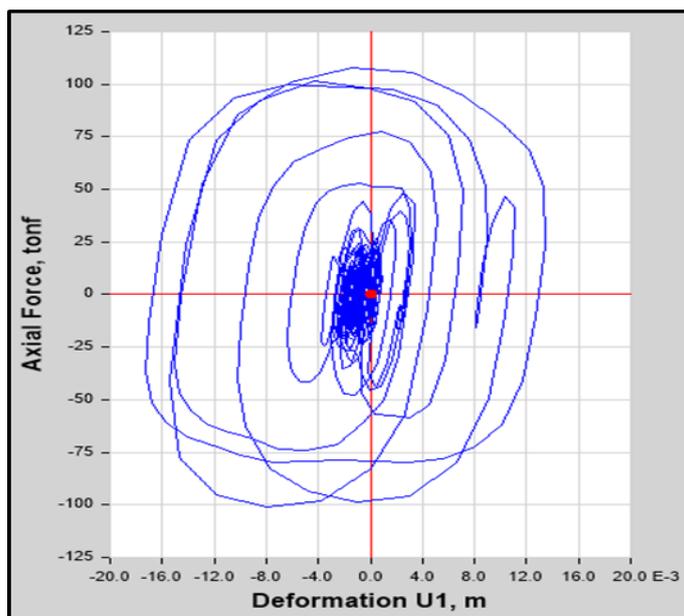


Figura 65. Comportamiento histerético disipador K100

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

6^{to} NIVEL K101

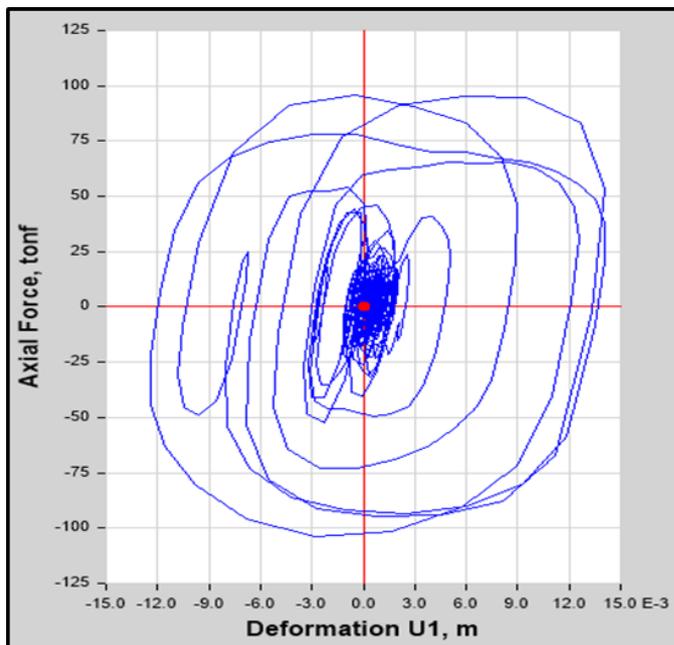


Figura 66. Comportamiento histerético disipador K101
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

7^{mo} NIVEL K102

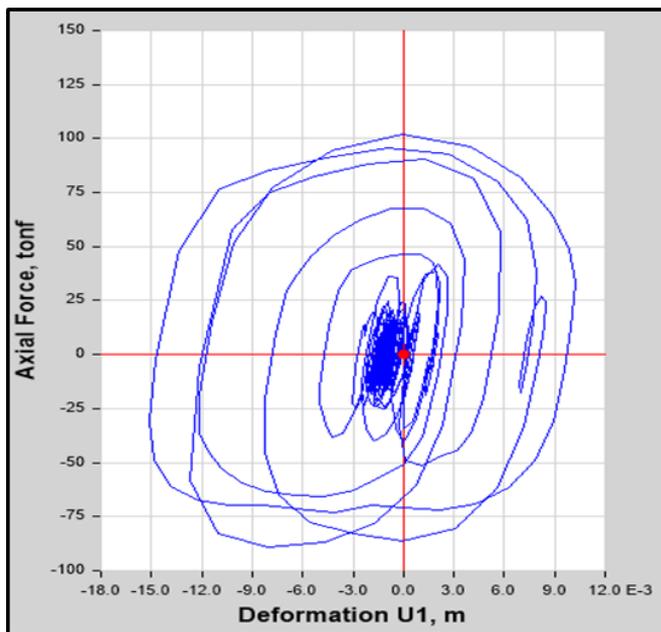


Figura 67. Comportamiento histerético disipador K102
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

8^{vo} NIVEL K103

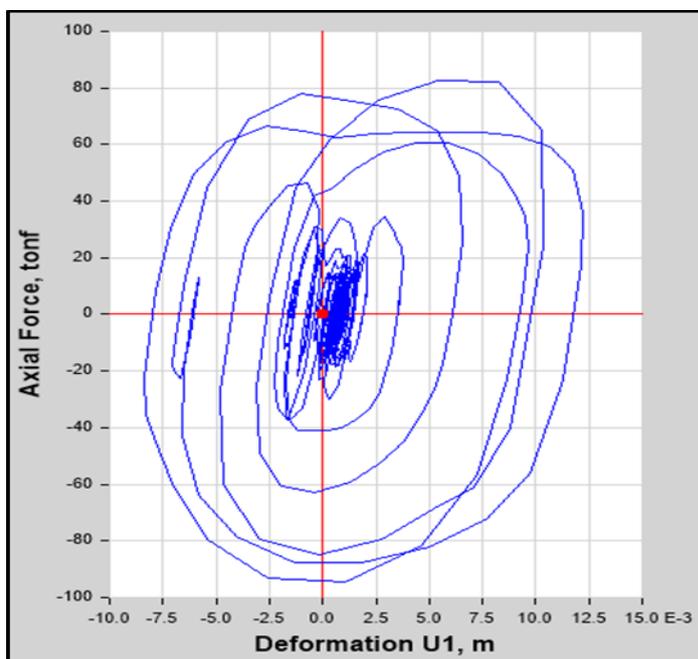


Figura 68. Comportamiento histerético disipador K103

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

9^{no} NIVEL K104

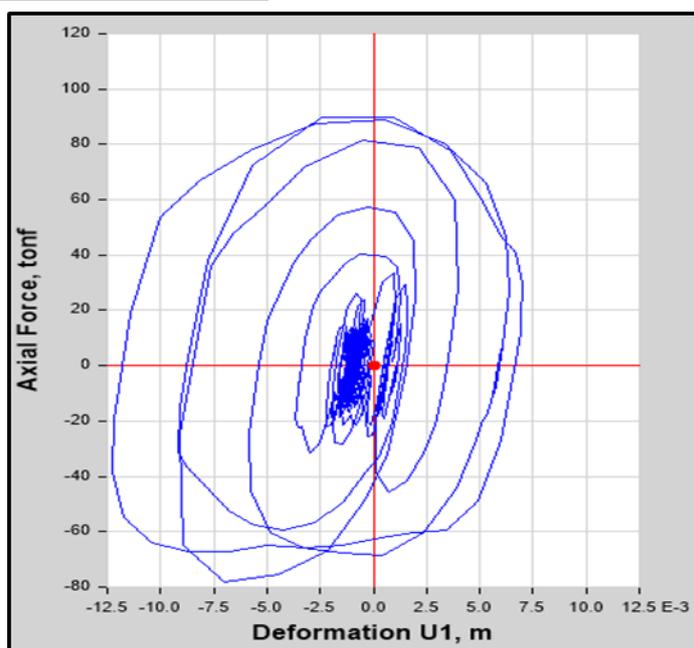


Figura 69. Comportamiento histerético disipador K104.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Como se puede observar en las figuras, los disipadores cumplen con el comportamiento fuerza – desplazamiento en función a curvas helicoidales (color azul), tanto en el eje X como en el eje Y del edificio reforzado.

Una figura de comportamiento histerético correcto en un disipador de fluido viscoso, produce un trabajo eficiente, aportando significativamente en el amortiguamiento y la reducción de las distorsiones en la estructura.

3.6.3 Balance Energético

Se muestra el balance energético, que es aquella figura que muestra la energía de ingreso proveniente del sismo de diseño severo utilizado (LIMA 1966 – CASO 1 y 2), energía cinética, energía potencial, amortiguamiento por parte de la estructura y amortiguamiento por parte de los disipadores.

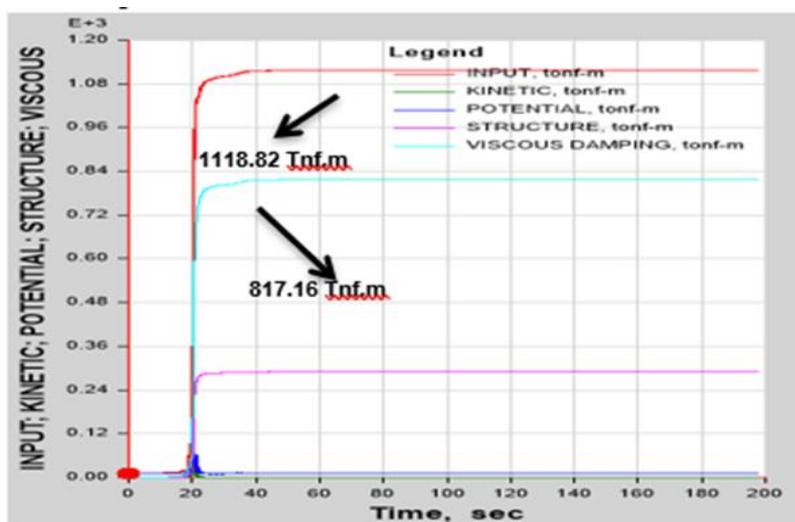


Figura 70. Balance energético en estructura.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

$$\% \text{ de disipación de energía} = \frac{\text{energía disipada por los dispositivos}}{\text{energía de entrada del sismo severo}} \quad (35)$$

$$\% = \frac{817.16}{1118.82} \times 100$$

$$\% = 73.04$$



Como se puede apreciar **la energía de disipación es prácticamente 73%** del total de ataque producido por el sismo severo, lo cual es correcto **ya que los disipadores de fluido viscosos son capaces de disipar hasta el 80% del sismo de diseño**, esto se debe al desempeño sísmico para lo cual se está analizando la estructura esencial.

3.6.4 Fuerza de los Disipadores

Teniendo ya el comportamiento histerético de todos los disipadores, se procede a extraer las fuerzas axiales (tracción y compresión) existentes en cada disipador viscoso del análisis con sismo de diseño severo y ratificar el trabajo correcto dado en la curva de trabajo histerético.

La empresa Taylor por medio de CDV en Perú nos proporciona una tabla con las fuerzas máximas para poder solicitar, por consiguiente, los resultados se redondean al máximo valor de la tabla que nos da la empresa CDV Representaciones.

Tabla 91. *Fuerzas y peso de los Disipadores.*

FUERZA	Peso (lbs)
55	98
110	215
165	400
220	560
330	675
440	1000
675	1750
900	2400
1450	consultar
1800	consultar

Fuente: Taylor Devices.

➤ FUERZAS EN EL EJE X

Se procede a extraer las fuerzas axiales de los disipadores acoplados en los ejes X1 y X6 de la edificación esencial.

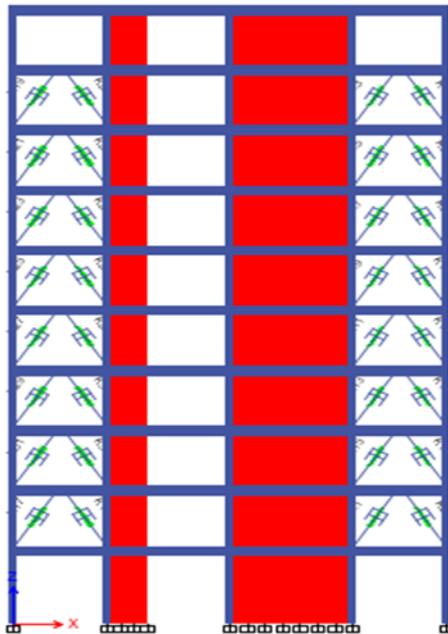


Figura 71. Disipadores acoplados en el eje X1.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

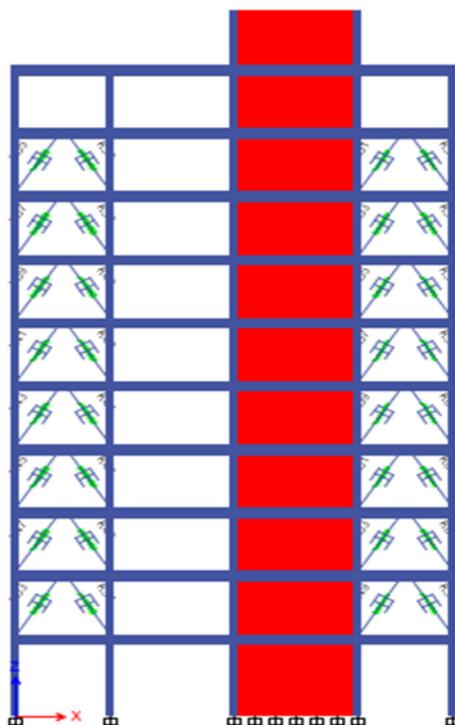


Figura 72. Disipadores acoplados en el eje X6.

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.



Tabla 92. *Fuerzas axiales de disipadores acoplados en el eje X1 de la edificación.*

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K3	Story9	50.533	111.41	165
K4	Story9	59.015	130.11	165
K19	Story9	42.337	93.34	110
K20	Story9	48.242	106.36	110
K5	Story8	53.258	117.41	165
K6	Story8	63.493	139.98	165
K21	Story8	45.361	100.00	110
K22	Story8	49.952	110.12	165
K7	Story7	55.847	123.12	165
K8	Story7	67.409	148.61	165
K23	Story7	48.044	105.92	110
K24	Story7	51.188	112.85	165
K9	Story6	57.593	126.97	165
K10	Story6	70.318	155.03	165
K25	Story6	50.019	110.27	165
K26	Story6	51.339	113.18	165
K11	Story5	57.916	127.68	165
K12	Story5	72.723	160.33	165
K27	Story5	51.979	114.60	165
K28	Story5	50.647	111.66	165
K13	Story4	56.260	124.03	165
K14	Story4	73.450	161.93	165
K29	Story4	52.959	116.76	165
K30	Story4	48.587	107.12	110
K15	Story3	51.613	113.79	165
K16	Story3	71.489	157.61	165
K31	Story3	54.350	119.82	165
K32	Story3	44.329	97.73	110
K1	Story2	42.806	94.37	110
K2	Story2	66.255	146.07	165
K17	Story2	52.343	115.40	165
K18	Story2	36.518	80.51	110

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.



Tabla 93. Fuerzas axiales de disipadores acoplados en el eje X6 de la edificación.

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K35	Story9	38.0456	83.88	110
K36	Story9	46.9563	103.52	110
K51	Story9	36.4926	80.45	110
K52	Story9	41.327	91.11	110
K37	Story8	38.6872	85.29	110
K38	Story8	47.5793	104.89	110
K53	Story8	37.0724	81.73	110
K54	Story8	43.7092	96.36	110
K39	Story7	38.0377	83.86	110
K40	Story7	48.4309	106.77	110
K55	Story7	37.5153	82.71	110
K56	Story7	45.9327	101.26	110
K41	Story6	38.1493	84.11	110
K42	Story6	48.1118	106.07	110
K57	Story6	38.2144	84.25	110
K58	Story6	47.9034	105.61	110
K43	Story5	37.7746	83.28	110
K44	Story5	47.6424	105.03	110
K59	Story5	38.034	83.85	110
K60	Story5	49.2714	108.63	110
K45	Story4	36.9523	81.47	110
K46	Story4	45.4968	100.30	110
K61	Story4	36.687	80.88	110
K62	Story4	49.8252	109.85	110
K47	Story3	35.0988	77.38	110
K48	Story3	42.8607	94.49	110
K63	Story3	35.7491	78.81	110
K64	Story3	39.9873	88.16	110
K33	Story2	33.6217	74.12	110
K34	Story2	37.9856	83.74	110
K49	Story2	29.077	64.10	110
K50	Story2	47.5002	104.72	110

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

➤ FUERZAS EN EL EJE Y

Se procede a extraer las fuerzas axiales de los disipadores acoplados en los ejes YA y YE de la edificación.

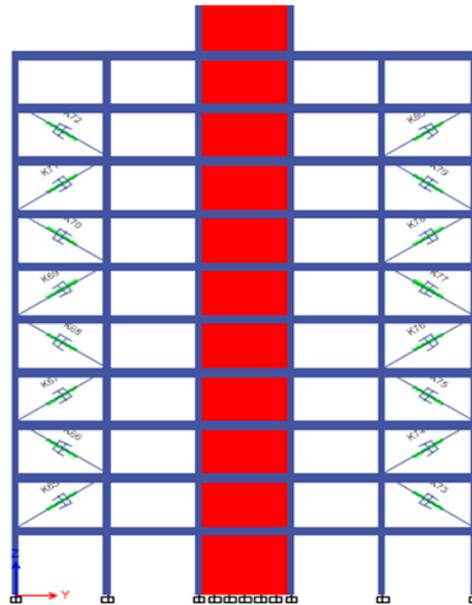


Figura 73. Disipadores acoplados en el eje YA

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

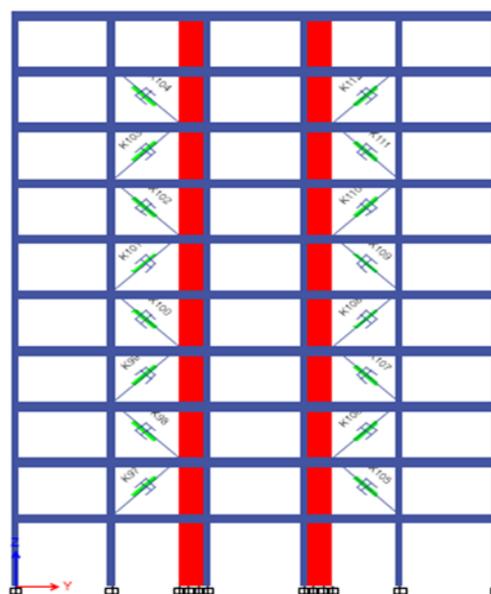


Figura 74. Disipadores acoplados en el eje YE

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.



Tabla 94. Fuerzas axiales de los disipadores en el eje YA de la edificación.

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K104	Story9	89.981	198.37	220
K112	Story9	84.529	186.36	220
K103	Story8	82.672	182.26	220
K111	Story8	82.192	181.20	220
K102	Story7	101.949	224.76	330
K110	Story7	94.136	207.54	220
K101	Story6	95.606	210.78	220
K109	Story6	96.111	211.89	220
K100	Story5	107.552	237.11	330
K108	Story5	104.419	230.21	330
K99	Story4	105.673	232.97	330
K107	Story4	107.270	236.49	330
K98	Story3	106.083	233.87	330
K106	Story3	104.079	229.46	330
K97	Story2	99.373	219.08	220
K105	Story2	104.100	229.50	330

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 95. Fuerzas axiales de los disipadores en el eje YE de la edificación.

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K72	Story9	110.7201	244.10	330
K80	Story9	110.4623	243.53	330
K71	Story8	113.7074	250.68	330
K79	Story8	109.0752	240.47	330
K70	Story7	114.5907	252.63	330
K78	Story7	114.0886	251.52	330
K69	Story6	114.1109	251.57	330
K77	Story6	112.8562	248.81	330
K68	Story5	111.7688	246.41	330
K76	Story5	110.5151	243.65	330
K67	Story4	112.0176	246.96	330
K75	Story4	112.4652	247.94	330
K66	Story3	101.2939	223.32	330
K74	Story3	100.9215	222.49	330
K65	Story2	94.0993	207.45	220
K73	Story2	97.6702	215.33	220

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 96. *Numero de dispositivos en la edificación.*

Fuerza (KIP)	Número de dispositivos	
	X	Y
110	40	0
165	24	0
220	0	10
330	0	22
TOTAL	64	32
	96	

Fuente: Elaboración propia.

Se tiene que los disipadores trabajan eficientemente para 4 tipos de fuerzas axiales en la dirección del eje “X” y en el eje “Y”.

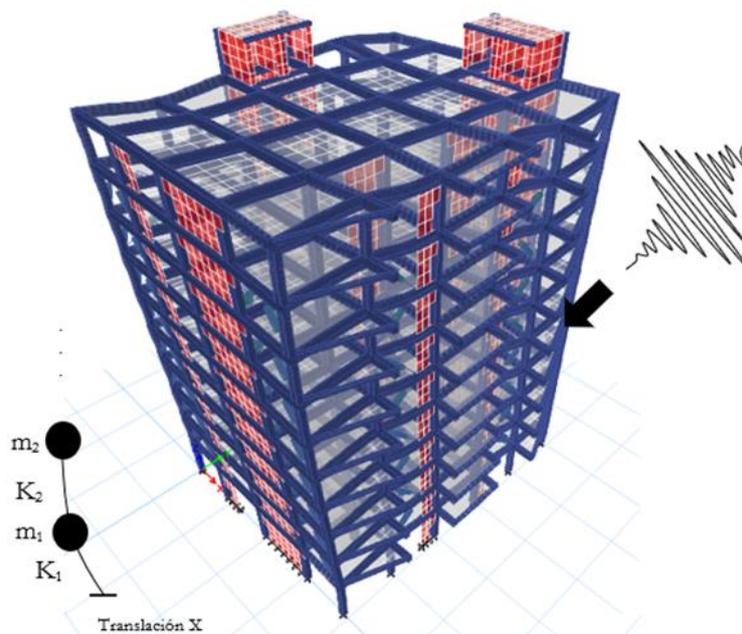


Figura 75. Deformada del edificio en el modo 1

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

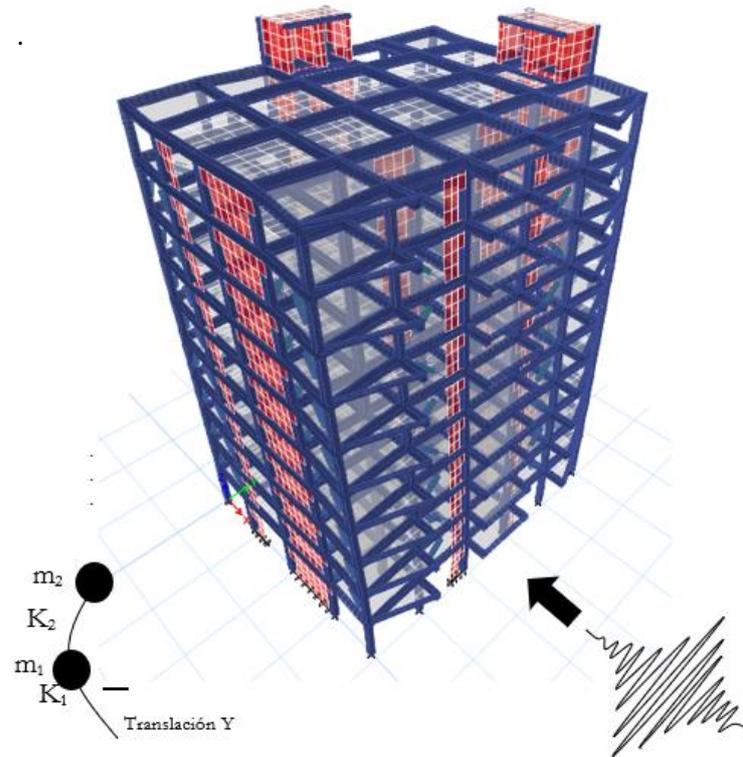


Figura 76. Deformada del edificio en el modo 2.
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

Tabla 97. Tipos de fuerzas axiales a utilizar y el número de dispositivos.

Fuerza axial (KIP)	Número de dispositivos
110	40
165	24
220	10
330	22

Fuente: Elaboración Propia

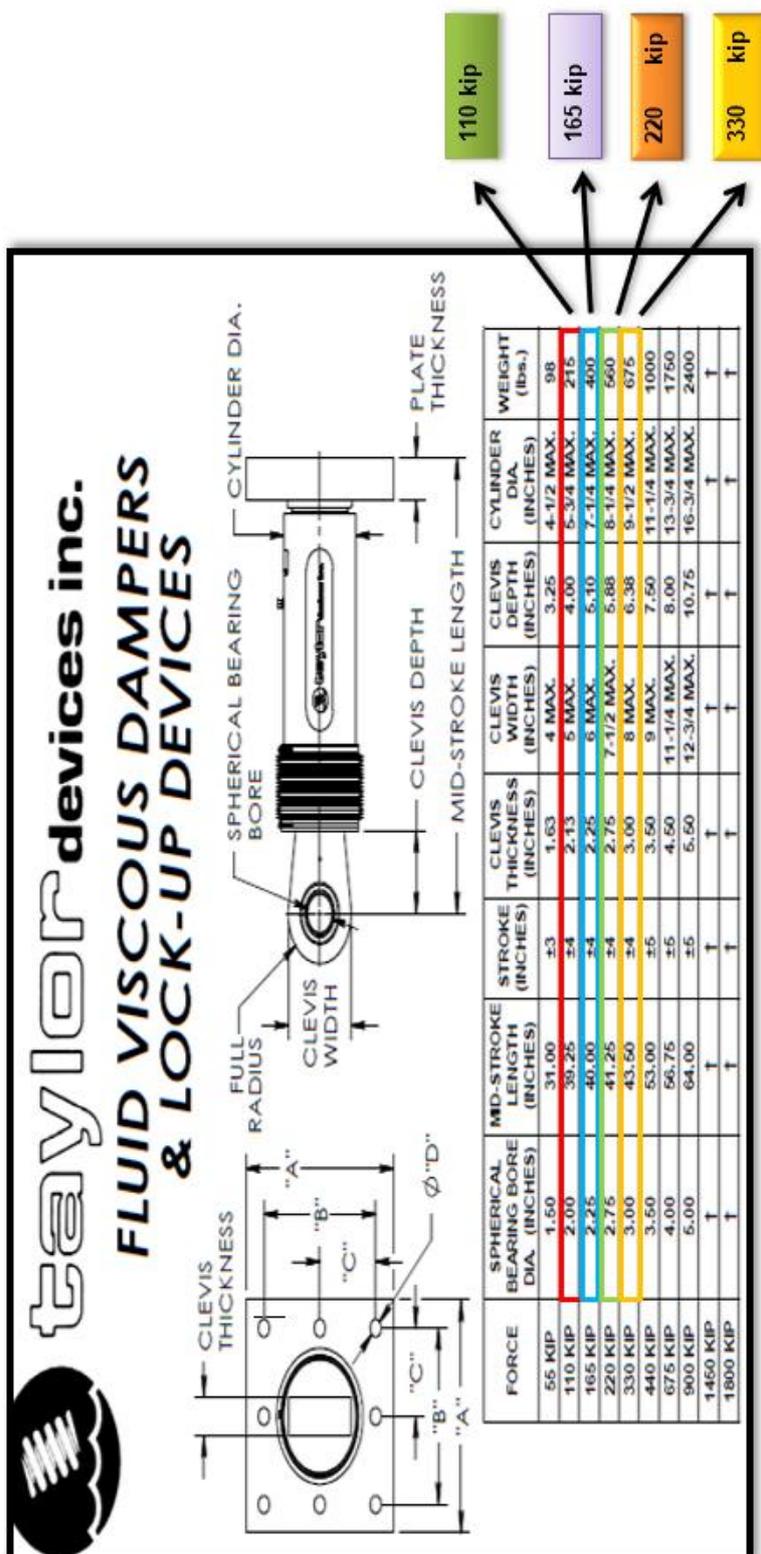


Figura 77. Propiedades de los Disipadores de Fluido Viscoso – TAYLOR DEVICE

Fuente: Taylor Devices

NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ± 2 TO ± 36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ± 1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ± 4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES
220 KIP ± 6 INCHES STROKE, 6-4 = 2 TIMES FIVE = 10
41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

**BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.
* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.**

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.42±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

Figura 78.. Dimensiones de la Placa Base -TAYLOR DEVICE

Fuente: Taylor Devices

3.6.5 Máximo Stroke

Es el desplazamiento máximo que adquirimos en los dispositivos, este dato es fundamental para que el proveedor pueda diseñar la cámara de acumulación del líquido siliconico del disipador.

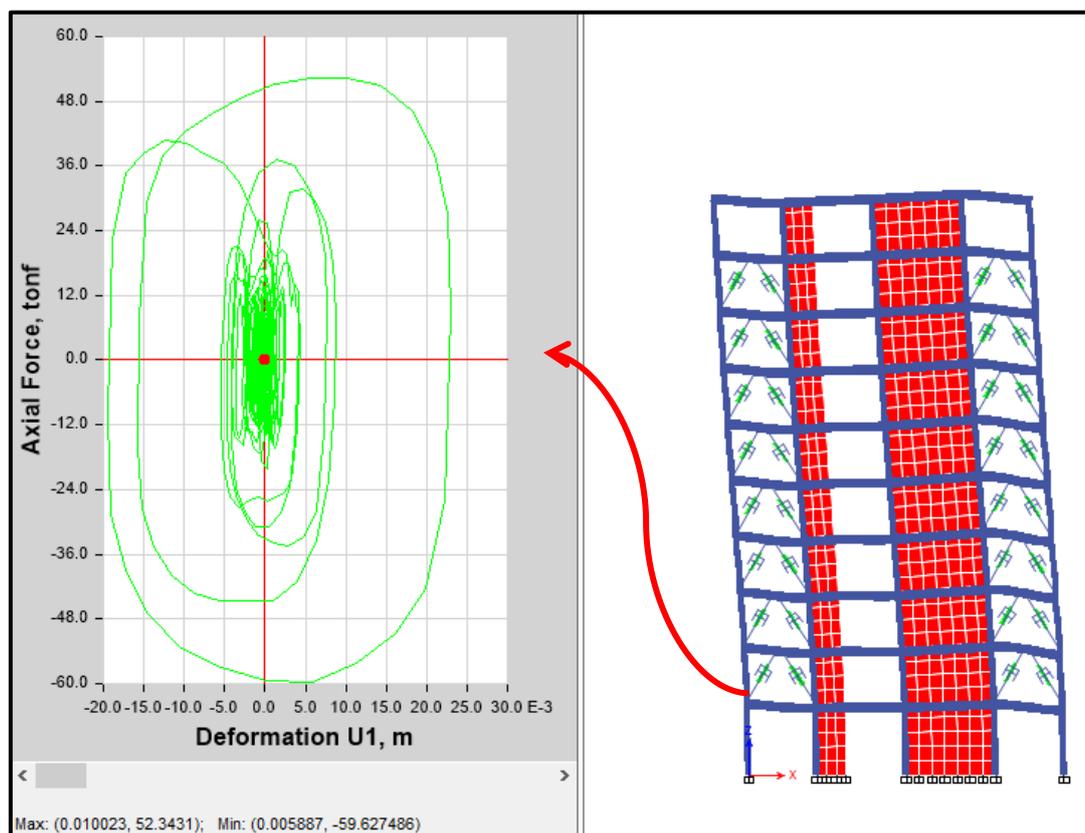


Figura 79. Máximo Stroke en el disipador K17

Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia

El valor del máximo stroke se encuentra en el disipador K17 del eje X-1 con un valor máximo de 10.00 mm.

El valor máximo que puede salir en el máximo Stroke de todos los dispositivos en el edificio, dato recomendado para el diseño por la empresa CDV Representaciones es de 50 mm (5cm), por lo tanto, como el valor obtenido es mucho menor al límite, se dice que todos los disipadores se encuentran trabajando eficientemente y con disposiciones correctas.

3.6.6 Velocidad Máxima

La velocidad máxima de los tres tipos de disipadores Taylor a utilizar, se determinará ingresando a la siguiente formula usando en ella la axial máxima, coeficiente de amortiguamiento no lineal y el exponente de velocidad:

$$V = \alpha \sqrt{\frac{F}{C}} \quad (36)$$

- Para los disipadores cuya fuerza es de 110 KIP

$$V_x = \sqrt[0.5]{\frac{109.85 \text{ Tnf}}{111 \text{ Tn. s/m}}}$$

$$V_x = 0.979 \text{ m/seg}$$

- Para los disipadores cuya fuerza es de 165 KIP

$$V_x = \sqrt[0.5]{\frac{161.93 \text{ Tnf}}{111 \text{ Tn. s/m}}}$$

$$V_x = 2.13 \text{ m/seg}$$

- Para los disipadores cuya fuerza es de 220 KIP

$$V_y = \sqrt[0.5]{\frac{219.08 \text{ Tnf}}{220 \text{ Tn.s/m}}}$$

$$V_y = 0.992 \text{ m/seg}$$

- Para los disipadores cuya fuerza es de 330 KIP

$$V_y = \sqrt[0.5]{\frac{252.63 \text{ Tnf}}{220 \text{ Tn.s/m}}}$$

$$V_y = 1.319 \text{ m/seg}$$

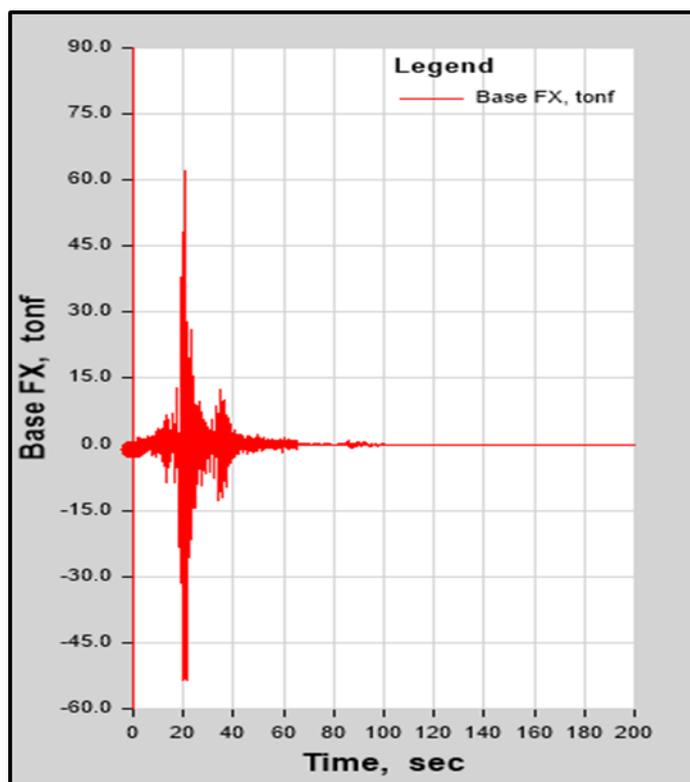


Figura 80. Gráfico de Velocidad máxima de los disipadores
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia

ANEXO N°09

**DISEÑO DE ELEMENTOS DE
ACERO DEL DISPOSITIVO**

1.7 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO DEL DISPOSITIVO

3.7.1. Elección del Disipador

Se utilizarán cuatro tipos de disipadores seleccionados en función a la fuerza axial tanto de tracción y compresión que en ellos se produce, sus características son facilitados por la empresa Taylor y se ordenan en la siguiente tabla:

Tabla 98. Características de los disipadores de 110, 165, 220 y 330 Kip

Force	Spherical Bearing Bore Dia.(cm)	Mid-stroke Length (cm)	Stroke (inches)	Clevis Thickness (cm)	Clevis Width (cm)	Clevis Depth (cm)	Cylinder Dia (cm)	Weight (lbs)
110 KIP	5.08	99.695	± 4	5.49	12.7	10.16	14.61	215
165 KIP	5.715	101.6	± 4	5.87	15.24	12.95	18.42	370
220 KIP	6.985	104.775	± 4	7.06	18.42	14.94	20.96	560
330 KIP	7.62	110.49	± 4	7.70	20.32	16.21	24.13	675

Fuente: Taylor Devices.

Tabla 99. Características de la placa base de los disipadores de 110, 165, 220 y 330 kip

Force	"A"(cm)	"B"(cm)	"C"(cm)	"D"(cm)	Plate Thickness (cm)
110 KIP	28.24	20.32	+	3.18	3.81
165 KIP	34.29	25.4	12.7	2.84	6.10
220 KIP	41.91	31.75	15.88	3.18	7.62
330 KIP	43.18	33.02	16.51	3.49	7.62

Fuente: Taylor Devices.

+: Denota el patrón de cuatro agujeros, lo que significa que no existen agujeros centrales.

Los valores mostrados representan las dimensiones tanto circulares como longitudinales que conforma el dispositivo y sus placas base de apoyo.

Cada dispositivo ya cuenta con su propio factor de seguridad, por lo que no requiere ninguna amplificación adicional a las fuerzas obtenidas del análisis no lineal tiempo – historia.

- Para dispositivo de 110 KIP

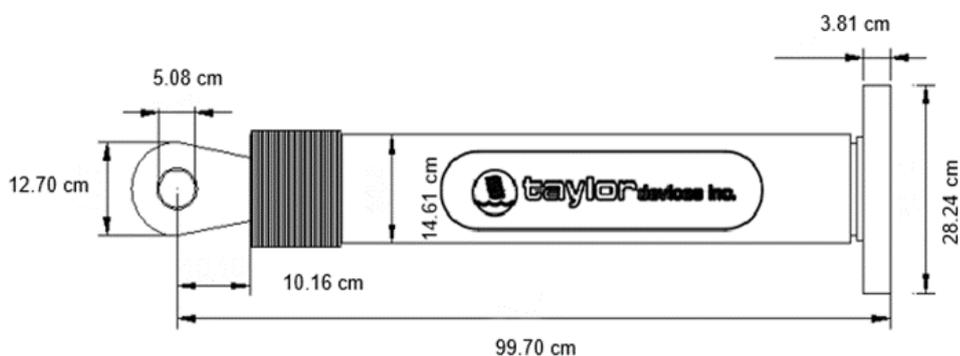


Figura 81. Dimensiones del dissipador de 110 Kip
Fuente: Elaboración propia

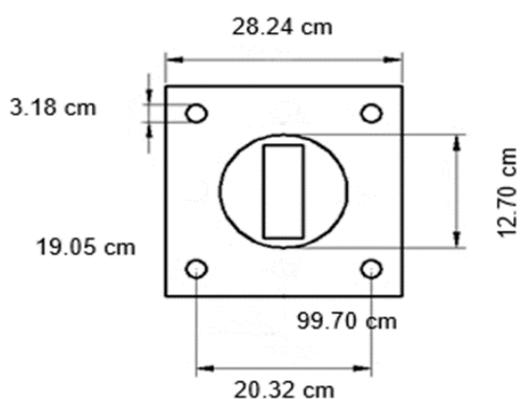


Figura 82. Dimensiones de la placa base del dissipador de 110 Kip
Fuente: Elaboración propia

- Para dispositivo de 165 KIP

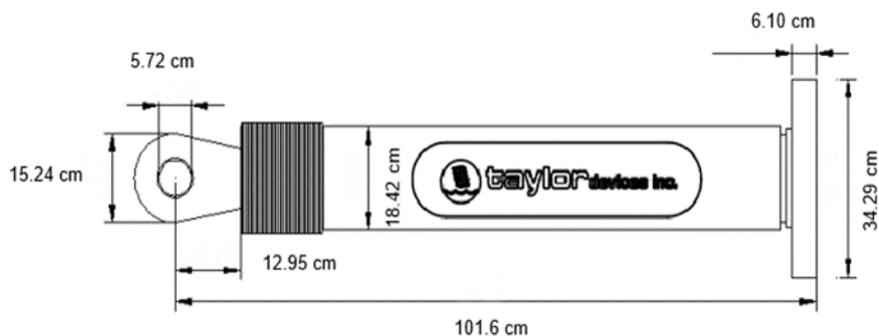


Figura 83. Dimensiones del dissipador de 165 Kip

Fuente: Elaboración propia

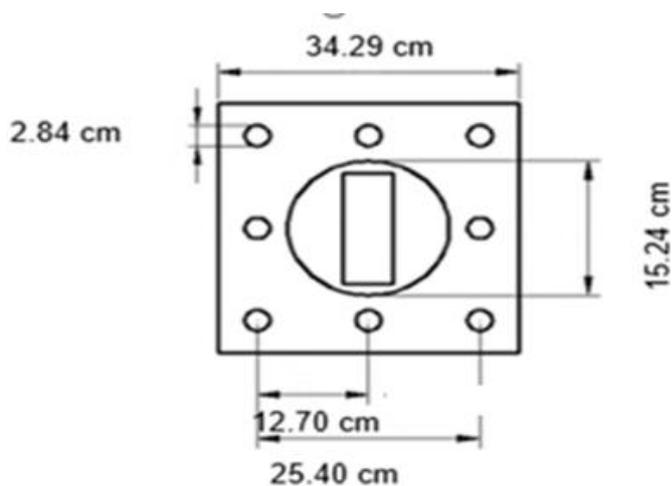


Figura 84. Dimensiones de la placa base del dissipador de 165 Kip

Fuente: Elaboración propia

- Para dispositivo de 220 KIP

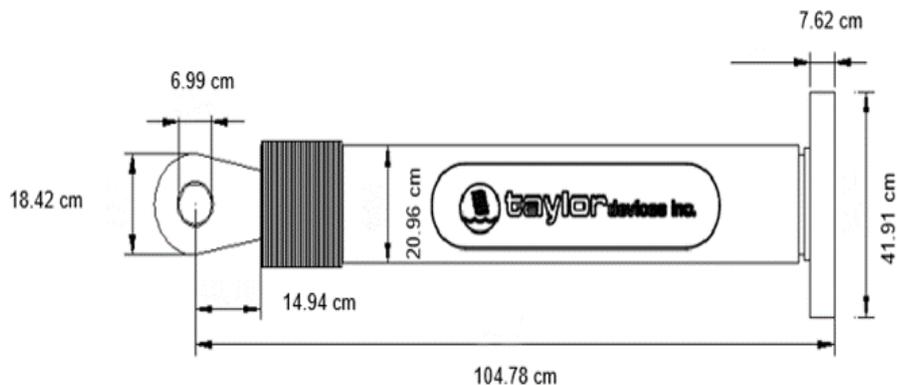


Figura 85. Dimensiones del dissipador de 220 Kip

Fuente: Elaboración propia

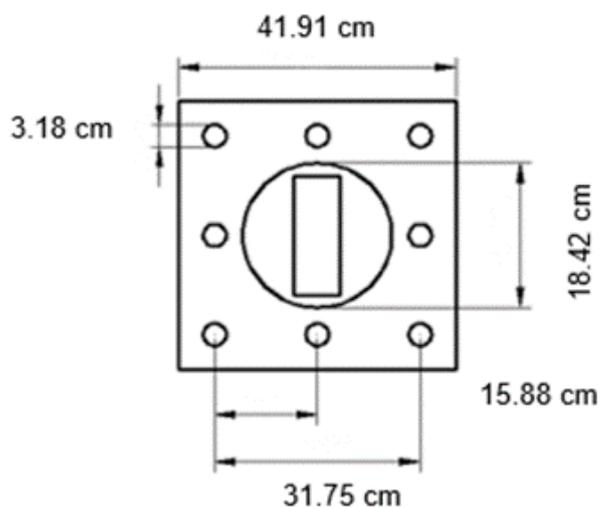


Figura 86. Dimensiones de la placa base del dissipador de 220 Kip.

Fuente: Elaboración propia

- Para dispositivo de 330 KIP

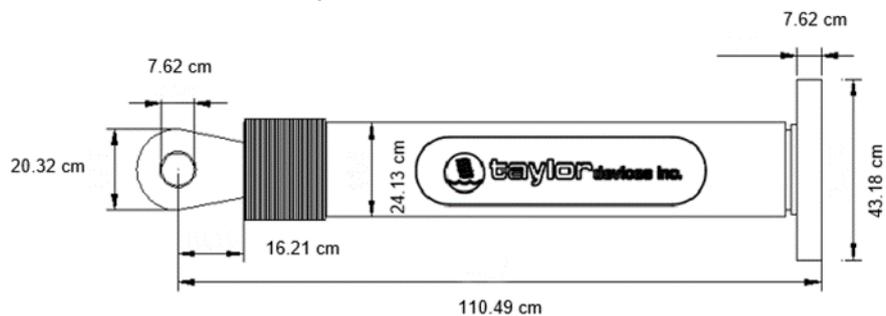


Figura 87. Dimensiones del dissipador de 900 Kip

Fuente: Elaboración propia

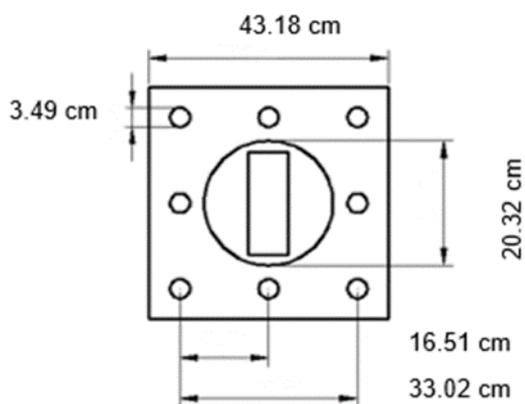


Figura 88. Dimensiones de la placa base del dissipador de 330Kip

Fuente: Elaboración propia

3.7.2. Diseño del Brazo Metálico (Disposición Chevron Brace Mejorada)

Como sabemos, los dispositivos se encuentran en una disposición definida de Chevron Brace mejorada o doble diagonal, donde se componen de brazos metálicos los cuales absorben la carga axial producto de la fuerza sísmica, los referidos brazos tendrán que ser diseñados para resistir la fuerza producto de un sismo máximo esperado.

En el eje “X” se está utilizando el perfil metálico **Round HSS 20 x 0.375**, el cual tiene las siguientes características para su verificación y posterior diseño:

- **Área del perfil metálico (A) = 21.5 in²**
- **Radio del perfil metálico (r) = 6.95 in**
- **Módulo de elasticidad del acero (E) = 29000 KSI**
- **Esfuerzo de fluencia (Fy) = 42 KSI**

El brazo metálico será de diseño estándar, por consiguiente, se diseñará para el caso más desfavorable. Ahora se continua con ejecutar un nuevo análisis no lineal tiempo-historia con el 1.5 del sismo severo para extraer las axiales máximas dadas en cada disipador.



➤ **PARA EL EJE X**

Tabla 100. *Fuerzas de los disipadores del edificio con sismo máximo*

DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K3	Story9	62.9648	138.81
K4	Story9	75.5682	166.60
K19	Story9	53.2711	117.44
K20	Story9	60.3755	133.11
K5	Story8	65.9537	145.40
K6	Story8	81.2906	179.22
K21	Story8	57.1857	126.07
K22	Story8	62.7798	138.41
K7	Story7	69.0384	152.20
K8	Story7	86.2782	190.21
K23	Story7	60.7048	133.83
K24	Story7	64.5971	142.41
K9	Story6	71.5447	157.73
K10	Story6	90.01	198.44
K25	Story6	63.2578	139.46
K26	Story6	65.2842	143.93
K11	Story5	72.1286	159.02
K12	Story5	92.1399	203.13
K27	Story5	65.8436	145.16
K28	Story5	64.8329	142.93
K13	Story4	70.2098	154.79
K14	Story4	92.9788	204.98
K29	Story4	67.4256	148.65
K30	Story4	62.1763	137.08
K15	Story3	64.516	142.23
K16	Story3	90.5514	199.63
K31	Story3	68.9563	152.02
K32	Story3	56.6669	124.93
K1	Story2	53.2725	117.45
K2	Story2	83.5013	184.09
K17	Story2	66.1856	145.92
K18	Story2	46.9751	103.56



DISIPADOR	STORY	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K35	Story9	50.4462	111.22
K36	Story9	58.3115	128.56
K51	Story9	55.9533	123.36
K52	Story9	63.6957	140.43
K37	Story8	51.6999	113.98
K38	Story8	59.2225	130.56
K53	Story8	57.3287	126.39
K54	Story8	66.8599	147.40
K39	Story7	53.6549	118.29
K40	Story7	59.3525	130.85
K55	Story7	58.3388	128.62
K56	Story7	69.3062	152.79
K41	Story6	54.1531	119.39
K42	Story6	58.7653	129.56
K57	Story6	58.2355	128.39
K58	Story6	71.0302	156.60
K43	Story5	54.9316	121.10
K44	Story5	56.9727	125.60
K59	Story5	56.7674	125.15
K60	Story5	71.5421	157.72
K45	Story4	53.6105	118.19
K46	Story4	53.9817	119.01
K61	Story4	53.3698	117.66
K62	Story4	70.5434	155.52
K47	Story3	51.9883	114.62
K48	Story3	49.5393	109.22
K63	Story3	53.5939	118.15
K64	Story3	55.7851	122.99
K33	Story2	47.3886	104.47
K34	Story2	44.0529	97.12
K49	Story2	37.9605	83.69
K50	Story2	63.5398	140.08

Fuente: ETABS 2016. Elaboración propia

El disipador que presenta la mayor fuerza axial de trabajo es el K14 del nivel 04 en el eje X1 con 92.98 Tnf a vencer.

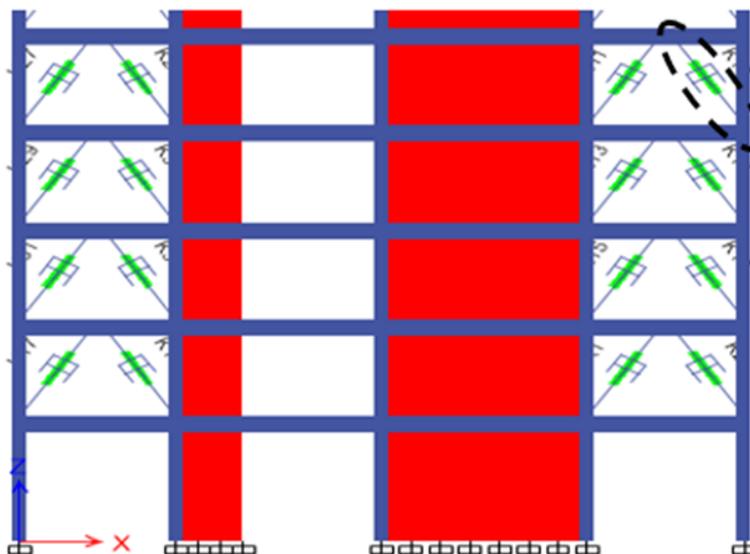


Figura 89. Brazo metálico para diseñar en disposición Chevron
Brace Mejorado

Fuente: ETABS 2016. Elaboración propia

**Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties**

HSS20.000-
HSS10.000

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nom-inal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion	
									<i>J</i>	<i>C</i>
									in. ⁴	in. ³
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375 ^f	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375 ^f	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312 ^f	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250 ^f	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158
×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
×0.250 ^f	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2

Figura 90. Dimensiones y propiedades del brazo metálico HSS.

Fuente: AISC Steel Construction manual 13th

Se procede a calcular la longitud del brazo restando en su medida la longitud del disipador viscoso de mayor dimensión para la presente dirección de análisis:

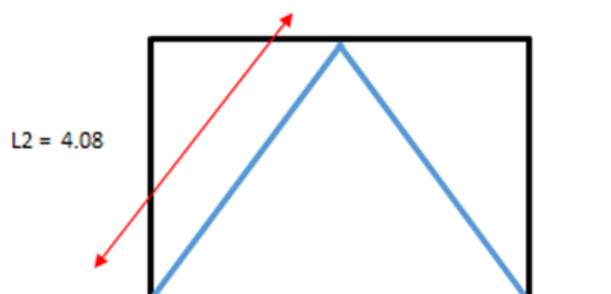


Figura 91. Longitud del brazo del disipador en disposición Chevron Brace Mejorado

Fuente: Elaboración propia

$$L_{total} = 4.08 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 4.08 \text{ m} - 1.02 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 3.06 \text{ m} \approx 120.47 \text{ in}$$

Se calcula el esfuerzo de pandeo crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000}{\left(\frac{120.47}{6.95}\right)^2} = 952.60 \text{ KSI}$$

$F_e > 42 \text{ KSI}$ El perfil trabaja en el rango de pandeo inelástico

Los brazos metálicos no podrán trasladarse ni rotar, por consiguiente, el pandeo se muestra de la siguiente manera:

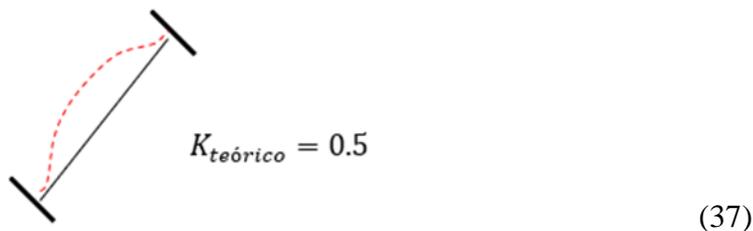


Figura 92. Deformada en pandeo del brazo

Fuente: Diseño sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso, Chávez, 2017.

El valor K teórico es de 0.5, pero el valor realista recomendado para el diseño es de 0.65. En esta oportunidad se va asumir el caso más desfavorable cuando rota y se traslada tomando un valor de diseño de 2.10.

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{rc} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \times F_y$$

$$\frac{(2.10)(120.47)}{6.95} \leq 4.71 \sqrt{\frac{29000}{42}}$$

$$36.40 \leq 123.76$$

Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo por flexión en el perfil HSS con la siguiente formula:

$$F_{rc} = \left(0.658 \frac{42}{952.60}\right) \times 42 = 41.23 \text{ KSI}$$

El cálculo de la resistencia nominal mediante el método LRFD será:

$$\phi P_n = \phi \times F_{rc} \times A \quad (38)$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 41.23 \times 21.5 = 797.50 \text{ KIPS} \approx 361.87 \text{ Tnf}$$

La resistencia del perfil con el total de trabajo en fluencia será:

$$\phi T_n = \phi \times F_y \times A \quad (39)$$

$$\phi T_n = 0.9 \times 42 \times 21.5 = 812.70 \text{ KIPS} \approx 368.63 \text{ Tnf}$$

Se comprueba si cumple:

$$\phi P_n = 361.87 \text{ Tnf} > 92.98 \text{ Tnf} \text{ (OK)}$$

$$\phi T_n = 368.63 \text{ Tnf} > 92.98 \text{ Tnf} \text{ (OK)}$$

Con los resultados obtenidos del análisis, se podría tomar como opción optar por un brazo metálico con muchas menores dimensiones y luego proceder a hacer el mismo procedimiento de verificación de resistencia a la fuerza axial de trabajo, pero para esta presente investigación se dejará con las dimensiones propuestas.

➤ **PARA EL EJE Y**

Tabla 101. *Fuerza de los disipadores del edificio con sismo máximo esperado*

DISIPADOR	STORY	FUERZA	FUERZA
K104	Story9	121.6321	268.15
K112	Story9	109.7801	242.02
K103	Story8	111.909	246.72
K111	Story8	109.7703	242.00
K102	Story7	135.3721	298.45
K110	Story7	122.9631	271.09
K101	Story6	125.9081	277.58
K109	Story6	125.381	276.42
K100	Story5	139.3511	307.22
K108	Story5	134.0941	295.63
K99	Story4	136.7589	301.50
K107	Story4	136.4437	300.81
K98	Story3	134.6401	296.83
K106	Story3	132.2027	291.46
K97	Story2	124.572	274.64
K105	Story2	131.0284	288.87

DISIPADOR	STORY	FUERZA	FUERZA
K72	Story9	148.1817	326.69
K80	Story9	152.0636	335.24
K71	Story8	155.1662	342.08
K79	Story8	142.2721	313.66
K70	Story7	152.4654	336.13
K78	Story7	155.1337	342.01
K69	Story6	154.7717	341.21
K77	Story6	148.8271	328.11
K68	Story5	147.5485	325.29
K76	Story5	148.5093	327.41
K67	Story4	149.484	329.56
K75	Story4	147.6354	325.48
K66	Story3	130.175	286.99
K74	Story3	134.5291	296.59
K65	Story2	123.441	272.14
K73	Story2	126.3448	278.54

Fuente: ETABS 2016. Elaboración propia

De la tabla anterior podemos ver que el disipador que presenta mayor fuerza axial de trabajo es el K71 del nivel 08 en el eje YA con 155.17 Tnf a vencer.

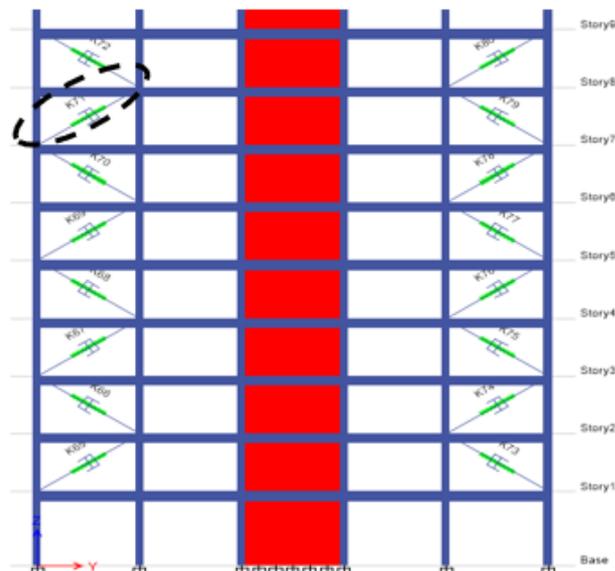


Figura 93. Brazo metálico para diseñar en disposición diagonal

Fuente: ETABS 2016. Elaboración propia

Para el eje “Y” de igual manera se está utilizando el perfil metálico

Round HSS 20 x 0.375, el cual posee las siguientes características para su verificación y diseño:

- El área del perfil metálico (A) es = 21.5 in²
- El radio del perfil metálico (r) es = 6.95 in
- El módulo de elasticidad del acero (E) es = 29000 KSI
- El esfuerzo de fluencia (Fy) es = 42 KSI



**Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties**

HSS20.000-
HSS10.000

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion	
									<i>J</i>	<i>C</i>
									in. ⁴	in. ³
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375 ^f	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375 ^f	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312 ^f	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250 ^f	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158
×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
×0.250 ^f	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2

Figura 94. Dimensiones y propiedades del brazo metálico HSS

Fuente: AISC Steel Construction manual 13th

Se calcula la longitud del brazo del disipador restando en su medida la longitud del disipador de fluido viscoso:

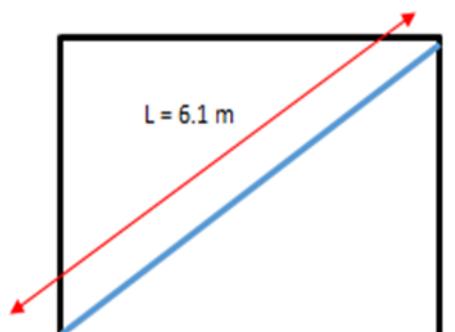


Figura 95. Longitud del brazo del disipador en disposición diagonal

Fuente: Elaboración propia

$$L_{total} = 6.10 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 6.10 \text{ m} - 1.10 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 5.00 \text{ m} \approx 196.85 \text{ in}$$

Ahora se calcula el esfuerzo de pandeo crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000}{\left(\frac{196.85}{6.95}\right)^2} = 356.78 \text{ KSI} \quad (40)$$

$F_e > 42 \text{ KSI}$ El perfil trabaja en el rango de pandeo inelástico

Los brazos metálicos no podrán trasladarse ni rotar, por consiguiente, el pandeo se muestra de la siguiente forma:

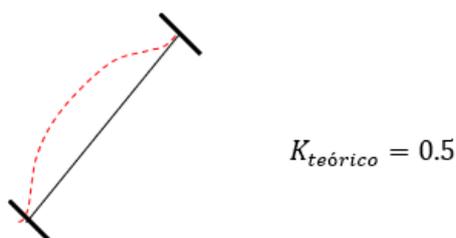


Figura 96. Deformada en pandeo del brazo

Fuente: Diseño sismorresistente de edificios con disipadores de fluido viscoso, Chávez, 2017.

El valor para el K teórico es 0.5, pero el valor realista recomendado para el diseño es 0.65. En esta oportunidad se va asumir el caso más desfavorable cuando rota y se traslada tomando un valor de diseño igual a 2.10.

$$\text{Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{rc} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \times F_y$$

$$\frac{(2.10)(196.85)}{6.95} \leq 4.71 \sqrt{\frac{29000}{42}}$$

$$59.48 \leq 123.76$$

Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo por flexión en el perfil HSS con la siguiente formula:

$$F_{rc} = \left(0.658 \frac{42}{356.78}\right) \times 42 = 39.98 \text{ KSI}$$

La resistencia nominal mediante el método LRFD será:

$$\phi P_n = \phi \times F_{rc} \times A \quad (41)$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 39.98 \times 21.5 = 773.61 \text{ KIPS} \approx 350.91 \text{ Tnf}$$

La resistencia del perfil con el total de trabajo en fluencia será:

$$\phi T_n = \phi \times F_y \times A \quad (42)$$

$$\phi T_n = 0.9 \times 42 \times 21.5 = 812.70 \text{ KIPS} \approx 368.63 \text{ Tnf}$$

Se comprueba si cumple:

$$\phi P_n = 350.91 \text{ Tnf} > 155.17 \text{ Tnf} \text{ (OK)}$$

$$\phi T_n = 368.63 \text{ Tnf} > 155.17 \text{ Tnf} \text{ (OK)}$$



Con los resultados obtenidos del análisis, al igual que en el eje X se podría optar por un brazo metálico con muchas menores dimensiones y luego hacer el mismo procedimiento de verificación de resistencia a la fuerza axial de trabajo, pero para la presente investigación se dejará con las dimensiones propuestas.

3.7.3. Diseño de la Viga de Acero

Para proceder al diseño de la viga de acero se tomará el pórtico más esforzado en el eje X, donde la diferencia de fuerzas axiales sea la mayor, creando una mayor resultante ya que el diseño será estándar para todos los pórticos con disipadores.

Del ítem anterior de diseño de los brazos metálicos mediante sismo máximo esperado, se procede a determinar la diferencia de cada par de dispositivos por pórtico y niveles.

La viga de acero tendrá un $F_y = 42$ Ksi y las características se extraerán de las tablas del manual AISC Steel Construction 13th.

➤ **PARA X**

Tabla 102. *Diferencial de axiales entre disipadores
en el eje X con sismo máximo esperado*

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K3 K4	9	12.60
K19 K20	9	7.10
K5 K6	8	15.34
K21 K22	8	5.59
K7 K8	7	25.57
K23 K24	7	3.89
K9 K10	6	18.47
K25 K26	6	2.03
K11 K12	5	20.01
K27 K28	5	1.01
K13 K14	4	25.55
K29 K30	4	5.25
K15 K16	3	26.04
K31 K32	3	12.29
K1 K2	2	30.23
K17 K18	2	19.21



DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K35	9	7.87
K36		
K51	9	7.74
K52		
K37	8	7.52
K38		
K53	8	9.53
K54		
K39	7	1.01
K40		
K55	7	10.97
K56		
K41	6	4.61
K42		
K57	6	12.79
K58		
K43	5	2.04
K44		
K59	5	14.77
K60		
K45	4	0.61
K46		
K61	4	17.17
K62		
K47	3	2.45
K48		
K63	3	2.19
K64		
K33	2	3.34
K34		
K49	2	25.58
K50		

Fuente: ETABS 2016. Elaboración propia

De las variaciones (Δ) entre las fuerzas axiales causadas en todos los disipadores acoplados a la edificación esencial en el eje “X”, se puede apreciar que la mayor variación ocurre en los disipadores **K1 y K2** correspondiente al **nivel 2** con **30.23 Tnf.**

El trabajo y la deformada se muestran en la siguiente imagen:

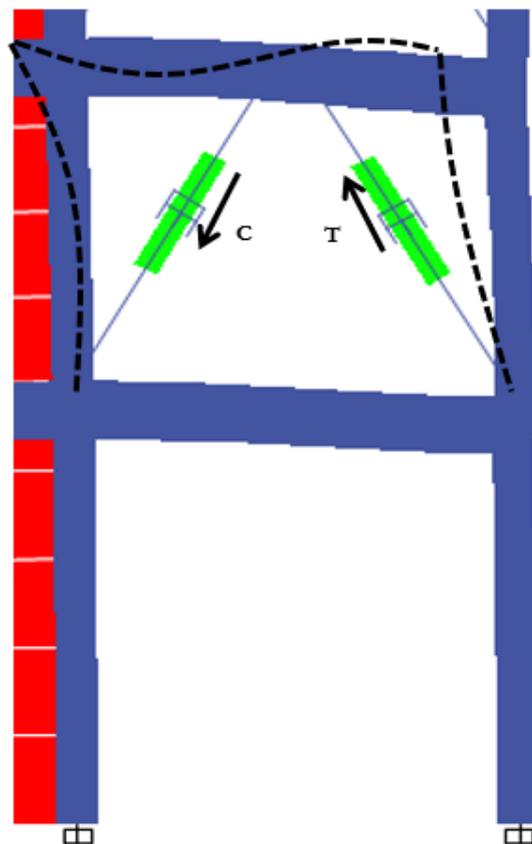


Figura 97. Deformada del pórtico y trabajo de los disipadores
Fuente: ETABS 2016. Elaboración propia

El esfuerzo de compresión es de $- 53.27$ Tnf y de tracción 83.50 Tnf, cabe señalar que ambos trabajaran tanto a tracción como a compresión en distintos intervalos de tiempo.

Se inicia realizando el diagrama de cuerpo libre de la viga de acero:

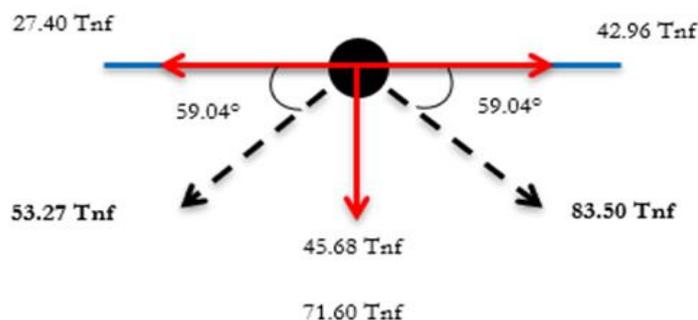


Figura 98. Descomposición de fuerzas axiales de los brazos metálicos en disposición Chevron Bace Mejorado

Fuente: Elaboración propia

$$F_{centroidal} = 42.96 - 27.40$$

$$F_{centroidal} = 15.56 \text{ Tnf}$$

La viga de acero tiene que ser diseñada para poder soportar la carga puntual de **15.56 Tnf** a causa del trabajo de los disipadores viscosos y además de su propio peso.

La viga de acero tendrá un peso de 0.062 Kip/ft, la cual trabajará como viga simple apoyada y su grafico de cargas se muestra a continuación:

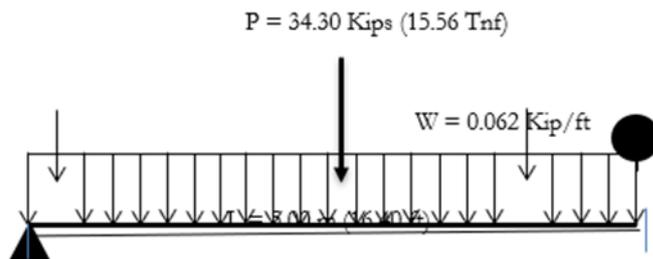


Figura 99. Diagrama de carga distribuida y puntual en viga de acero
Fuente: Elaboración propia

Teniendo definido la carga distribuida producto del peso propio de la viga y la carga puntual debido a la fuerza generada por los disipadores viscosos, se procede a factorar las cargas:

$$W_u = 0.062 \times 1.4 = 0.0868 \text{ Kip/ft}$$

$$P_u = 34.30 \times 1.4 = 48.02 \text{ Kips}$$

- Cálculo de la cortante y momento ultimo

La cortante por superposición de fuerzas tanto de carga distribuida como puntual en la viga de acero simplemente apoyada será:

$$V_{max} = \frac{P_u}{2} + \frac{W_u L}{2} \quad (43)$$

$$V_{max} = \frac{48.02}{2} + \frac{(0.0868)(16.40)}{2}$$

$$V_{max} = 24.72 \text{ Kips}$$

De la misma manera se calcula el momento por superposición de esfuerzos:

$$M_{max} = \frac{P_u L}{4} + \frac{W_u L^2}{8} \quad (44)$$

$$M_{max} = \frac{(48.02)(16.40)}{4} + \frac{(0.0868)(16.40)^2}{8}$$

$$M_{max} = 199.80 \text{ Kip.ft}$$

- Sección de prueba

Asumiremos para el diseño la sección de perfil de viga compacta en donde, "L_b" es menor al "L_p", siendo su capacidad resistente a la flexión el momento plástico con respecto a su eje mayor "M_p".

Para esta condición tenemos:

$$\phi M_n x = \phi M_p x = \phi F_y Z_x \geq M_u$$

Despejando "Z_{req}"

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi F_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{199.80 \times 12}{(0.9)(42)}$$

$$Z_{x_{req}} = 63.43 \text{ in}^3$$

Con el previo valor calculado ingresamos a la siguiente tabla de diseño AISC de miembro a flexión y extraemos la sección de prueba.

Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x

$F_y = 50 \text{ ksi}$

Z_x

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		$\phi_b M_{px}$		M_{rx}/Ω_b		$\phi_b M_{rx}$		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{px}/Ω_v		$\phi_v V_{px}$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD							
W21x55	126	314	473	192	289	10.8	16.3	6.11	17.4	1140	156	234						
W14x74	126	314	473	196	294	5.34	8.03	8.76	31.0	795	128	191						
W18x60	123	307	461	189	284	9.64	14.5	5.93	18.2	984	151	227						
W12x79	119	297	446	187	281	3.77	5.67	10.8	39.9	662	116	175						
W14x68	115	287	431	180	270	5.20	7.81	8.69	29.3	722	117	175						
W10x88	113	282	424	172	259	2.63	3.95	9.29	51.1	534	131	197						
W18x55	112	279	420	172	258	9.26	13.9	5.90	17.5	890	141	212						
W21x50	110	274	413	165	248	12.2	18.3	4.59	13.6	984	158	237						
W12x72	108	269	405	170	256	3.72	5.59	10.7	37.4	597	105	158						
W21x48 ^f	107	265	398	162	244	9.78	14.7	6.09	16.6	959	144	217						
W16x57	105	262	394	161	242	7.98	12.0	5.65	18.3	758	141	212						
W14x61	102	254	383	161	242	4.96	7.46	8.65	27.5	640	104	156						
W18x50	101	252	379	155	233	8.69	13.1	5.83	17.0	800	128	192						
W10x77	97.6	244	366	150	225	2.59	3.90	9.18	45.2	455	112	169						
W12x65 ^f	96.8	237	356	154	231	3.60	5.41	11.9	35.1	533	94.5	142						
W21x44	95.4	238	358	143	214	11.2	16.8	4.45	13.0	843	145	217						
W16x50	92.0	230	345	141	213	7.59	11.4	5.62	17.2	659	124	185						
W18x46	90.7	226	340	138	207	9.71	14.6	4.56	13.7	712	130	195						
W14x53	87.1	217	327	136	204	5.27	7.93	6.78	22.2	541	103	155						
W12x58	86.4	216	324	136	205	3.76	5.66	8.87	29.9	475	87.8	132						
W10x68	85.3	213	320	132	199	2.57	3.86	9.15	40.6	394	97.8	147						
W16x45	82.3	205	309	127	191	7.16	10.8	5.55	16.5	586	111	167						
W18x40	78.4	196	294	119	180	8.86	13.3	4.49	13.1	612	113	169						
W14x48	78.4	196	294	123	184	5.10	7.66	6.75	21.1	484	93.8	141						
W12x53	77.9	194	292	123	185	3.65	5.48	8.76	28.2	425	83.2	125						
W10x60	74.6	186	280	116	175	2.53	3.80	9.08	36.6	341	85.8	129						
W16x40	73.0	182	274	113	170	6.69	10.1	5.55	15.9	518	97.7	146						
W12x50	71.9	179	270	112	169	3.97	5.97	6.92	23.9	391	90.2	135						
W8x67	70.1	175	263	105	159	1.73	2.60	7.49	47.7	272	103	154						
W14x42	69.6	174	261	109	164	4.89	7.24	6.89	28.9	428	88.8	136						
W10x54	66.6	166	250	105	158	2.49	3.74	9.04	33.7	303	74.7	112						

Figura 100. Propiedades de la sección viga W10 x 54

Fuente: AISC Steel Construction manual 13th.

De acuerdo los cálculos se necesitan un $Z_x = 63.43 \text{ in}^3$, pero por seguridad y arquitectura se tomará una sección de W10 x 54 con un $Z_x = 66.60 \text{ in}^3$

Extraeremos de la tabla del AISC Steel construction

los valores de “ $\phi M_p, \phi M_r, L_p$ y L_r ” los cuales pertenecen al perfil elegido, teniendo así el diagrama de curva de resistencia básica.

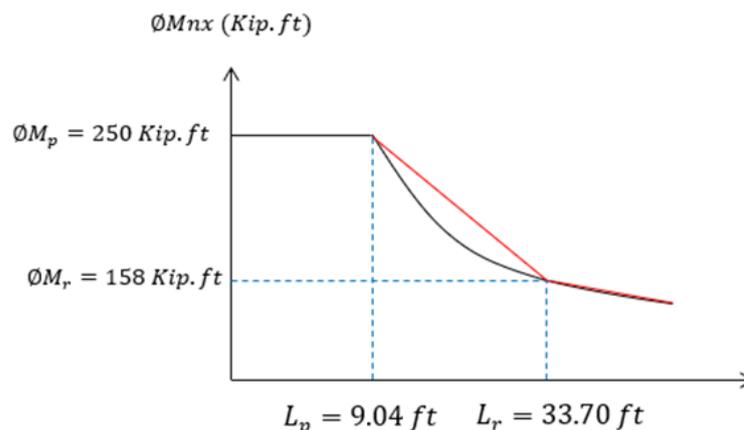


Figura 101. Diagrama de curva de resistencia básica de la viga de acero W10 x 54

Fuente: Elaboración propia

La viga de perfil metálico posee apoyos simples en sus extremos y no posee riostras laterales, el valor de su distancia $L_b = 16.40$ ft, teniendo de los 3 casos de comportamiento de vigas de acero el siguiente:

$$L_p < L_b < L_r$$

Cuando “ $L_p < L_b < L_r$ ” quiere decir que la viga incursiona en la zona de comportamiento y fallo de pandeo inelástico 2, la capacidad por momento de la sección se reduce cada vez más. Por último, para la longitud sin soporte “ L_r ”, la sección se pandeará elásticamente tan pronto como se alcance el esfuerzo de fluencia. No obstante, debido al proceso de laminación, se tiene en la sección un esfuerzo residual igual a “ L_r ”.

Por ende, “la resistencia nominal de momento” para las longitudes sin soporte lateral entre “ L_p y L_r ” se calculan mediante la siguiente ecuación para la zona de pandeo inelástico zona 2:

$$\phi M_{nx} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p \quad (45)$$

En primer lugar, se determina el valor de “ C_b ” el cual viene hacer el factor de modificación de pandeo torsional lateral para los diagramas de momento, cuando ambos extremos del segmento sin soporte están arriostrados. Este pandeo lateral se puede ver afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga de la viga de acero.

Las especificaciones en el AISC nos brindan coeficientes C_b o de momentos mayores a la unidad que se deben multiplicar por los valores calculados de” M_n ” obteniéndose así mayores capacidades de momento.

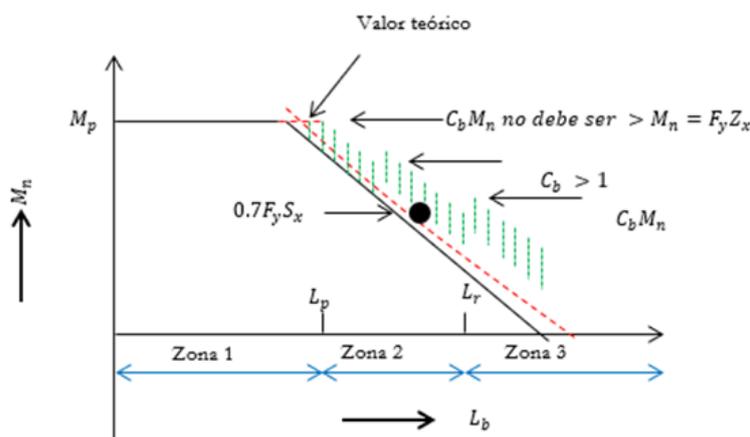


Figura 102. Capacidades del momento nominal e influencia del valor C_b .

Fuente: McCormac, 2012.

El valor de C_b para los miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble se determina con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

En donde “ $M_{máx}$ ” viene hacer el momento más grande en un segmento no soportado de la viga, los valores “ M_A , M_B y M_C ” son los momentos producidos en los puntos 1/4, 1/2 y 3/4 de la viga.

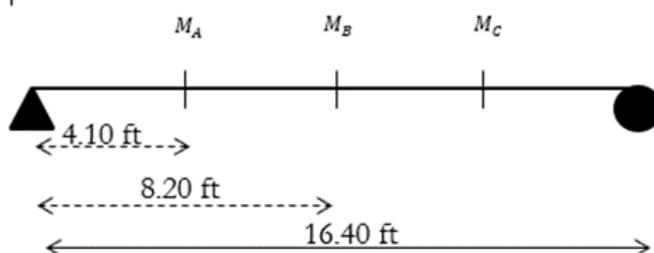


Figura 103. Ubicación de puntos para el cálculo de momentos en viga de acero

Fuente: Elaboración propia

$$M_A = M_C = \frac{P_u \cdot X}{2} + \frac{3W_u L^2}{32}$$

$$M_A = M_C = \frac{(48.02)(4.10)}{2} + \frac{3(0.0868)(16.40^2)}{32}$$

$$M_A = M_C = 100.63 \text{ Kip. ft}$$

El momento en B ya se conoce, ya que viene hacer el momento máximo ya hallado anteriormente:

$$M_B = M_{máx} = 199.80 \text{ Kip. ft}$$

Teniendo ya los valores de los 3 momentos dados en la viga de acero,
se procede a calcular el valor de C_b :

$$C_b = \frac{12.5(199.80)}{2.5(199.80) + 3(100.63) + 4(199.80) + 3(100.63)} \leq 3$$

$$C_b = 1.31 \leq 3 \quad \text{OK!!}$$

Los valores que no se conoce de la ecuación de resistencia nominal, se
extraerán de la tabla del Steel Construction 13th:

Table 1-1 (continued) W Shapes Properties														 W12 - W10	
Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_x	r_y	Torsional Properties		
	b_f	t_w	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w	
lb/ft	2t	t _w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in.	in.	in. ⁴	in. ⁶	
58	7.82	27.0	475	78.0	5.28	86.4	107	21.4	2.51	32.5	2.82	11.6	2.10	3570	
53	8.69	28.1	425	70.6	5.23	77.9	95.8	19.2	2.48	29.1	2.79	11.5	1.58	3160	
50	6.31	26.8	391	64.2	5.18	71.9	56.3	13.9	1.96	21.3	2.25	11.6	1.71	1880	
45	7.00	29.6	348	57.7	5.15	64.2	50.0	12.4	1.95	19.0	2.23	11.5	1.26	1650	
40	7.77	33.6	307	51.5	5.13	57.0	44.1	11.0	1.94	16.8	2.21	11.4	0.906	1440	
35	6.31	36.2	285	45.6	5.25	51.2	24.5	7.47	1.54	11.5	1.79	12.0	0.741	879	
30	7.41	41.8	238	38.6	5.21	43.1	20.3	6.24	1.52	9.56	1.77	11.9	0.457	720	
26	8.54	47.2	204	33.4	5.17	37.2	17.3	5.34	1.51	8.17	1.75	11.8	0.300	607	
22	4.74	41.8	156	25.4	4.91	29.3	4.66	2.31	0.848	3.66	1.04	11.9	0.293	164	
19	5.72	46.2	130	21.3	4.82	24.7	3.76	1.88	0.822	2.98	1.02	11.8	0.180	131	
16	7.53	49.4	103	17.1	4.67	20.1	2.82	1.41	0.773	2.26	0.982	11.7	0.103	96.9	
14	8.82	54.3	88.6	14.9	4.62	17.4	2.36	1.19	0.753	1.90	0.962	11.7	0.0704	80.4	
112	4.17	10.4	716	126	4.66	147	236	45.3	2.68	69.2	3.07	10.1	15.1	6020	
100	4.62	11.6	623	112	4.60	130	207	40.0	2.65	61.0	3.03	10.0	10.9	5150	
88	5.18	13.0	534	98.5	4.54	113	179	34.8	2.63	53.1	2.99	9.85	7.53	4330	
77	5.86	14.8	455	85.9	4.49	97.6	154	30.1	2.60	45.9	2.95	9.73	5.11	3630	
68	6.58	16.7	394	75.7	4.44	85.3	134	26.4	2.59	40.1	2.91	9.63	3.56	3100	
60	7.41	18.7	341	66.7	4.39	74.6	116	23.0	2.57	35.0	2.88	9.54	2.48	2640	
54	8.15	21.2	303	60.0	4.37	66.6	103	20.6	2.56	31.3	2.86	9.48	1.82	2320	
49	8.93	23.1	272	54.6	4.35	60.4	93.4	18.7	2.54	28.3	2.84	9.42	1.39	2070	

Figura 104. Propiedades adicionales para el diseño de la viga W10 x54
Fuente: AISC Steel Construction manual 13th.

Ahora calcularemos el momento resistente de la viga de acero:

$$\phi M_n x = 1.31 \left[250 - (250 - 0.7(0.42)(60)) \left(\frac{16.40 - 9.04}{33.70 - 9.04} \right) \right] \leq 1.31 \phi M_p$$

$$\phi M_n x = 236.65 \text{ Kip. ft} \leq 327.50 \text{ Kip. ft} \quad \text{OK !!}$$

Se verifica con éxito:

$$\phi M_{nx} (236.65 \text{ Kip. ft}) \geq M_{mu} (199.80 \text{ Kip. ft})$$

A continuación, se verificará el cortante en la viga, el valor de la cortante resistente se extraerá de la tabla 3 – 2 del AISC:

$$\phi V_{nx} = 112 \text{ Kips}$$

$$\phi V_{nx} (112 \text{ Kips}) \geq V_{m\acute{a}x} (24.72 \text{ Kips}) \text{ OK!!}$$

Las dimensiones del perfil metálico W10 x 54 dado para la viga que conforma el conjunto del sistema de protección sísmica, disposición Chevron Brace mejorado, se toman de la tabla indicada por el AISC Steel construction 13th, a continuación.

**Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions**

Shape	Area, A	Depth, d	Web			Flange				Distance					
			Thickness, t _w	t _w 2	Width, b _f	Thickness, t _f	k		k ₁	T	Work- able Gage				
							k _{des}	k _{det}				in.	in.	in.	
W12x58	17.0	12.2	12 1/4	0.360	3/8	3/16	10.0	10	0.640	5/8	1.24	1 1/2	15/16	9 1/4	5 1/2
x53	15.6	12.1	12	0.345	3/8	3/16	10.0	10	0.575	9/16	1.18	1 3/8	15/16	9 1/4	5 1/2
W12x50	14.6	12.2	12 1/4	0.370	3/8	3/16	8.08	8 1/8	0.640	5/8	1.14	1 1/2	15/16	9 1/4	5 1/2
x45	13.1	12.1	12	0.335	5/16	3/16	8.05	8	0.575	9/16	1.08	1 3/8	15/16	↓	↓
x40	11.7	11.9	12	0.295	5/16	3/16	8.01	8	0.515	1/2	1.02	1 3/8	7/8	↓	↓
W12x35 ^c	10.3	12.5	12 1/2	0.300	5/16	3/16	6.56	6 1/2	0.520	1/2	0.820	1 3/16	3/4	10 3/8	3 1/2
x30 ^c	8.79	12.3	12 3/8	0.260	1/4	1/8	6.52	6 1/2	0.440	7/16	0.740	1 1/8	3/4	↓	↓
x26 ^c	7.65	12.2	12 1/4	0.230	1/4	1/8	6.49	6 1/2	0.380	3/8	0.680	1 1/16	3/4	↓	↓
W12x22 ^c	6.48	12.3	12 1/4	0.260	1/4	1/8	4.03	4	0.425	7/16	0.725	15/16	5/8	10 3/8	2 1/4 ^d
x19 ^c	5.57	12.2	12 1/8	0.235	1/4	1/8	4.01	4	0.350	3/8	0.650	7/8	9/16	↓	↓
x16 ^c	4.71	12.0	12	0.220	1/4	1/8	3.99	4	0.265	1/4	0.565	13/16	9/16	↓	↓
x14 ^{c,v}	4.16	11.9	11 7/8	0.200	3/16	1/8	3.97	4	0.225	1/4	0.525	3/4	9/16	↓	↓
W10x112	32.9	11.4	11 3/8	0.755	3/4	3/8	10.4	10 3/8	1.25	1 1/4	1.75	1 15/16	1	7 1/2	5 1/2
x100	29.4	11.1	11 1/8	0.680	1 1/16	3/8	10.3	10 3/8	1.12	1 1/8	1.62	1 13/16	1	↓	↓
x88	25.9	10.8	10 7/8	0.605	5/8	5/16	10.3	10 1/4	0.990	1	1.49	1 11/16	15/16	↓	↓
x77	22.6	10.6	10 5/8	0.530	1/2	1/4	10.2	10 1/4	0.870	7/8	1.37	1 9/16	7/8	↓	↓
x68	20.0	10.4	10 3/8	0.470	1/2	1/4	10.1	10 1/8	0.770	3/4	1.27	1 7/16	7/8	↓	↓
x60	17.6	10.2	10 1/4	0.420	7/16	1/4	10.1	10 1/8	0.680	11/16	1.18	1 3/8	13/16	↓	↓
x54	15.8	10.1	10 1/8	0.370	3/8	3/16	10.0	10	0.615	5/8	1.12	1 5/16	13/16	↓	↓
x49	14.4	10.0	10	0.340	5/16	3/16	10.0	10	0.560	9/16	1.06	1 1/4	13/16	↓	↓

Figura 105. Dimensiones de la viga de acero W10 x 54

Fuente: AISC Steel Construction manual 13th.

Tabla 103. Características de la viga de acero W10 X 54

Sección	Unidades	Profundidad	Espesor del	Alas		Área (in ²)	Peso Nominal(lb/ft)
		(d)	Nervio (tw)	Ancho (bf)	Espesor (tf)		
W 10 x 54	in	10.10	0.37	10.00	0.615	15.80	62
	cm	25.65	0.94	25.40	1.56		

Fuente: AISC Steel Construction manual 13th

Últimamente queda definido la sección de viga con W10 x 54, cumpliendo con el momento y cortante resistente por encima del momento y cortante máximo actuante.

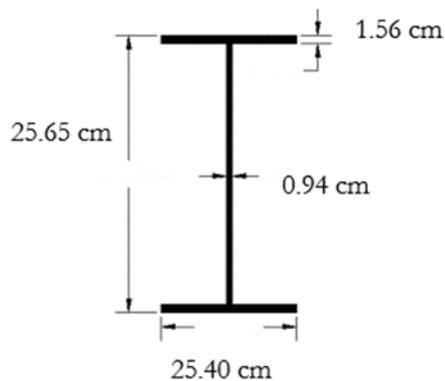


Figura 106. Sección de la Viga W10x 54.

Fuente: Elaboración propia

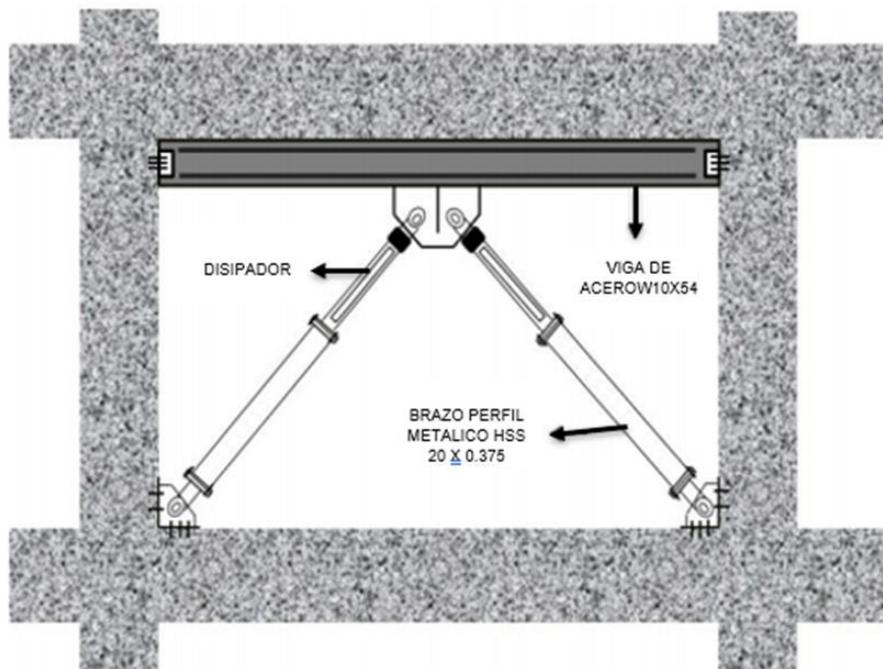


Figura 107. Diseño final del pórtico con acoplamiento del disipador en disposición “Chevron Brace Mejorado”.
Fuente: (Chávez, 2017, P.202).

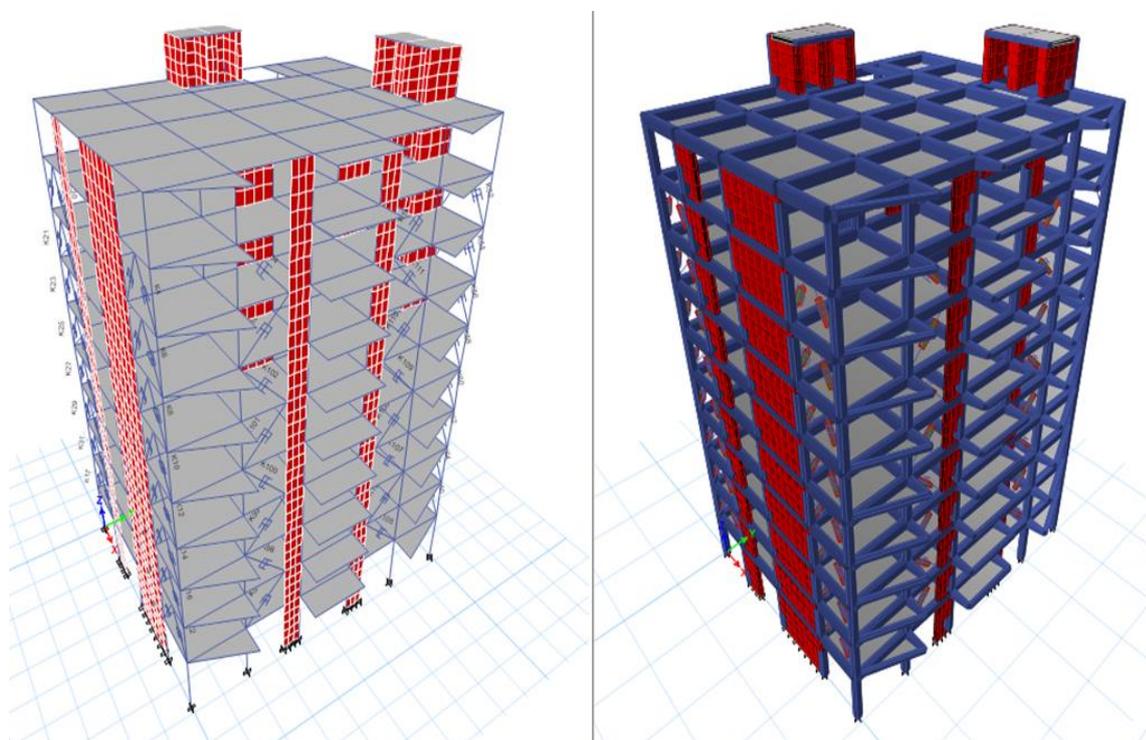
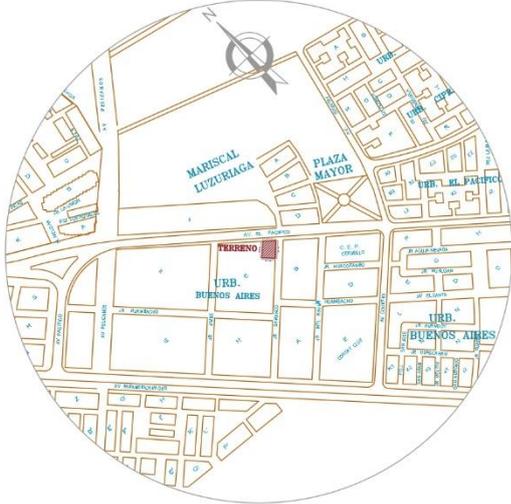


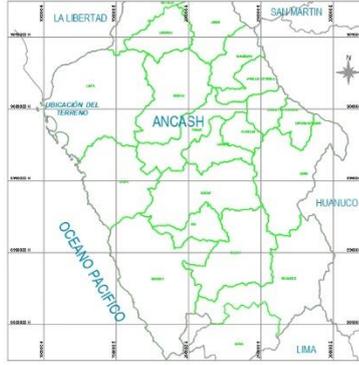
Figura 108. Vista de la edificación de 10 niveles con los disipadores acoplados en disposición Diagonal y Chevron Brace Mejorado
Fuente: Programa ETABS 2016. Elaboración propia.

ANEXO N°10

PLANOS



PLANO UBICACIÓN
ESCALA: 1/10000



PLANO LOCALIZACIÓN
ESCALA: 1/2500000



PLANO LOCALIZACIÓN
ESCALA: 1/2500000



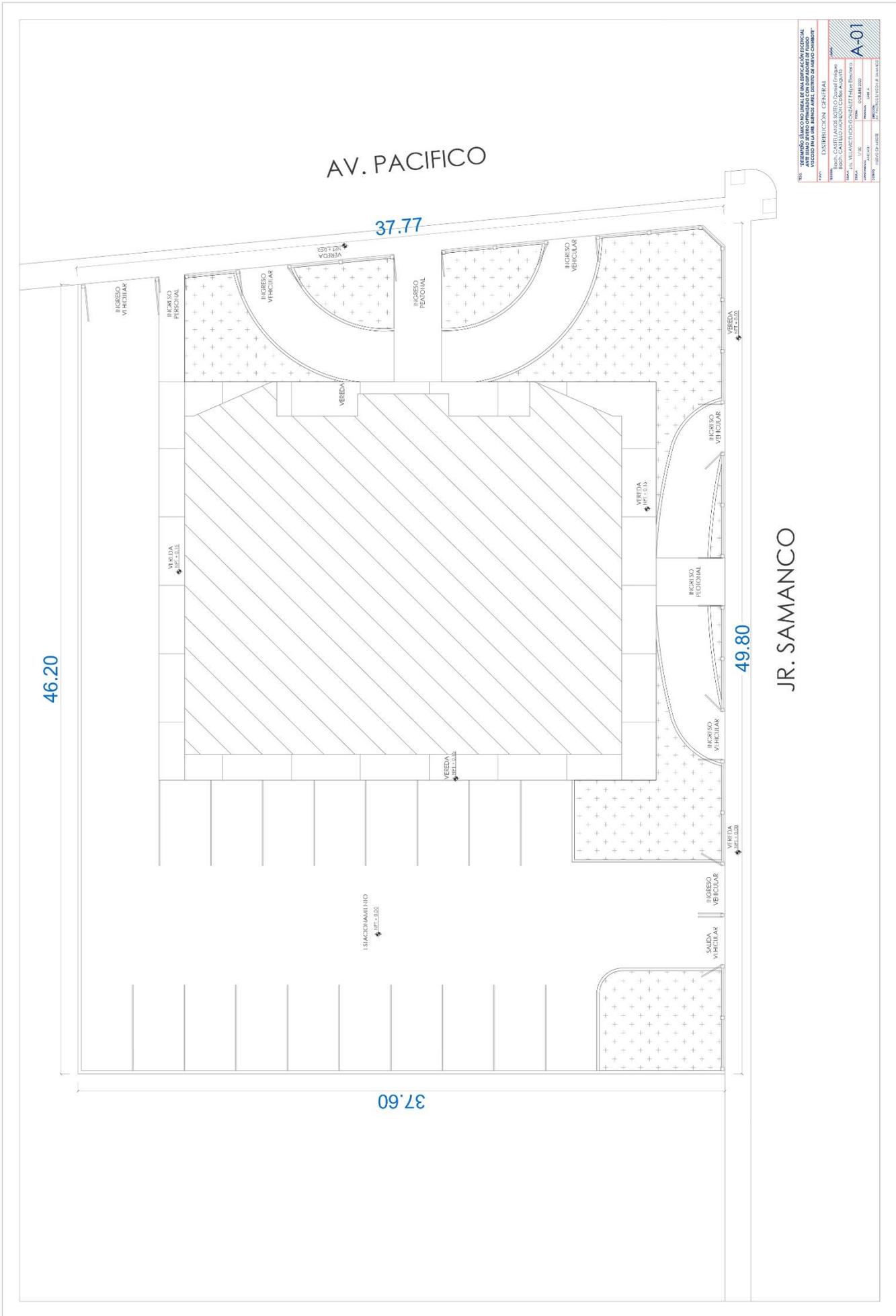
PLANO TOPOGRÁFICO
ESCALA: 1/2500

LIMITES DEL TERRENO		DISTANCIA
POR EL NORTE	LOCAL DE EVENTOS	46.21 m.
POR EL SUR	JR. SAMANCO	49.83 m.
POR EL ESTE	AV. PACIFICO	36.63 m.
POR EL OESTE	COLEGIO INICIAL	37.61 m.

PERIMETRO = 170.28 m.
AREA TOTAL = 1778 m²

TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"			
PLANO: PLANO DE UBICACIÓN - URB. BUENOS AIRES			
AUTORES: Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto			
ESCALA: Ms. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio			
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	OCTUBRE 2020
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACIFICO SIN CON JR. SAMANCO

U-01



AV. PACIFICO

37.77

46.20

37.60

49.80

JR. SAMANCO

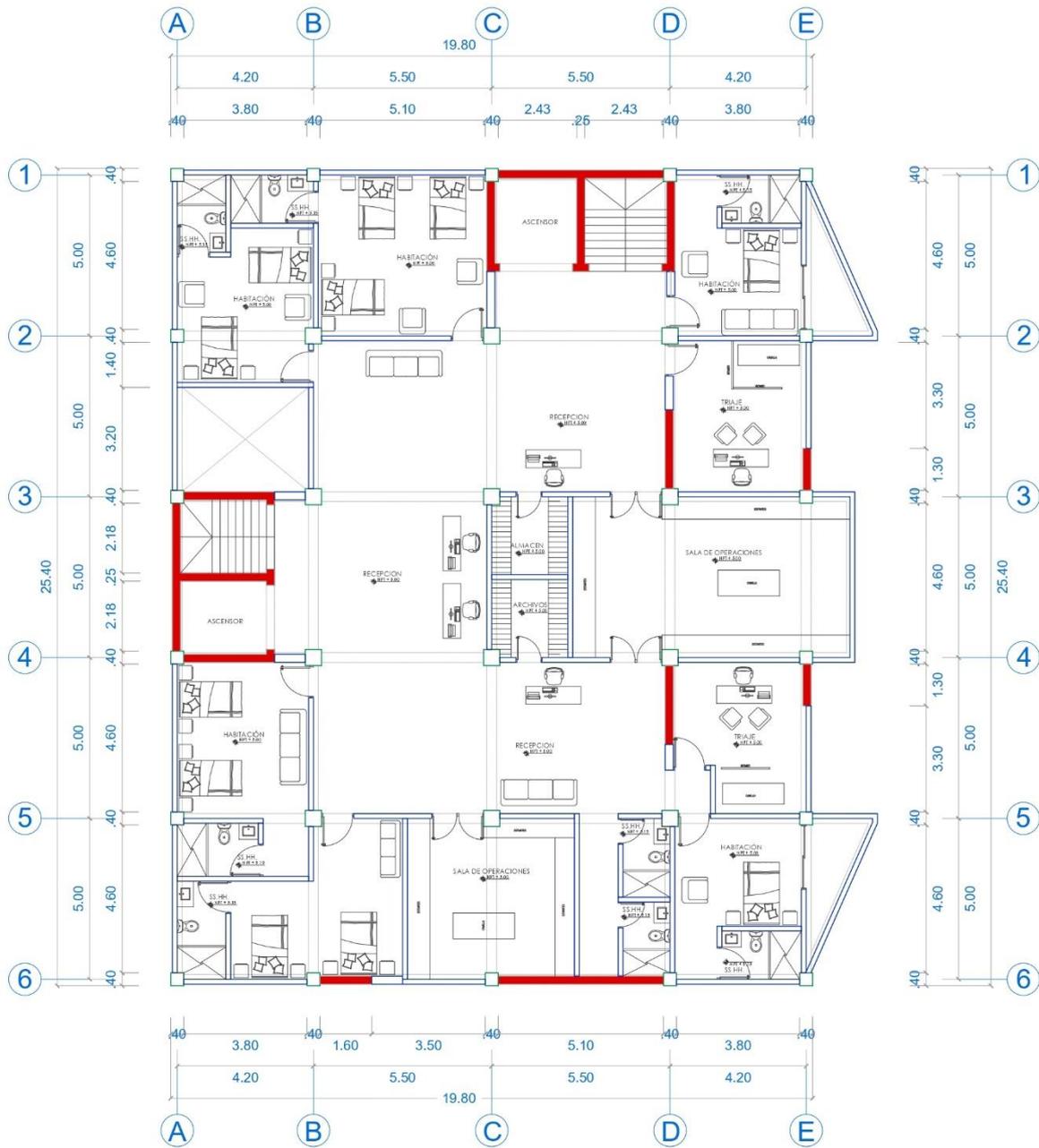
INSTITUCION: DISTRIBUCION GENERAL PROYECTO: BARRIO SAN JUAN DE LOS RIOS UBICACION: AV. VILLAVIEJA Y AV. SAN JUAN DE LOS RIOS, DISTRITO DE SAN JUAN DE LOS RIOS, PROVINCIA DE SAN JUAN DE LOS RIOS, PERU.	
DISEÑADOR: BOB, CASTELLANO, SOTILLO, DANIEL FERRER BOB, CASTELLANO, SOTILLO, DANIEL FERRER	DISTRIBUCION GENERAL A-01
TITULO: PLAN DE DISTRIBUCION GENERAL ESCALA: 1:500 FECHA: 2023-08-15	AUTORIZACION:
DISEÑADOR: BOB, CASTELLANO, SOTILLO, DANIEL FERRER BOB, CASTELLANO, SOTILLO, DANIEL FERRER	APROBACION:
DISEÑADOR: BOB, CASTELLANO, SOTILLO, DANIEL FERRER BOB, CASTELLANO, SOTILLO, DANIEL FERRER	APROBACION:



PLANTA PRIMER NIVEL

TÍTULO:	"DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESSENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"		
PLANO:	DISTRIBUCIÓN DE PLANTA 1ER NIVEL		
TEJIDOS:	Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto		
ESCALA:	Ms. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio		
ESCALA:	1/100	FECHA:	OCTUBRE 2020
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACÍFICO SIN CON. JR. SAHANCIO

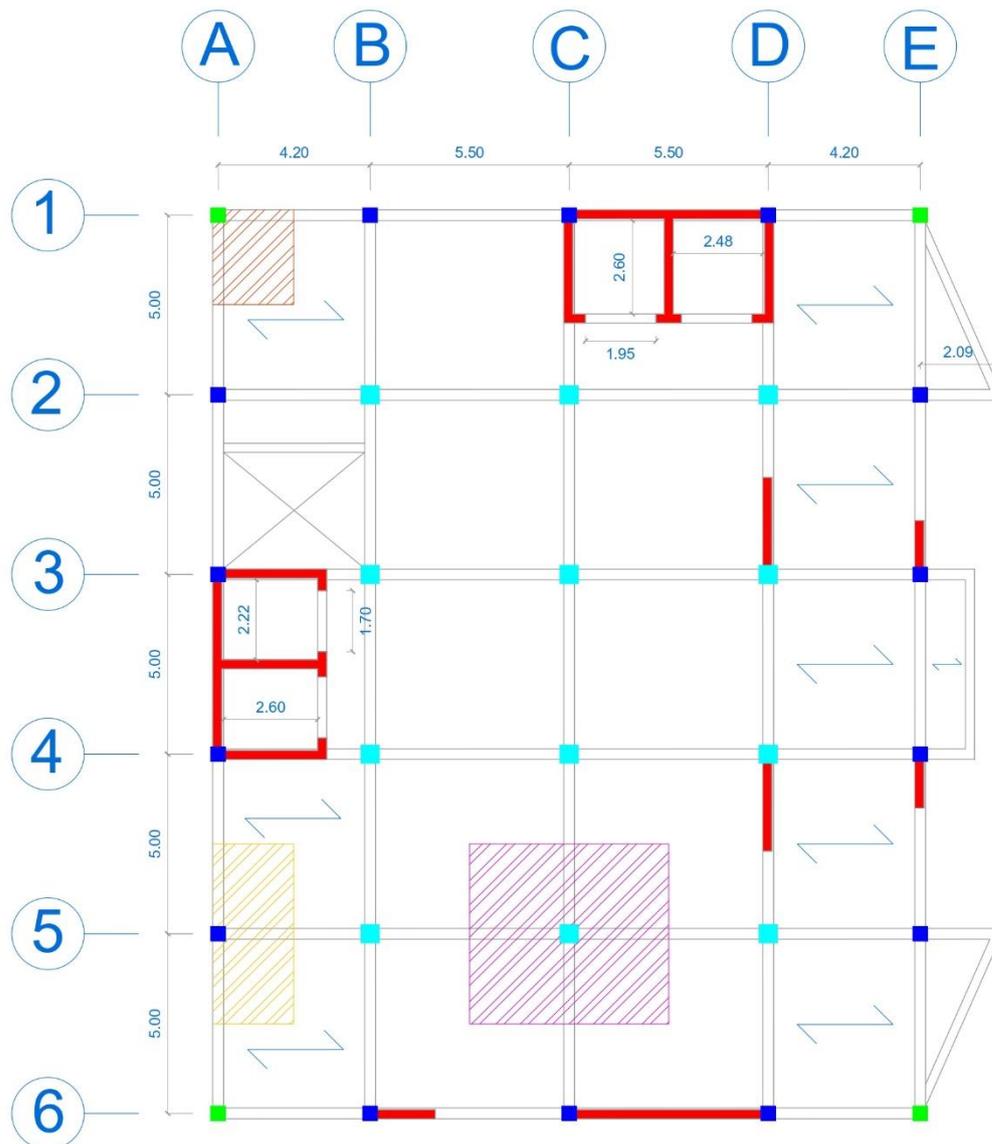
A-02



PLANTAS TÍPICAS 2 - 10 NIVEL

TÍTULO:	"DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"		
PLANO:	DISTRIBUCIÓN PLANTA TÍPICA 2-10 NIVEL		
TEJIDOS:	Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MOHÓN Carlos Augusto		
ESCALA:	Ms. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio		
ESCALA:	1/100	FECHA:	OCTUBRE 2020
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACÍFICO SIN CON JR. SAHANCIO

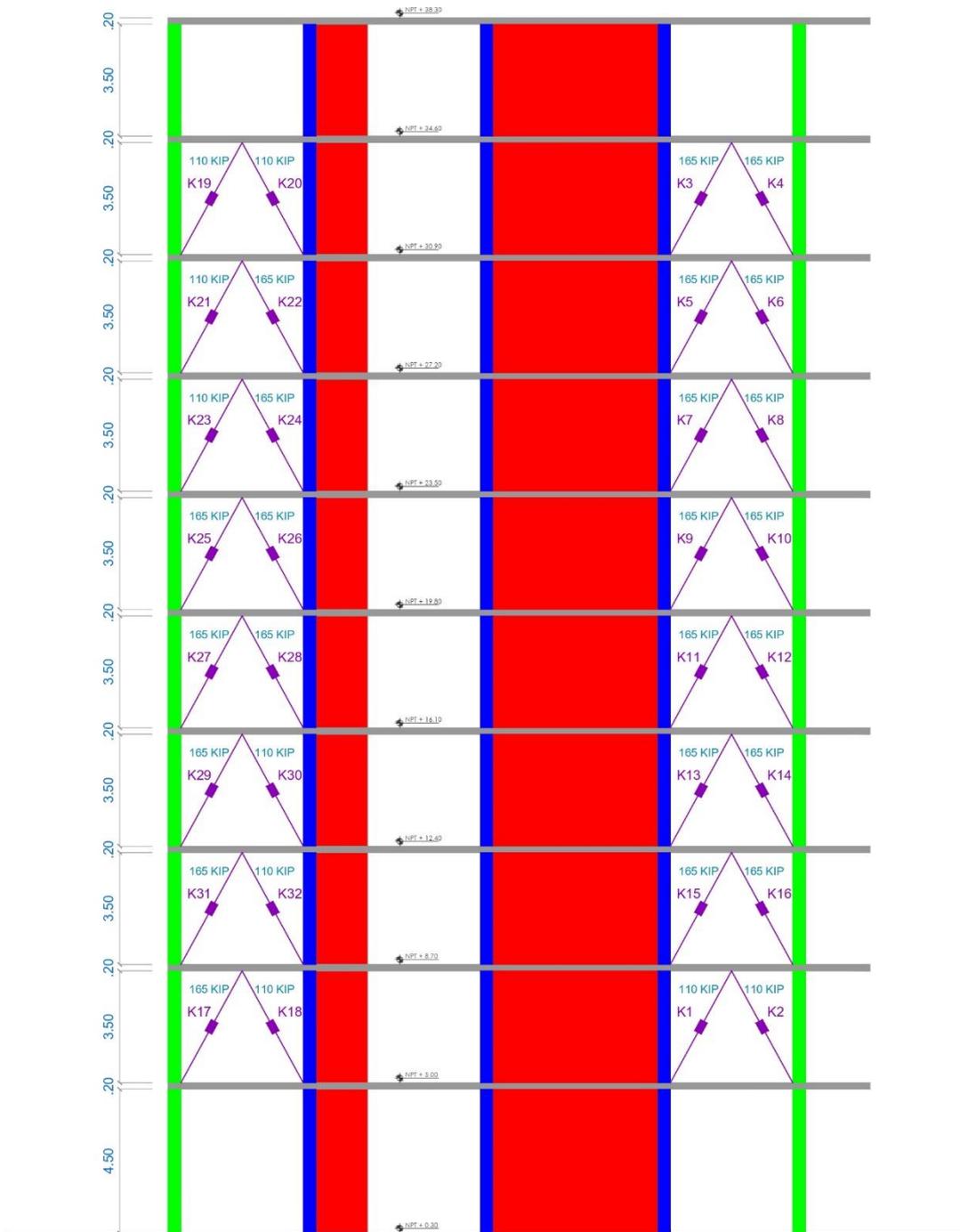
A-03



PLANTAS TÍPICAS 1 - 10 NIVEL

* ÁREAS TRIBUTARIAS PARA PREDIMENSIONAMIENTO

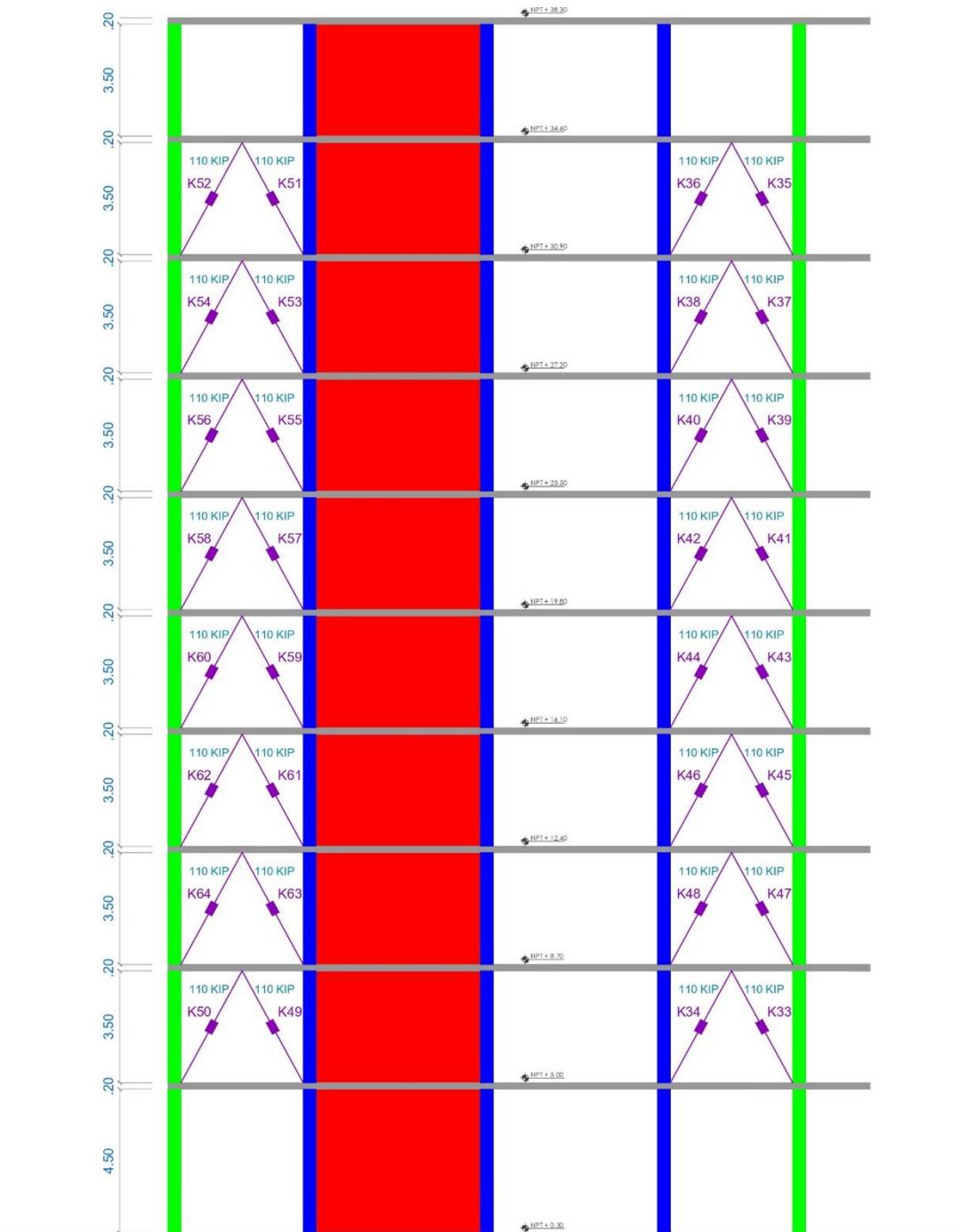
TÍTULO:	"DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"		
PLANO:	DISTRIBUCIÓN PLANTAS TÍPICAS 1-10 NIVEL		
TEJIDOS:	Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique		E-01
	Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto		
ESCALA:	M.s. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio	FECHA:	OCTUBRE 2020
ESCALA:	1/100	DEPARTAMENTO:	ANCASH
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACÍFICO S/N CON JR. SAHIMACO



ELEVACIÓN EN EJE 6

TÍTULO:	"DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"		
PLANO:	ELEVACIÓN EJE 6 DISIPADORES DEL 1 AL 32		
TEJIDO:	Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto		
ESCALA:	M.S. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio		
ESCALA:	1/100	FECHA:	OCTUBRE 2020
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACÍFICO SIN CON. JR. SARMANCO

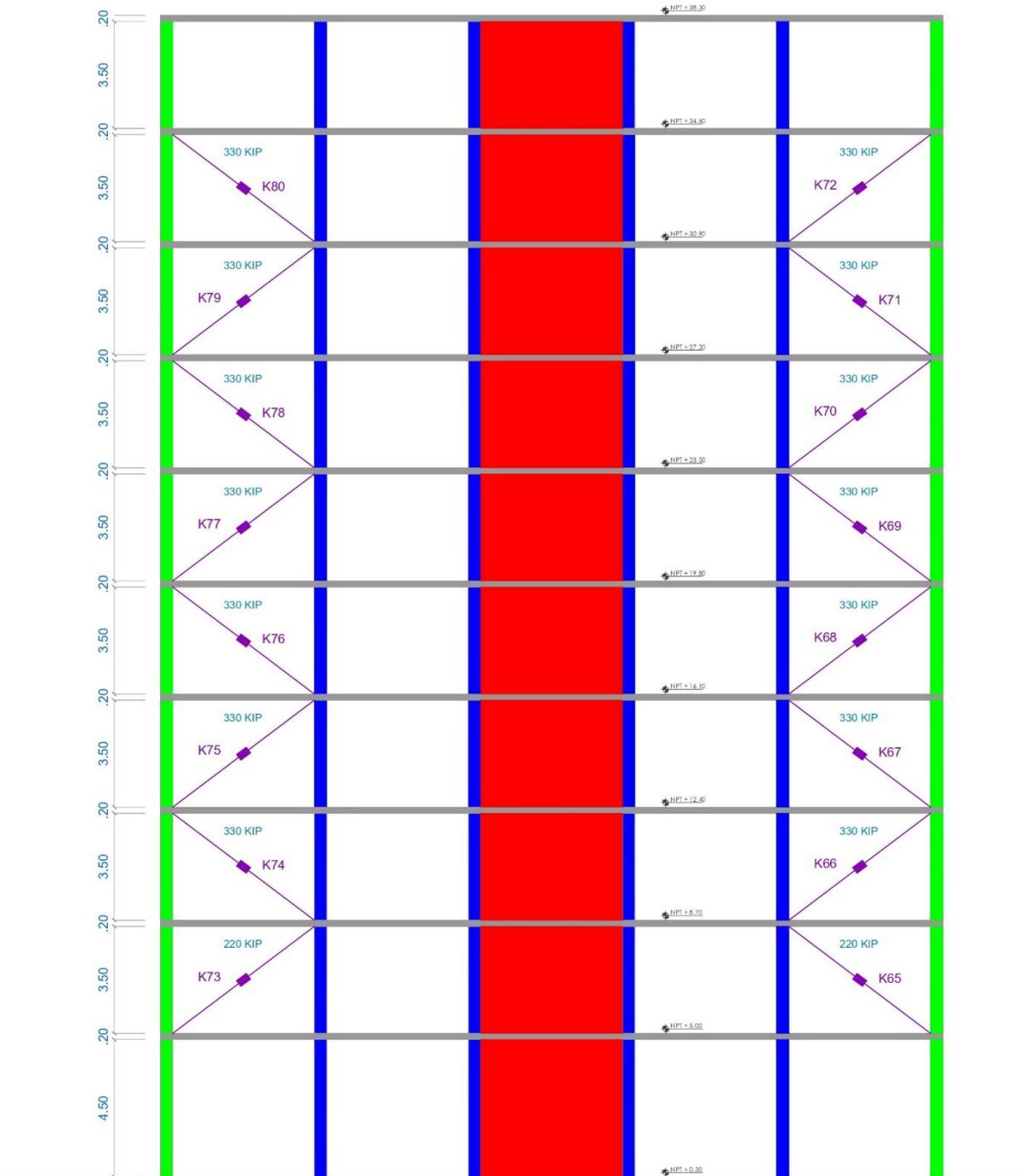
E-03



ELEVACIÓN EN EJE 1

TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"			
PLANO: ELEVACIÓN EJE 1 DISIPADORES DEL 33 AL 64			
AUTOR: Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto			
ESCALA: Ms. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio			
ESCALA:	1/100	FECHA:	OCTUBRE 2020
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACIFICO SIN CON. JR. SAHANCIO

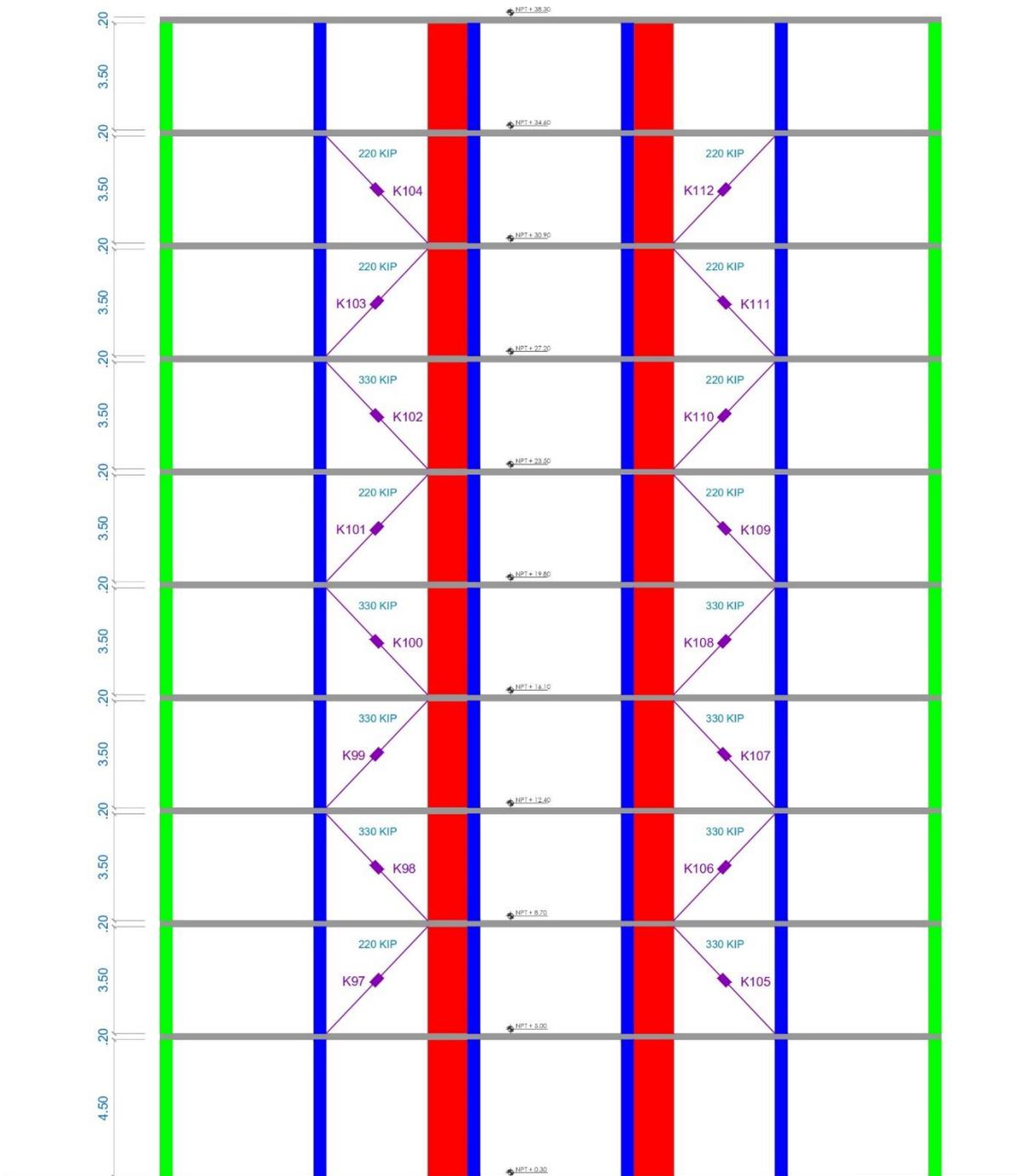
E-04



ELEVACIÓN EN EJE A

TÍTULO:	"DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"		
PLANO:	ELEVACIÓN EJE A DISIPADORES DEL 65 AL 80		
TELERO:	Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto		
ESCALA:	M.s. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio	FECHA:	OCTUBRE 2020
DEPARTAMENTO:	ANCASH	PROVINCIA:	SANTA
DISTRITO:	NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN:	AV. PACIFICO SIN CON. JR. SAMANCO

E-05



ELEVACIÓN EN EJE E

TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"				
PLANO: ELEVACIÓN EJE D DISIPADORES DEL 97 AL 112				
DISEÑADO: Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto				
DISEÑADO: M.S. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ Felipe Eleuterio				
ESCALA: 1/100	FECHA: OCTUBRE 2020			
DEPARTAMENTO: ANCASH	PROVINCIA: SANTA			
DISTRITO: NUEVO CHIMBOTE	DIRECCIÓN: AV. PACÍFICO SIN CON. JR. SAHAMAÑO			E-06

ANEXO N°11

ESTUDIO DE SUELOS

**INFORME TÉCNICO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACION**



PROYECTO DE TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION
ESNCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO
VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

RESPONSABLE: ING. CONSULTOR ALEX DAVID CESIAS ROSADO

SOLICITA:

TESISTAS:

Bach. CASTELLANOS SOTELO Daniel Enrique

Bach. CASTILLO MONZÓN Carlos Augusto

UBICACIÓN:

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

PROVINCIA : SANTA

REGIÓN : ANCASH



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

NUEVO CHIMBOTE, DICIEMBRE DEL 2012

INDICE

1.- GENERALIDADES

- 1.1 ANTECEDENTES
- 1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO
- 1.3 NORMATIVIDAD
- 1.4 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE AREA DE ESTUDIO
- 1.5 CONDICIONES CLIMATICAS Y ALTITUD DE LA ZONA
- 1.6 CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

2. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

- 2.1- GEOLOGÍA LOCAL
- 2.2- GEODINÁMICA EXTERNA
- 2.3 SISMICIDAD

3.- INVESTIGACIONES DE CAMPO

- 3.1.- EXCAVACION DE CALICATAS
- 3.2.- TOMA DE MUESTRAS
- 3.3.- ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA (DPL)

4.- ENSAYOS DE LABORATORIO

5.- PERFILES ESTRATIGRAFICOS

- 5.1.- CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES DE EXCAVACIÓN

6.- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

- 6.1.- PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION
- 6.2.- TIPO DE CIMENTACION
- 6.3.- DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA
- 6.4.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE
- 6.5.- CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

7.- DETERMINACION DE PARAMETROS DEL SUELO

- 7.1.- OBTENCION DEL COEFICIENTE DE BALASTO (K_s)

8.- PROBLEMAS ESPECIALES EN LA CIMENTACION

- 8.1.- LICUACION DE SUELOS
- 8.2.- AGRESION AL SUELO DE CIMENTACION

9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

- Resultado de los Ensayos de Laboratorio.
- Plano de Ubicación de calicatas
- Panel Fotográfico.



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5596

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS:

PROYECTO DE TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

1.1 GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

Con el fin de realizar el proyecto de tesis denominado: "Desempeño sísmico no lineal de una edificación esencial ante sismo severo optimizado con disipadores de fluido viscoso en la urb. Buenos aires, Distrito de Nuevo Chimbote", se ha procedido a realizar el presente estudio a fin de proporcionar los datos necesarios que sirvan para el diseño de dicha proyecto.

1.2 Objetivo del Estudio

El presente trabajo tiene por objetivo realizar la verificación de las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo de fundación, en el área proyectada para las estructuras.

Esta evaluación se realizó por medio de trabajos de laboratorio, campo y gabinete, que incluyen la excavación de 01 calicata ó pozo a cielo abierto, 01 ensayo DPL, ensayos de laboratorio, a fin de obtener las principales características físicas y propiedades índice del suelo, sus propiedades de agresividad química y realizar las labores de gabinete en base a los cuales se define los perfiles estratigráficos y las recomendaciones generales, estos resultados permitirán definir las actividades del proceso constructivo dependiendo del tipo de suelo encontrado, (suelo normal, semirocoso ó rocoso), para estimar los costos unitarios asociados al presupuesto de la obra en la partida de excavaciones.

1.3 Normatividad

El presente estudio de Mecánica de Suelos con fines de verificación de diseño de cimentaciones se encuentra enmarcado dentro de la Norma E-050 sobre Estudio de



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

Suelos y Cimentaciones, la cual forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones

1.4 Ubicación y descripción del Área de Estudio

El área donde se desarrollará el estudio, se encuentra ubicado en el Jirón Samanco y la Avenida Pacifico, localizada en el Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Geográficamente la zona en estudio se encuentra ubicada entre las coordenadas UTM Este 17L 771095.48m E y 8990747.23 de coordenadas Sur. Siendo su altitud de 18.00 m.s.n.m. como se muestra en la Figura N° 01.



FIGURA N° 01: Ubicación del área de estudio (Fuente Carta Google earth)

El área del terreno es de forma irregular, en el interior del terreno donde se tiene la ejecución del Proyecto.

1.6 Condiciones Climáticas y Altitud del Área de Estudio

El clima de la zona de estudio es cálido, su temperatura varía entre los 14° C como mínima y los 28° C como máxima, tiene la característica de presentar una temperatura

cálida durante el verano y suave, abrigado durante el invierno, lo que hace que solo estas dos estaciones se noten durante todo el año.

1.7 Características del Proyecto

El proyecto de tesis contempla el diseño de:

- 01 edificación de 10 niveles no presenta sótano.



2.1 GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1.-Geología Local

La ciudad de Chimbote se localiza en los depósitos aluvionales del río Lacramarca, a lo largo de la bahía de Chimbote. Al Norte y Sur Este de la ciudad de Nuevo Chimbote se presentan montañas de rocas y colinas, las cuales están cubiertas parcialmente por arenas eólicas. La superficie geológica de la ciudad puede ser clasificada de la forma siguiente:

- **Base de Rocas.**- cuyo principal componente son los volcánicos andesíticos del cretáceo con formas y piedra arenisca y roca granítica intrusiva. Las rocas volcánicas de la formación Casma son metamórficas por la intrusión de las graníticas. Ellas son expuestas en gran parte de las colinas del norte de la ciudad (colina Chimbote y Cerro Tambo Real).

Mientras los granitos, forman probablemente una parte de los Batolitos Andinos que constituyen las Colinas al S.E. de la Ciudad (Pampa de Irrigación Chimbote) al este de la llanura aluvional del río Lacramarca.

- **Depósitos Aluvionales.**- ellos son unos pocos abanicos aluvionales que se extienden alrededor de las tierras bajas. Una de las más importantes es la llanura aluvional del río Lacramarca; los otros dos son el abanico aluvional del área inundable desarrollada al pie de las colinas de Chimbote y la Pampa de Irrigación de Chimbote, además de los restos del antiguo depósito aluvional del Río Lacramarca que se ubica en la parte baja de la falda de la colina al Norte del depósito aluvional del río Lacramarca; la terraza tiene 10 a 50 mts. de ancho y cerca de 20 mts. De altura, sobre el actual depósito aluvional.

- **Ribera de Playa.**- alrededor de la ciudad hay actuales y antiguas riberas de playa a lo largo de la actual costa. La actual Ribera de Playa; se desarrolla a lo largo de la bahía de Chimbote y comprende aproximadamente 20 y 100 mts. de ancho y 3 y 5 mts. de altura sobre el nivel del mar. Esta consiste en capas de arena de playa de granos gruesos y laminados con fragmentos de conchas marinas. Las arenas de playa se

encuentran mezclas parcialmente con arcilla en la parte superior del declive de la parte central de Chimbote. Antiguas Riberas de Playa; la parte Norte de la ciudad de Chimbote está conformada por 3 riberas de playa, de las cuales 2 están al interior de la tierra y son riberas de playa antiguas, cuando la línea costera estaba ahí. Una de las más profundas y claras está a 7 m. de altura por encima del nivel del mar; la Av. Olaya esta justo en la cima de esta ribera de playa. Otra antigua ribera de playa es reconocida en la mitad del área de la laguna al sur de Chimbote, limitando al Este con el barrio de Villa María. Esta antigua playa esta a 1 mt. de altitud sobre el área que circunda la laguna.

- **Arenas Eólicas.**- el viento predominante que llega desde el océano con rumbo hacia el NNE transporta arena fina hacia el interior de la bahía formando dunas de arena en la parte Sur de Chimbote. La principal fuente de abastecimientos de arena es la costa sur de la bahía de Chimbote y la costa norte de la bahía de Samanco. Las antiguas arenas eólicas se ubican al Norte de Chimbote.

- **Pantanos.**- se ubican en las tierras bajas del depósito aluvional, donde la napa freática está llegando a la superficie del suelo y el área circundante alta donde el drenaje del suelo húmedo es evitado por la ribera de playa.

El gran pantano se ubica al SE de Chimbote, el cual se desarrolla en la margen Sur del abanico aluvional del río Lacramarca. El agua del pantano es abastecido por manantiales en el interior del pantano; la fuente de las tierras húmedas es el río Lacramarca del cual el flujo de agua se sumerge en el subsuelo a la cabeza del abanico aluvional. El perfil geológico de los pantanos presenta arenas gruesas debajo de los 25 mts; aunque capas de grava son entrelazados en algunos estratos.

Otro pantano es desarrollado en las tierras bajas en el Norte de Chimbote, específicamente en las columnas del Norte y al Este (en el Cerro Tambo Real), así como al Sur de esta área en el cono aluvional aledaños a la ribera de playa en el oeste.

- **Tierras Bajas.**- en el Valle diseccionando los depósitos aluvionales.- el abanico aluvional del río Lacramarca esta diseccionando por un pequeño valle reciente ubicado en el perímetro Norte. Estos valles son desarrollados tierra adentro por la cabeza de erosión desde la escarpa del mar norte 2 – 3 mts. de altura sobre su nivel. Estas cabezas de los valles alcanzan generalmente 1 Km. o menos de la línea costera. El gran valle se ubica al sur del centro de la bahía de Chimbote que tiene cerca de 2 km. de largo.



Alex David Cestas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

2.2.1 Impacto de la Acción Pluvial

La actividad pluvial en el área de estudio es casi nula, sin embargo el río Lacramarca, de régimen eventual, capta las aguas pluviales de la cuenca alta; más aún durante los eventos del fenómeno de El Niño que se ve recargado hidricamente durante pocos días.

La acción pluvial causa la activación de las líneas de talweg y la formación de lagunas

a. Activación de las líneas de Talweg

Está referida a la recarga hídrica de las depresiones del terreno, ya sea superficialmente a través del cauce del río Lacramarca y los drenes que cruzan la ciudad, y a través de la infiltración del subsuelo.

La activación de las líneas de talweg causan los siguientes peligros:

- Inundación por desborde del Río Lacramarca:

Está referido al rebalse de las aguas del río Lacramarca que causan inundación del área aledaña a la ribera; este hecho es coincidente con la ocurrencia del Fenómeno de El Niño, que trae en consecuencia un incremento extraordinario en el volumen de sus aguas (180 m³/seg. en 1998).

El rebalse de las aguas eventuales en el cauce del río Lacramarca, en su cuenca baja se debe a la poca profundidad, los sedimentos que transporta, la velocidad de sus aguas y al suelo arenoso por el cual se desplaza.

En 1998 la inundación afectó los sectores que se señalan en la Lámina N° 2 y causando los siguientes problemas:

- Colapso de los canales IRCHIM y Carlos Leights, cortando el almacenamiento de agua potable en Nuevo Chimbote.
- Interrupción del paso en la Carretera Panamericana Norte y la Av. Pardo.
- En la "curva" a la altura de Santa Clemencia afectó 400 Has. De cultivo; parte de las aguas se canalizaron a través de los drenes que cruzan Chimbote provocando inundación en parte de la ciudad.
- Inundación por desborde del Sistema de Drenaje:

Se refiere al rebalse de las aguas en los 7 canales de drenaje de las zonas de riego, que cruzan la ciudad de Chimbote.



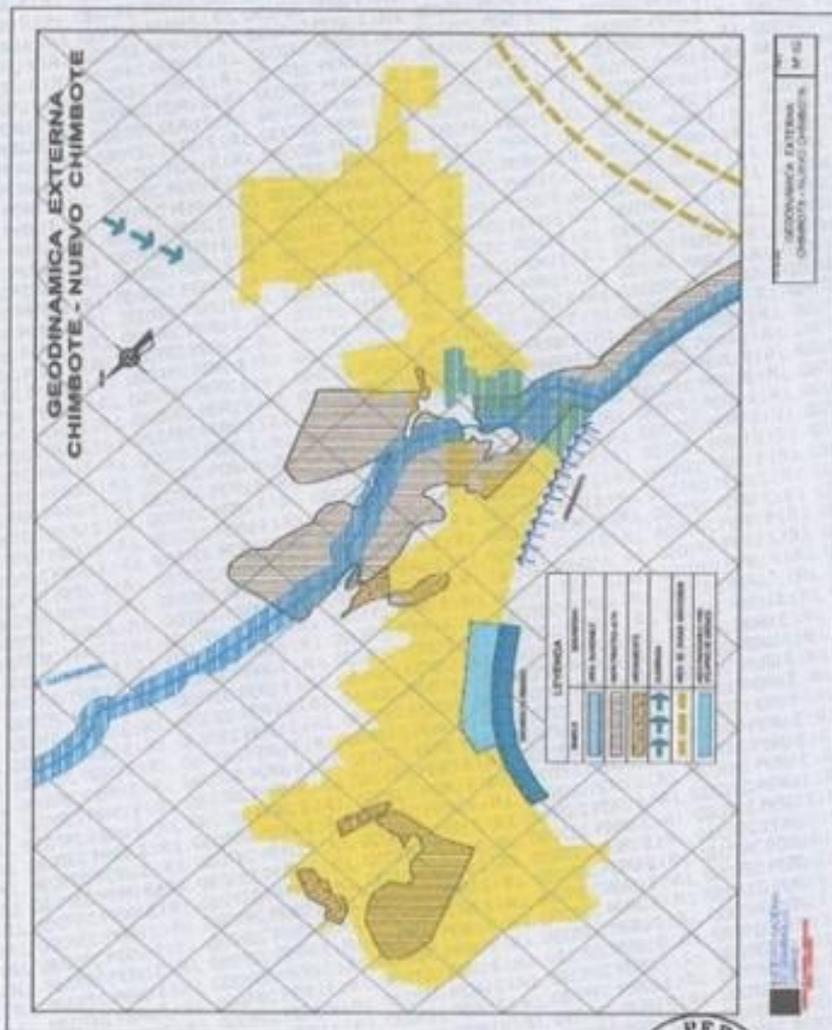
Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 20702
REG. CONSULTOR C5508

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

Los canales de drenaje en el área urbana se encuentran canalizados, con una capacidad total de 0.17 m³/seg. En algunos casos la canalización cruzan manzanas por debajo de las viviendas.

La falta de limpieza en los canales y el inadecuado manejo de las aguas de riego, causan el constante desborde por colmatación, más aún durante los eventos del Fenómeno de El Niño, que sobrecarga hídricamente los canales. Todo ello causa la inundación de las viviendas aledañas a los canales e infiltra sus aguas en el subsuelo elevando la napa freática.



Alex David Cesari Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88762

REG. CONSULTOR C5506

• Elevación de la Napa Freática:

Se refiere al incremento de la napa freática, debido a la infiltración en el subsuelo de las aguas del río Lacramarca y al descontrolado riego del Proyecto Chincas.

Las aguas subterráneas en su escurrimiento hacia el mar son retenidas por el estrechamiento de los drenes superficiales o por la obstrucción del asentamiento urbano, lo cual eleva la napa freática; en caso extremo forma los pantanos o "humedales" (A.H. Villa María, Zona Industrial 27 de Octubre, 3 cabezas, al Este de Laguna de San Juan y Vivero Forestal).

• Avalancha de Lodo o "Huayco":

Se ha detectado que la quebrada San Antonio en Nuevo Chimbote, durante el Fenómeno de El Niño de 1998, desplazó lodo en su cauce, disipándose a corta distancia de la Urb. Bellamar y del reservorio de agua potable, debido al suelo arenoso y al poco caudal; sin embargo queda latente el peligro de "huayco".

b. Formación de lagunas

El afloramiento de la napa freática en las depresiones topográficas ha represado las aguas formando lagunas cuyo nivel de agua es drenado superficialmente al mar (Vivero Forestal) o al río (Laguna PPAO, Villa María, al Sur de A.H. Villa España, etc.)

En otros casos las lagunas tienen como fuente de abastecimiento las aguas superficiales como es el caso de la laguna de San Juan.

Dichas lagunas constituyen peligro en la medida que no cuentan con control de la fuente de abastecimiento o del drenaje, donde cabe la probabilidad de inundación durante las crecientes del río Lacramarca, así como infiltraciones en el subsuelo de las edificaciones aledañas.

2.2.3 Impacto de la Acción Marítima

Las aguas marítimas en su desplazamiento en la bahía forman corrientes marinas locales, las que tienen diversas orientaciones de acuerdo a la atracción de la gravedad de la luna o el sol. En su desplazamiento causan erosión, depositando los materiales finos en las áreas aledañas que causan arenamiento. En otros casos las fuertes corrientes o la alta marea causan indirectamente la inundación de las áreas costeras.



Alex David Cesas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5566

2.2.4 Impacto de la Acción Eólica

Las arenas sueltas son trasladadas a causa de los fuertes vientos que previene del SO y SSO, con velocidad entre 15 y 20 Km./h. formando dunas o arenamiento de superficie.

• Formación de Dunas:

Esta afecta cubriendo con arena todo tipo de edificación, erosionando su base y colapsando la estructura.

Las arenas se presentan tanto al Sur como al Este de Chimbote. Al sur entre la bahía de Samanco y el Aeródromo se halla una gran extensión de dunas en desplazamiento. Así también se tienen dunas en el sector entre el A.H. Los Alamos y la Quebrada San Antonio; las de mayor altura se ubican al Este de Chimbote como la de 3 Cabezas, la de los tanques gemelos y más al Este, la que se ubica en la prolongación de la Av. Jorge Chávez.

2.2.5 GEODINAMICA INTERNA

Corresponde a la evaluación de los efectos de las fuerzas naturales generados por la evolución de la corteza terrestre. Estas fuerzas son las acciones sísmica, tsunamigénica y volcánica, no dándose este último en el caso de la ciudad de Chimbote.

2.2.6 Impacto de la Acción Sísmica

El movimiento tectónico de la placa Oceánica bajo la placa Continental genera la actividad sísmica en el sector occidental de la Cordillera de los Andes.

En el caso de la ciudad de Chimbote, el epicentro de los eventos sísmicos se han ubicado en el mar continental; entre los paralelos 8° y 11° de la latitud sur y entre los meridianos 76° y 79° de longitud Oeste. (Ver Cuadro N° 5)

Los eventos sísmicos más importantes registrados en el área de influencia de Chimbote son los siguientes:



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5508

Cuadro Nº 01

EVENTOS SISMICOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

AÑO	EPICENTRO		INTENSIDAD	MAGNITUD	EFECTOS
	LAT.	LONG.			
1658					Trujillo destruida y daños en el Santa.
1917					Chimbote y Casma, daños moderados.
1937	8.5°	8.0°	VI	6.75	Chimbote, Trujillo, Casma y Salaverry; diversos daños.
1656	8.7°	77.2°	VI		Huánuco, causa daños
1966	10.7°	78.7°	VII	7.5	Tsunami en Callao, afecto Chimbote con olas de 4.3 mts.
1970	9.2°	78.8°	—	7.7	Epicentro mar adentro de Chimbote. Afectando los departamento aledaños.

ELABORACION : Equipo Técnico INADUR. Estudio: Mapa de Peligros y Plan de Usos del Suelo de la Ciudad de Chimbote. Febrero 2000

FUENTE : Plan Director de Chimbote 1973.

2.2.7 Impacto de Acción Tsunamigénica

El Perú se encuentra en una zona de subducción donde la generación de sismos de tipo tectónico es frecuente. De todos los sismos tectónicos los mayores y más destructivos ocurren en el área oceánica costera y son los que generan los tsunamis. Con mayor frecuencia éstos se presentan en la costa central y sur del Perú.

a. Antecedentes de Tsunamis

Desde hace 400 años en nuestras costas se han presentado 210 tsunamis, generados por terremotos submarinos cercanos o lejanos, siendo los primeros los que han ocasionado mayores daños. De acuerdo al cuadro adjunto en la Costa Sur y Centro presentan un mayor registro de tsunamis; debido a que se encuentran más próximas a la fosa que se extiende entre Callao (Perú) y Valdivia (Chile) donde se han producido la mayoría de los sismos.



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP-168202

REG. CONSULTOR C5598

Cuadro Nº 2

SISMOS Y TSUNAMIS EN LA COSTA PERUANA

1555 – 1974

COSTA	SISMOS Y TSUNAMIS
NORTE	53
CENTRO	61
SUR	96

El último evento de tsunami fue registrado el 21 de Febrero de 1996, con magnitud Ms estimada entre 6.6 y 6.7; se ubicó entre los 9.5° y 80.2w; a una distancia de 185 Km. de la ciudad de Chimbote y a 40Km. de la fosa; teniendo como profundidad focal 21 Km. y altura de agua por encima de la zona de ruptura de 3,000 m.

De lo ocurrido se esperan futuros eventos con mayores posibilidades destructivos, si el sismo generado se ubica en aguas profundas, y adopta mayor altura de agua encima de la zona de ruptura.

b. Tiempo de llegada y Altura de Ola

Para aquellos tsunamis destructivos que pudieran generarse cerca de la costa (entre el litoral y la isobata 20 mts.) se ha determinado que el tiempo de llegada de la primera ola a la costa sería de 25 minutos, siendo este el tiempo que dispone la población para evacuar la zona inundable. Así también se ha determinado que la altura de Ola del Tsunami en la costa sería de 4.0 m. tanto al Norte y Sur de la bahía de Chimbote.

Además se estima una altura de ola 5.00 m. para el área central de ribera de la bahía.

2.3 SISMICIDAD

2.3.1 Sismicidad.

Desde el punto de vista sísmico, el territorio Peruano, pertenece al Círculo Circumpacífico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero, dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor ó menor frecuencia de estos movimientos, así tenemos que las Normas Sismo - resistentes del Reglamento Nacional de Construcciones, divide al país en cuatro zonas:



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
OIP N° 88703
REG CONSULTOR 05500

Parámetros de Diseño Sismo Resistente

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

(a) Factor de Zona _____ $Z = 0.45$ (**)

(b) Condiciones Geotécnicas

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S2, que corresponde a un suelo intermedios.

(c) Periodo de Vibración del Suelo _____ $T_0 = 0.6$ seg

(d) Factor de Amplificación del Suelo _____ $S = 1.05$

(e) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Se calculará en base a la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_0}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Para T = Periodo de Vibración de la Estructura = H/Ct

(f) Categoría de la Edificación _____ A

(g) Factor de Uso _____ U = 1.5

(h) La Fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

Para :

V = CORTANTE BASAL

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

Z= FACTOR DE ZONA

U= FACTOR DE USO

S= FACTOR DE AMPLIFICACION DEL SUELO

C= FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

R =COEFICIENTE DE REDUCCION

P= PESO DE LA EDIFICACIÓN



Alex David Cestas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 89702
REG CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

"El área en estudio, corresponde a la zona 4, el factor de zona se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

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

2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la **Zona de alta sismicidad (Zona 4)**, existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII y IX en la escala Mercalli

3.0.- INVESTIGACIONES DE CAMPO

Las investigaciones de campo que se describen son aquellas destinadas al análisis geotécnico de la cimentación de la edificación.

Los trabajos de campo han sido realizados por el Consultor y su personal profesional, técnico y obrero en el mes de diciembre del 2018 y han consistido básicamente en La evaluación geológica-geotécnica "in situ" del suelo de cimentación del Proyecto.

3.1 Excavación de Calicatas

Con el objeto de identificar los diferentes estratos de suelo y su composición, se ejecutó 01 excavación manual a cielo abierto (calicatas), alcanzando profundidades variables.

En las calicatas se realizó el registro de excavación de acuerdo a la norma ASTM D-2488. Se tomaron muestras disturbadas de las calicatas las cuales fueron identificadas convenientemente y embaladas en bolsas de polietileno que fueron remitidas al laboratorio para la ejecución de los ensayos correspondientes.

En el cuadro N° 01 se presenta un resumen de las calicatas ejecutadas en el área en evaluación.

Cuadro N° 01
Resumen de calicatas

Calicatas	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	N° de Muestras Alteradas
C - 1	3.00	NP	1

N.P: No Presenta

3.2 Toma de Muestras

Toma de muestras alteradas de la calicata ubicada en el área de estudio, que permitan la ejecución de ensayos de laboratorio y recopilación de información, destinada a obtener las propiedades físico-mecánicas y químicas.



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5506

3.3 Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL)

Con el objeto de estimar los parámetros de resistencia del suelo de fundación se han ejecutado un total de 01 ensayo de penetración dinámica ligera (DPL). Estos sondajes han sido denominados DPL-1, ubicado en el área de estudio.

El ensayo DPL (DIN 4094), consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm de una punta cónica de 60° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo nos permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor "N" de resistencia a la penetración estándar en función del tipo de suelo, para cada 30 cm de hincado.

El cuadro N° 02 se presenta un resumen de los ensayos de penetración dinámica ligera (DPL) y las profundidades alcanzadas.

Cuadro N° 02
Resumen de los ensayos DPL

Sondaje	Profundidad (m)	Ubicación
DPL-1	4.20	Al costado de la calicata C-1

En anexos se presentan los registros de los ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL) donde se indican las profundidades alcanzadas, se realizó 01 (tres) DPL con profundidad de 4.2 m, que llegó a 56 golpes indicando presencia de Arenas finas.

Para el punto de investigación se ha efectuado la descripción del perfil estratigráfico y la toma de muestras de los estratos que conforman el suelo de fundación que se ubica los registros de sondaje de anexos.

4.0.- ENSAYOS DE LABORATORIO

Se seleccionaron muestras alteradas representativas del suelo que debidamente identificadas se remitieron al laboratorio para los ensayos correspondientes para la identificación y clasificación de suelos, cuyos resultados de laboratorio se presenta en el Anexos de granulometría. Asimismo, se realizaron ensayos de análisis químicos para determinar el contenido de sulfatos y cloruros, en muestras de suelos alterados y representativos. Los reportes se incluyen también en el Anexo de Análisis químico.



GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

La cantidad de ensayos y resultados de laboratorio realizados se muestran en el cuadro N°3 y N°4, bajo las normas de la American Society for Testing and Material (ASTM), AASTHO, USBR E8.

CUADRO N°3: CANTIDAD DE ENSAYOS DE LABORATORIO

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	W%	LL	LP	LP	SUCS	S.S.T. (ppm)	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)
C-01	M-1	3.00	1	1	1	1	1	1	1	1

Donde:

W% : contenido de humedad

LL.% : Limite liquido

L.P. % : Limite plástico

CUADRO N°4: RESULTADOS DE LABORATORIO

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	W%	LL	LP	LP	SUCS	DESCRIPCION
C-01	M-1	0.00-3.00	0.80	0.00	0.00	0.00	SP	ARENAS FINAS MAL GRADUADAS

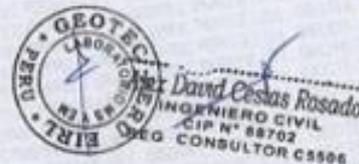
Donde:

W% : contenido de humedad

LL.% : Limite liquido

L.P. % : Limite plástico

I.P. % : Índice plástico



Los resultados del análisis fisico-químico efectuado con 01 muestra representativa del subsuelo, muestran los siguientes valores en el cuadro N°5:

CUADRO N°5: Resultados de Análisis Químicos.

Calicata	Muestra	Prof. (m)	S.S.T. (ppm)	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)
C-01	M-1	0.00-3.00	817	520	698

Dichos valores se encuentran por debajo de los límites máximos Permisibles de agresividad al concreto, pero lo que se recomienda emplear Cemento Portland Tipo MS en la preparación del concreto armado.

5.0.- PERFILES ESTRATIGRAFICOS

La descripción de los materiales encontrados en la calicata efectuada, se presenta en el formato especial, "Perfil Estratigráfico", el formato presenta características del tipo de excavación utilizado, a cielo abierto (calicata), el número de muestra que corresponde para la misma calicata, una simbología que representa al material una breve descripción de lo observado en el campo y algunos resultados de laboratorio, si fuera necesario.

La Clasificación de Suelos se realizó bajo los criterios del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C8508

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

Calicata N° 01:

REGISTRO DE EXCAVACION Y SONDAJE							
PROYECTO : "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"							
UBICACION : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DE SANTA-ANCASH							
FECHA : DICIEMBRE DEL 2018							
CALICATA: 01		PROFUNDIDAD: 3.00 M		NIVEL FREATICO: N.P.			
Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			TR (gr. Arc)	LL			
0.00							
	C						
	A						
	L						
	I					Arenas finas mal graduadas de granos subredondeados no presenta fines de color beige claro	SP
	C						
	A						
	T		M-1				
	A						
3.00							

Página 1



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5598

5.1.- CLASIFICACION DE LOS MATERIALES DE EXCAVACION

El material para efectos de excavación se ha clasificados básicamente en 3 tipos la cual se detalla en el Cuadro N° 06:

Roca Fija (RF): Cuando requieren de uso sistemático de explosivos para su afloje y remoción.

Roca Suelta, Fracturada o blanda (RS): Removible con maquinaria y uso de explosivos en menor porcentaje para su afloje y posterior remoción.

Material Común (MC): Material removible con medios manuales y/o mecánicos. Para el caso del movimiento de tierras en la construcción, se ha de utilizar la clasificación del material de excavación siguiente.



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88792
REG CONSULTOR C5506

Cuadro N° 06

VOLUMEN DE CORTE			
Descripción	MC %	RS %	RF %
Edificación	100	0	0

6.- ANALISIS DE LA CIMENTACION

A continuación, se presenta el análisis de cimentación, desarrollado sobre la base de los resultados de la evaluación geotécnica.

6.1. Profundidad de la Cimentación

Tomando en cuenta las características de los suelos encontrados en las investigaciones de campo y laboratorio, las dimensiones de las estructuras proyectadas y los niveles de carga impuesta por estas últimas, se ha considerado la profundidad de cimentación de 1.70m con la finalidad de proporcionar a la cimentación un soporte y confinamiento adecuado.

6.2.- Tipo De Cimentación

Por la naturaleza del tipo de suelo se recomienda una cimentación superficial que el Ingeniero estructural y/o el Arquitecto debe adecuarlos según su diseño y proyecto, ya sea con cimientos corridos, zapata aisladas, zapatas conectadas o losa de cimentación según corresponda y a la profundidad mínima indicada. Para este caso se recomienda

el uso zapatas conectadas con vigas de cimentación apoyadas sobre un solado de 0.10mts previamente se densificara el terreno natural hasta alcanzar compactado al 95% de su máxima densidad seca del ensayo Proctor modificado, siendo el nivel de fundación de zapatas de la estructura a 1.70m,

6.3. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

A continuación, se presenta los parámetros de resistencia utilizados para el cálculo de la capacidad admisible del terreno,

Los valores del peso volumétrico constituyen parámetros dentro de ciertos rangos ampliamente conocidos y aceptados en Ingeniería, por lo cual se incorpora la tabla con los parámetros referenciales.

En cuanto a los valores del peso unitario, estos fueron determinados según el siguiente cuadro:

Suelo de Cimentación	Ángulo de Fricción (ϕ) y Peso Específico (γ)
Arenas mal graduadas	37.25° ; 1.69 gr/cm ³

Debido al estado de compacidad media del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del ángulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local.

$$\phi = \text{Arctg} (2/3 \text{tg}(37.35^\circ))$$

$$\phi = 26.96$$

Luego trabajaremos con $C = 0.0 \text{ k/cm}^2$ y $\phi = 27^\circ$



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

Cuadro N° 7.0

Resumen de los parámetros de resistencia

Df (m)	γ (g/cm ³)	Cohesión n (kg/cm ²)	ϕ (°)
2.00	1.69	0,0	27

Se adjunta la referencia bibliográfica correspondiente al Cuadro desarrollado por Hunt (1,984), donde se aprecia tipos de suelos con sus correspondientes valores Phi (ϕ):

Tabla V.6
PROPIEDADES COMUNES DE LOS SUELOS NO COHESIVOS (HUNT, 1984.
Cortesía de McGraw-Hill)

Material	Composición	D ₁₀ (%)	N (t)	Densidad seca	Índice de	Ángulo de
				γ_d (g/cm ³)	poros e	
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Mediamente densa	50	55	2,08	0,28	36
	Suelta	25	< 28	1,97	0,36	32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Mediamente densa	50	50	1,92	0,39	35
	Suelta	25	< 30	1,83	0,47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Mediamente densa	50	35	1,79	0,49	34
	Suelta	25	< 15	1,70	0,57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Mediamente densa	50	30	1,67	0,60	33
	Suelta	25	< 10	1,59	0,65	29
SM: Arenas limosas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Mediamente densa	50	25	1,53	0,74	32
	Suelta	25	< 8	1,49	0,80	28
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Mediamente densa	50	20	1,41	0,90	31
	Suelta	25	< 4	1,35	1,00	27

(1) N es el número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT. La Tabla V.3 relaciona D₁₀ y N.
 (2) Los valores corresponden a $\gamma_s = 2,65$ (partículas de cuarzo).



Alex David Cesnas Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

6.4. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

En el análisis y cálculo de capacidades de carga se ha tenido en consideración las características encontrados del suelo de fundación, se tomó como referencia los resultados de la calicata C-1.

La capacidad de carga última se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi. Además para el cumplimiento de la NTE E.050, los factores de seguridad frente a una falla por corte serán:

$F = 3$; aplicable para análisis estáticos.

PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Calicata	:	C1
Clasificación de Suelo de Fundación	:	SP
Angulo de Fricción Interna	:	27°
Cohesión	:	0.00 Kg/cm ² .
Densidad Natural	:	1.69 Ton/m ³ .
Profundidad de Suelo de Fundación	:	-1.70 mts



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88792
REG. CONSULTOR C5560



Cuadro N° 08

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (VESIC, 1973)

δ	Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	lg δ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.35	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.65	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70

Se obtiene que los cálculos para cimentación cuadrada de acuerdo a la formula indicada:

$$q_c = 1.3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Tomando en cuenta estos criterios se obtienen los siguientes resultados:



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5308

Cuadro N° 9.0

Valores de Capacidad admisible por resistencia

Tipo de Cimentación	D _c (m)	Ancho de Cimiento (m)	γ (g/cm ³)	c (kg/cm ²)	φ (°)	q _c (kg/cm ²)	q _{ad} (kg/cm ²)
Zapala o-l	0.60	0.60	1.69	0.00	27	2.37	0.79
		0.80	1.69	0.00	27	2.57	0.86
		1.00	1.69	0.00	27	2.76	0.92
	1.00	1.00	1.69	0.00	27	3.21	1.07
		1.20	1.69	0.00	27	3.40	1.13
		1.50	1.69	0.00	27	3.70	1.23
	1.20	1.00	1.69	0.00	27	3.66	1.22
		1.20	1.69	0.00	27	3.85	1.28
		1.50	1.69	0.00	27	4.14	1.38
	1.50	1.00	1.69	0.00	27	4.32	1.44
		1.50	1.69	0.00	27	4.81	1.60
		2.00	1.69	0.00	27	5.30	1.77
	1.70	1.50	1.69	0.00	27	5.26	1.75
		2.00	1.69	0.00	27	5.75	1.92
		2.50	1.69	0.00	27	6.24	2.08
2.00	1.50	1.69	0.00	27	5.93	1.98	
	2.00	1.69	0.00	27	6.42	2.14	
	2.50	1.69	0.00	27	6.91	2.30	



Alex David Céspedes Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C1508

• Ángulo de fricción

De los cuadros podemos recomendar una capacidad de carga por resistencia a profundidad de desplante de 1.70m para cimientos en condiciones estáticas.

Cimentación Cuadrada		
B(m)	Df (m)	qa (kg/cm ²)
1.50	1.70	1.72
2.00		1.88
2.50		2.04

6.5 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

6.5.1 ASENTAMIENTO ELASTICO

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados Asentamientos Totales y los Asentamientos Diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa 2.50 cm (edificaciones), que es el asentamiento máximo para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964). Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos. El asentamiento elástico inicial será:

Cimentación Cuadrada		
B(m)	Df (m)	S (cm)
1.50	1.70	1.05
2.00		1.53
2.50		2.08



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

S(cm): asentamiento

PROYECTO: DISEÑO SISMO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCUELA ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA LINEA SUELOS AERES DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE
UBICACION: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTIAGO - REGION ANCAHUE
FECHA: DICIEMBRE DEL 2015

CALCULO DE ASENTAMIENTO (SI)

$$S_i = \frac{q B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f \quad 1$$

Donde:

Presion por carga admisible	$q_{adm} = 1.79 \text{ kg/cm}^2$
Relacion de Poisson	$\mu = 0.30$
modulo de Elasticidad	$E_s = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
Asentamiento permisible	$S_{i(perm)} = 2.50 \text{ cm}$
Ancho de la cimentacion	$B = 1.50 \text{ m}$
factor de Forma	$I_f = 1.19 \text{ m/m}$

Reemplazando se obtiene lo siguiente:
 Asentamiento $S_{i(max)} = 0.011 \text{ m}$
SI (max) = 1.05 cm

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas (Dr. Ing. Jorge e. Alva Hurtado) publicadas con valores para el tip de suelo existente donde irá desplantada la cimentación. Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida; se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

Por tanto se tiene que:
 $1.05\text{cm} < 2.50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$

6.5.2 ASENTAMIENTO TOLERABLE

El valor del asentamiento inmediato calculado debe comprobarse si es inferior a los valores limites tolerables. Según la Norma Técnica de Suelos y Cimentaciones E.050, establece que el asentamiento diferencial no debe ser mayor que el calculado para una distorsión (α) angular prefijada, de acuerdo al tipo de estructura, así como la



naturaleza del terreno. Luego para el tipo de estructura proyectado, se espera una distorsión angular de:

$$\alpha = \Delta / L = 1/500 \text{ (Para estructuras que no se permiten grietas)}$$

Donde:

Δ = Asentamiento Tolerable en cm

L = Distancia entre dos columnas extremas

α = Distorsión angular

Luego: L= 800 cm, entonces:

$$\text{El asentamiento Tolerable es: } \Delta = 550/500 = 1.10 \text{ cm}$$

Por tanto se tiene que:

$$1.05\text{cm} < 1.10 \text{ cm OK}$$

El asentamiento instantáneo a producirse es tolerable.

7.0.- DETERMINACION DE PARAMETROS DEL SUELO

7.1 OBTENCION DEL COEFICIENTE DE BALASTO (K_s)

Conocido también como el coeficiente de reacción de la subrasante, se determina en función a la prueba de compresión simple, sobre el terreno considerando una carga que se aplica mediante una plancha cuadrada de 30x30cm o circular de 30cm de diámetro.

A grandes rasgos el modelo de interacción cimiento-terreno se ha de ajustar a la forma de distribuirse las presiones sobre el terreno. Si éstas se distribuyen de una manera lineal, como por ejemplo en cimentaciones rígidas, el cálculo debe llevarse a cabo mediante los métodos clásicos de cimentaciones con leyes de tensiones lineales. Debido al desconocimiento real de los valores del módulo de balasto, es necesario calcular con órdenes de magnitud. Para ello se hace un estudio de sensibilidad de la variable, es decir, analizamos los resultados del cálculo con dos valores de K_s distintos, para así ver cuánto influye esta variable. En caso de ser de gran influencia es recomendable hacer una comprobación inversa a partir del asiento, calculando el módulo K_s correspondiente al valor del asiento de la cimentación, estimados por los métodos clásicos de la geotecnia.



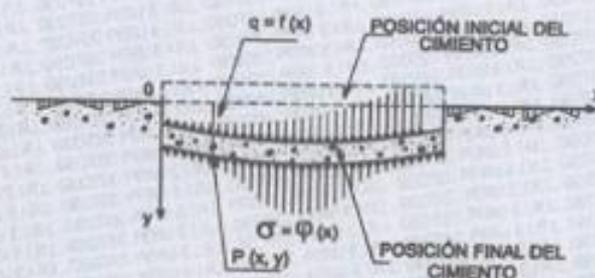
Alex David Casas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

Para el cálculo del coeficiente de balasto, el cual se supone el terreno como un conjunto infinito de muelles situados bajo la cimentación, la constante de deformación de cada muelle es K_s (módulo de balasto), valor obtenido del cociente entre la presión de contacto o de trabajo (q) y el desplazamiento, en nuestro caso (S_i). Se realizó por el método clásico y también por la fórmula de Vesic, la cual se basa en las propiedades del terreno como son el módulo de elasticidad y el coeficiente de poisson.

Para el primer caso: $K_s = q / S_i$



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88792
REG. CONSULTOR C8896

PROYECTO DISEÑO SISMO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESPECIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE
UBICACION DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
FECHA DICIEMBRE DEL 2013

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO (Ks)

$$K_s = q/S_i$$

Página 1

Carga de Trabajo	$q_{adm} = 17.90 \text{ Tn/m}^2$
Asentamiento resultante	$S_i = 0.011 \text{ m}$
Coefficiente de Balasto	$K_s = 1.630.5 \text{ Tn/m}^3$

(CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO (Ks) (Vicio)

$$K_s = \frac{E_s}{B^3(1-\nu^2)}$$

Relacion de Poisson	$\nu = 0.30$
Ancho de la cimentacion	$B = 1.50 \text{ m}$
Modulo de Elasticidad	$E_s = 2500.00 \text{ ton/m}^2$
Coefficiente de Balasto	$K_s = 1.631.5 \text{ Tn/m}^3$

8.-PROBLEMAS ESPECIALES EN LA CIMENTACION

8.1 LICUACION DE SUELOS

La Norma E.050 considera, para que un suelo granular (arenoso) en presencia de un sismo, sea susceptible a licuación debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Estar constituido por arena fina a arena fina limosa.
- La densidad relativa debe ser baja ($D_r < 50\%$)
- Encontrarse sumergida (presencia de napa freática superficial).

De lo anterior, se desprende que los materiales de origen eólico que se distribuyen en el área de estudio, solamente cumple únicamente la condición de ser una arena finas señalada en la



Norma E.050, s. En tal sentido los materiales de cobertura de origen eólico no presentan condiciones para la licuación de suelos ante la presencia de movimientos sísmicos.

8.2.- AGRESION AL SUELO DE CIMENTACION

El suelo bajo el cual se cimienta toda estructura tiene un efecto agresivo a la cimentación. Este efecto está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). Sin embargo, la acción química del suelo sobre el concreto sólo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto; de ese modo el deterioro del concreto ocurre bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar ó presencia de agua infiltrado por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc.).

Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento respectivamente.

CUADRO N° 07 ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

Presencia en el Suelo de :	p.p.m	Grado de Alteración	OBSERVACIONES
* SULFATOS	0 - 1000	Leve	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
	1000 - 2000	Moderado	
	2000 - 20,000	Severo	
	>20,000	Muy severo	
** CLORUROS	> 6,000	PERJUDICIAL	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos Metálicos
** SALES SOLUBLES	> 15,000	PERJUDICIAL	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

* Comité 318-83 ACI

** Experiencia Existente



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C6596

De los resultados de los análisis químicos obtenidos a partir de 01 muestra representativa del suelo obtenida de la calicata C01 se tiene:

Del Cuadro N°4 (resultados de análisis químicos), observamos que la concentración de sulfatos, es leve por lo que no ocasionará un ataque por corrosión del acero del concreto de la cimentación.

Por todo lo expuesto se concluye usar el cemento tipo MS.

9.0.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El presente estudio fue elaborado con la finalidad de evaluar el comportamiento mecánico de los Suelos de Cimentación para la obra en mención, el cual es exclusivamente para este fin.
- En base a los trabajos de campo realizados recientemente y a la información recopilada de las calicatas realizadas el subsuelo del área en estudio está conformado:
- **SUELO TIPO I: (Normal)**
- Este sector corresponde a las calicatas C-1. Estos tipos de suelos se encuentran hasta una profundidad promedio de 3.00m.
- Dichos suelo están conformados por arenas finas mal graduadas, de bajo contenido de humedad, de compacidad media.
- No se encontró la presencia de nivel freático a -3.00m de profundidad.
- Para el diseño de la cimentación del proyecto se deberá utilizar los siguientes parámetros:

Nivel de cimentación:

Zapatas interconectadas con vigas de arriostre

Sobre el suelo natural constituido por SP, la profundidad mínima de cimentación será de 1.70 m en zapatas a partir del nivel del terreno natural.



Alex David Cesada Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5806

Tipo de cimentación:

Se recomienda considerar el uso de cimentaciones superficiales convencionales del tipo zapatas conectadas con vigas de amarre.

Capacidad de Carga por resistencia:

Cimentación Cuadrada		
B(m)	Df (m)	qa (kg/cm ²)
1.50	1.70	1.72
2.00		1.88
2.50		2.04

El asentamiento de la cimentación calculado en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964). Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos se tiene:

Cimentación Cuadrada		
B(m)	Df (m)	S (cm)
1.50	1.70	1.05
2.00		1.53
2.50		2.08

S(cm): asentamiento

- Para la reacción del suelo y el análisis de cimentaciones por el método se tomara en consideración el valor del módulo de balasto $k_s = 1,831,50 \text{ tn/m}^3$.
- Se recomienda, realizar el corte de excavación desde el nivel de terreno hasta el desnivel de -1.80m, luego compactar el fondo de cimentación para colocar un solado de 4" de espesor y así poder recibir la cimentación proyectada.





- La estructura de las veredas y pisos interiores tendrá el siguiente diseño geométrico:
- Subrasante.- El material de la subrasante será compactada, al 95% de la Máxima densidad Seca del Proctor Modificado.
- Base.- El material a emplear en la base será tipo granular seleccionado A-1-a(0) o A-1-b(0), con un espesor de 0.15 m. compactada, al 100 % de la Máxima densidad Seca del Proctor Modificado.
- Losa de Concreto.- El concreto a utilizar tendrá una resistencia de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y un espesor de 0.10 m, siguiendo las normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones
- En caso de no encontrar el estrato firme se podrá utilizar una falsa zapata de concreto ciclópeo hasta llegar a dicho estrato, donde se transmitirá las cargas. En ningún caso se apoyarán en terreno orgánico o relleno.
- De acuerdo al área sísmica donde se ubica la zona en estudio, existe la posibilidad de que ocurran los sismos de intensidades del orden VII en la escala de Mercalli Modificada. Asimismo, la localidad se encuentra ubicada en la zona 4 de alta sismicidad.
- Para la aplicación de las Normas de Diseño Sismo resistente del RNE, debe considerarse que el depósito de suelo donde estará ubicado el proyecto corresponde a un perfil tipo S2 suelos intermedio con periodo predominante $T_p(s) = 0.60$, $T_{L(s)} = 2.00$.
- En caso que resulten grandes desplazamientos laterales como resultado del análisis estático - dinámico, se recomienda el uso de zapatas rígidas interconectadas con vigas de arrioste, con la finalidad de impedir los desplazamientos horizontales ocasionados por fuerzas sísmicas y empujes laterales en la estructuras.
- Se concluye por lo tanto que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación contiene **concentraciones nocivas de sulfatos con potencial leve**, por lo cual se sugiere que se trabaje con el **Cemento Portland tipo MS**.
- La estructura del pavimento y estructuras de concreto armado está basada en la calidad de los materiales granulares de base y sub-base y agregados grueso y fino

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

para la elaboración de concreto, por lo que deberán cumplir con las especificaciones generales y principales siguientes:

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimientos	
				Altitud	
				< Menor de 3000 msnm	≥ 3000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821		80% min.	80% min.
Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5821		40% min.	50% min.
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% máx.	40% máx.
Partículas Chatas y Alargadas (1)	MTC E 221	D 4791		15% máx.	15% máx.
Sales Solubles Totales	MTC E 219	D 1888		0.5% máx.	0.5% máx.
Pérdida con Sulfato de Sodio	MTC E 209	C 88	T 104	12% máx.	12% máx.
Pérdida con Sulfato de Magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	18% máx.	18% máx.
CBR – Base	MTC E 132	D 1883	T 193	80% min.	80% min.
Equivalente de Arena	MTC E 114	D 2419	T 176	35% min.	45% min.
Índice Plástico	MTC E 111	D 4318	T 89	4% máx.	2% máx.
Compactación de la Base	MTC E 117	D 1556	T 191	100% mín.	100% mín.
Compactación de la Subbase	MTC E 117	D 1556	T 191	100% mín.	95% mín.

GEOTEC PERU E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

Granulometría de curva continua MTC E 204 D 422 T 88 Cumpla con la Gradación A de la especificación AASHTO

Se recomienda controlar la compactación mediante el Ensayo de Densidad de Campo

NOTA:

Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe técnico son solo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores u otros fines.

Nuevo Chimbote, Diciembre del 2018



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 68702
REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

ANEXOS




Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

GRANULOMETRIA



Alex David Cestas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

CALICATA : C-01
MUESTRA : M-01

PROFUNDIDAD : 3.00
NAPA FREATICA : N P

2. LIMITES DE CONSISTENCIA DE ATTERBERG (ASTM - D308)

Procedimiento	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	CONSISTENCIA
	Tara 1 ^o /01	Tara 2 ^o /01	Tara 3 ^o /01	Tara 1 ^o /01	
1. No de Golpes					
2. Peso Tara, [gr]					LL = 0.00
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	NO PRESENTA			NO PRESENTA	LP = 0.00
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]					
5. Peso Agua, [gr]					
6. Peso Suelo Seco, [gr]					IP = 0.00
7. Contenido de Humedad, [%]					



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Tara 1 ^o
1. Peso Tara, [gr]	12.20
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]	45.70
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]	44.80
4. Peso Agua, [gr]	0.90
5. Peso Suelo Seco, [gr]	32.60
6. Contenido de Humedad, [%]	2.75



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO *DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE*

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

CALICATA : C-01

PROFUNDIDAD : 3.00

MUESTRA : M-01

NAPA FREATICA : N.P.

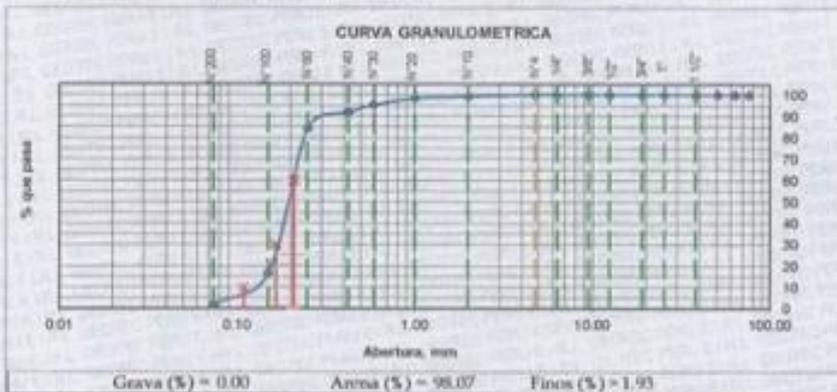
RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]		438.800			
Mallas	Abertura [mm]	Peso retenido [gr]	% RETENIDO	% Retenido Acumulado	% pasa
2"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00
3"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.500	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº 4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº 10	2.000	3.50	0.80	0.80	99.20
Nº 20	1.000	4.70	1.07	1.86	98.14
Nº 30	0.500	12.40	2.82	4.68	95.32
Nº 40	0.425	15.90	3.55	8.23	91.77
Nº 60	0.250	32.10	7.30	15.53	84.47
Nº 100	0.150	268.80	67.94	83.47	16.53
Nº 200	0.075	64.20	14.60	98.07	1.93
< Nº 200	—	6.50	1.93	100.00	0.00
Total		438.800	100.000		



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP Nº 88702
REG. CONSULTOR C6506



$$D_{10} = 0.14$$

$$D_{30} = 0.18$$

$$D_{60} = 0.21$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 1.49$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = 1.11$$

SISTEMA	CLASIFICACION	DESCRIPCION
SUCS	RP	ARCILLAS FINAS DE COLOR BEIGE CLARO
AASHITO	A 2-4 (0)	

GEOTEC PERU E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

REGISTRO DE SONDAJE



Alex David Cesnas Rasado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 98702
REG CONSULTOR C5506

REGISTRO DE EXCAVACION Y SONDAJE

PROYECTO "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACION : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DE SANTA-ANCASH"

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

CALICATA: 01 **PROFUNDIDAD:** 3.00 M **NIVEL FREATICO:** N.P.

Profundidad (metros)	Tipo de excavación	Muestras obtenidas	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (USCS)
			D.R (gr. Arc)	H.R.			
0.00							
	C						
	A						
	L						
	I					Arenas finas mal graduadas de granos subredondeados no presenta finos de color beige claro	SP
	C						
	A						
	T		M-1				
3.00	A						



Alex David Cespedes Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 80702
 REG CONSULTOR C5504

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

DPL



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88762
REG. CONSULTOR C5598

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO: TERMINACION SPANICO NO LINEAL DE UNA ERRECCACION ESCOLAR ANTE SESO SEVERO
 OPTIMIZADO CON DESAFIADOS DE FLEDO VIRCO EN LA URB. PUEBLOS ASES. DISTRITO
 DE NUEVO CHIMBOTE
 UBICACION: INSTITUTO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA, SECCION ANCAJASH
 LOCALIDAD DEL 2014

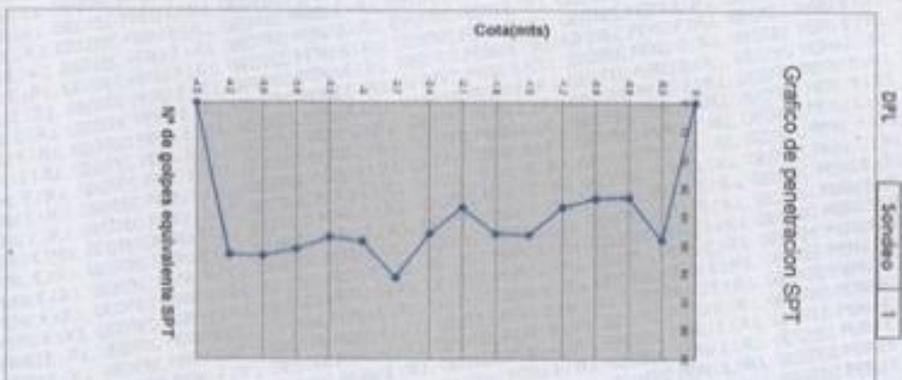
NIVEL FRESCO: N°

Profund. M.	Nº de golpes SPT	Correccion por etc.	Correccion por longitud	Correccion por dia.	Angulo de friccion (º)	Gr (Kg)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	27.10	0
0.3	62.98	44.19	48.14	48.14	40.25	90
0.4	58.88	44.14	53.12	53.12	36.44	74
0.9	59.54	44.61	31.85	33.50	38.55	75
1.2	48.04	48.78	36.59	36.59	37.25	78
1.4	82.14	41.42	45.21	44.31	39.83	88
1.8	81.40	41.10	43.83	43.83	39.71	87
2.1	81.04	48.78	36.59	36.59	37.25	78
2.4	81.40	41.10	43.83	43.83	39.71	87
2.7	68.54	41.44	41.25	41.25	43.45	101
3.0	84.34	44.20	43.52	44.52	40.25	90
3.3	83.54	42.84	48.98	48.98	40.00	88
3.4	91.24	48.28	51.25	51.25	41.00	92
3.9	95.27	21.37	53.53	53.53	41.61	94
4.2	94.48	20.88	53.13	53.13	41.53	94

2º Largo de friccion = 27.1 + 0.34 * (62.98 - 0.00) / 100 = 27.51 m
 Densidad Relativa = 81.5 (1984) $D_r = 108 \times (100 / 62.98) = 0.5$

Parametro	Sub indice	Pen. 30cm	Codo H (cm)	N (cm)	Penal. E (cm)
SPT	1	53.5	7.6	20.27	30
POI	2	10	58	4.94	10

qm 37.35

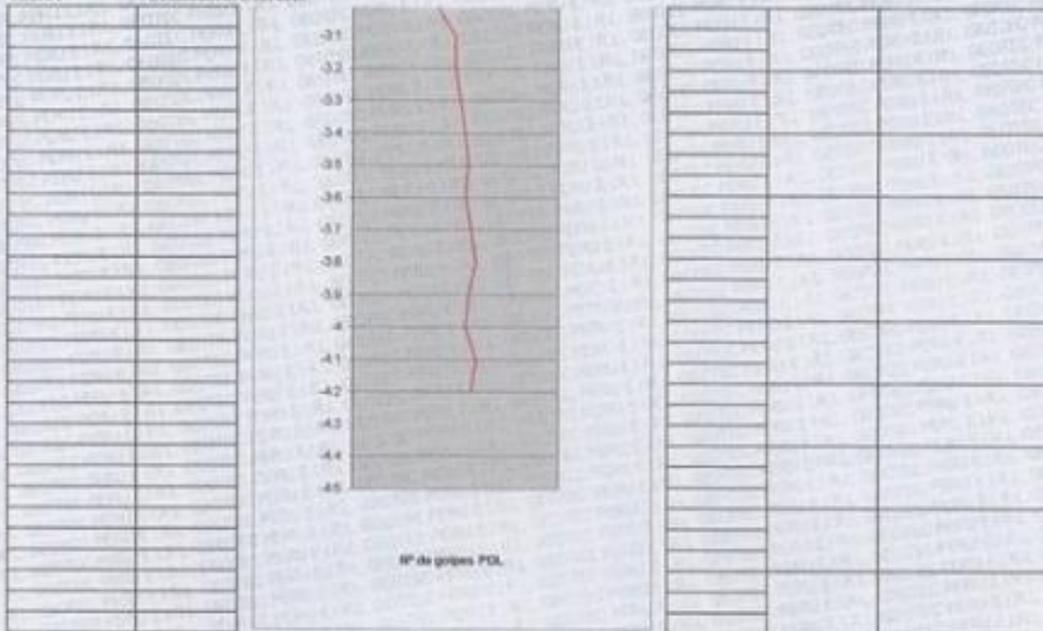


Alex David Cesas Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

UBICACIÓN : DE NUEVO CHIMBOTE
 FECHA : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
 : DICIEMBRE 03, 2018



Penetrometro	Sub Índice	Peso W(g)	Caldo H (cm)	Al (cm)	Penet. I (cm)
SPI	1	63.5	76	20.27	30
FOL	2	10	58	4.99	10



Alex David Cestas Rosado
 INGENIERO CIVIL
 pfp N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

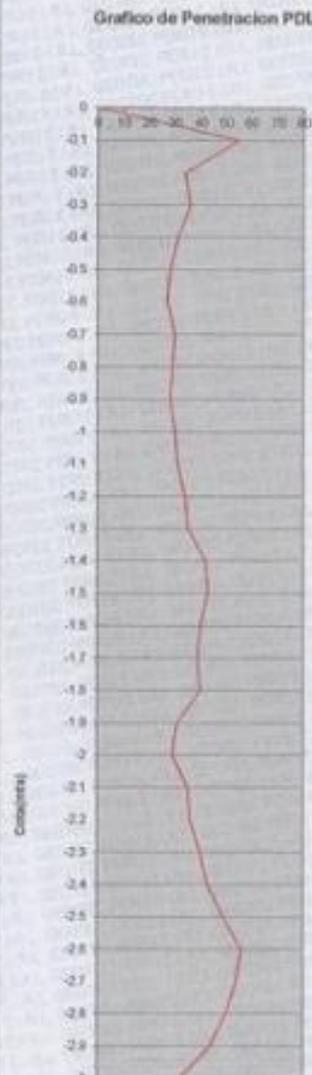
GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO: "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URUL BUENOS AEROS, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"
 UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
 FECHA: DICIEMBRE DEL 2018

DPI Sondes 01
 N.F N.F

Profund. M.	N° de golpes
0	0
0.1	55
0.2	34
0.3	36
0.4	31
0.5	28
0.6	27
0.7	30
0.8	29
0.9	28
1	30
1.1	31
1.2	34
1.3	35
1.4	42
1.5	43
1.6	40
1.7	39
1.8	40
1.9	31
2	29
2.1	35
2.2	36
2.3	40
2.4	43
2.5	48
2.6	56
2.7	54
2.8	50
2.9	44
3	32
3.1	40
3.2	40
3.3	42
3.4	44
3.5	45
3.6	44
3.7	46
3.8	45
3.9	45
4	44
4.1	48
4.2	45



Cota mm	N PDL	N SPT
0	0	0
-0.1		
-0.2		
-0.3	125	85.58
-0.4		
-0.5		
-0.6	86	58.88
-0.7		
-0.8		
-0.9	87	59.56
-1		
-1.1		
-1.2	95	65.04
-1.3		
-1.4		
-1.5	120	82.16
-1.6		
-1.7		
-1.8	119	81.47
-1.9		
-2		
-2.1	95	65.04
-2.2		
-2.3		
-2.4	119	81.47
-2.5		
-2.6		
-2.7	159	108.86
-2.8		
-2.9		
-3	126	86.26
-3.1		
-3.2		
-3.3	122	83.53
-3.4		
-3.5		
-3.6	133	91.06
-3.7		
-3.8		
-3.9	139	95.17
-4		
-4.1		
-4.2	138	94.48



Alex David Cesnas Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

CAPACIDAD PORTANTE



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5506

PROYECTO : "DISEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION RESIDENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	0.80
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Archo de Coniemento	B o' R (m)	0.60
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	N _c	23.94
Factor de Sobrecarga	N _q	13.20
Factor de Piso	N _γ	14.47



Alex David Cesas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, q_c

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

q _c	2.52	Kg/Cm ²
q _a	0.84	Kg/Cm ²

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, q_c

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

q _c	2.37	Kg/Cm ²
q _a	0.79	Kg/Cm ²

PROYECTO "DISEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESCENAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URBIS BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA - DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	0.80
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o R(m)	0.80
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	N _c =	23.94
Factor de Sobrecarga	N _q =	13.20
Factor de Piso	N _γ =	14.47



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CJP N° 88702
REG. CONSULTOR C5596

a) Para Cimiento Corridor

Capacidad de Carga Última, q_c

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 2.76 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 0.92 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrados

Capacidad de Carga Última, q_c

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 2.67 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 0.86 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO : "DISEÑO SÍSMICO NO LINEAL, DE UNA EDIFICACIÓN ESNCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2014

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicote		C-01
Profundidad de Desplazo	Df (m)	0.80
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	1.00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION:

Factor de Cohesión	N _c =	23.94
Factor de Sobrecarga	N _q =	13.20
Factor de Piso	N _γ =	14.47



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88792
REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, q_c

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 3.01 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.00 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, q_c

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 2.76 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 0.92 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO : "DISIPENSO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDRIFICACION ESCENCIAL ANTE SINMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"
UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	1.00
Clasificación del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Peso	Ng=	14.47



Alex David Cesias Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corridor

Capacidad de Carga Última, qc:

$$qc = c^*Nc + Gm^*Df^*Nq + 0.5^*Gm^*B^*Ng$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$qa = qc/FS$$

$$qc = 3.45 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$qa = 1.15 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado:

Capacidad de Carga Última, qc:

$$qc = 2/3^*c^*Nc + Gm^*Df^*Nq + 0.4^*Gm^*B^*Ng$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$qa = qc/FS$$

$$qc = 3.21 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$qa = 1.07 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO "DISEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA- REGION ANCASH
FECHA DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.89
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o B' (m)	1.20
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Peso	Ng=	14.47



Alex David Cesnas Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corridor

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = c^*N_c + G_m^*D_f^*N_q + 0.5^*G_m^*B^*N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 3.70 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = 2/3^*c^*N_c + G_m^*D_f^*N_q + 0.4^*G_m^*B^*N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 3.40 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.13 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO : DISEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DESPANDORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE
UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA, REGION ANCASH
FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	1.50
Clasificación del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Nγ=	14.47



Alex David Cesario Rosado
 INGENIERO CIVIL
 RUP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 4.06 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.35 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 3.70 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO : "DESEMPEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESENCIAL ANTESISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.20
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ³)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' B (m)	1.00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	3.90	Kg/Cm ²
qa=	1.30	Kg/Cm ²

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	3.66	Kg/Cm ²
qa=	1.22	Kg/Cm ²

PROYECTO "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA UBIL BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA 1 DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicula		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.20
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o R (m)	1.20
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 86702
REG. CONSULTOR C5508

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	4.14	Kg/Cm ²
qa=	1.38	Kg/Cm ²

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	3.85	Kg/Cm ²
qa=	1.28	Kg/Cm ²

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA REEDIFICACION ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calcular		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.20
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o R (m)	1.50
Clasificación del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Peso	Ng=	14.47



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = c^*N_c + G_m^*D_f^*N_q + 0.5^*G_m^*B^*N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 4.51 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.50 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = 2/3^*c^*N_c + G_m^*D_f^*N_q + 0.4^*G_m^*B^*N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 4.14 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.38 \text{ Kg/Cm}^2$$

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO "DISIPENSO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DESPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URR BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.50
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' B' (m)	1.00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION

Factor de Cohesion	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



Alex David Cestas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5598

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	4.57	Kg/Cm ²
qa=	1.52	Kg/Cm ²

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	4.32	Kg/Cm ²
qa=	1.44	Kg/Cm ²

PROYECTO "DISEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA DICIEMBRE DEL 2014

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.50
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	1.50
Clasificación del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
DIP N° 88702
REG CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$qc = c^*Nc + Gm^*Df^*Nq + 0.5^*Gm^*B^*Ng$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$qa = qc/FS$$

$$qc = 5.18 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$qa = 1.73 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$qc = 2/3^*c^*Nc + Gm^*Df^*Nq + 0.4^*Gm^*B^*Ng$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$qa = qc/FS$$

$$qc = 4.81 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$qa = 1.60 \text{ Kg/Cm}^2$$

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.50
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	2.00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION:

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Peso	Ng=	14.47



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 89702
REG CONSULTOR C5508

a) Para Cimiento Cortado

Capacidad de Carga Última, qc

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 5.79 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.93 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Última, qc

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 5.30 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.77 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO : "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL, DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DESPALDORIS DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACION : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA, REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

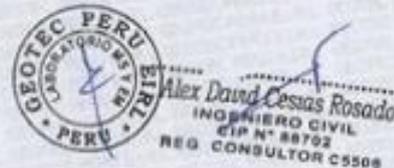
DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.70
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' B' (m)	1.50
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION:

Factor de Cohesion	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 6.63 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.88 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 5.26 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.75 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.70
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	2.00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Peso	Ng=	14.47



Alex David Cestas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88792
REG. CONSULTOR C5500

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$qc = c^*Nc + Gm^*Df^*Nq + 0.5^*Gm^*B^*Ng$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$qa = qc/FS$$

$$qc = 6.24 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$qa = 2.08 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$qc = 2/3^*c^*Nc + Gm^*Df^*Nq + 0.4^*Gm^*B^*Ng$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$qa = qc/FS$$

$$qc = 5.75 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$qa = 1.92 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO "DISEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	1.70
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	2.50
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN:

Factor de Cohesión	N _c =	23.94
Factor de Sobrecarga	N _q =	13.20
Factor de Piso	N _γ =	14.47



Alex David Cessas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Ultima, q_c

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 6.85 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 2.28 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Ultima, q_c

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_\gamma$$

Capacidad de Carga Admisible, q_a

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 6.24 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 2.08 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO "DISEÑO SÍSMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	2.00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	1.50
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION

Factor de Cohesion	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Peso	Ng=	14.47



Alex David Cesari Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88792
REG. CONSULTOR C5508

a) Para Cimiento Corrido:

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 6.30 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 2.10 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado:

Capacidad de Carga Ultima, qc

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 5.93 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 1.98 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO "DISEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION EXCENTRAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACION DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA, REGION ANCASH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2014

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO (TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	2.00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	φ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	2.00
Clasificacion del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCION:

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



a) Para Cimiento Corrido:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	6.91	Kg/Cm ²
qa=	2.30	Kg/Cm ²

b) Para Cimiento Cuadrado:

Capacidad de Carga Ultima, qc:

$$q_c = 2/3 \cdot c \cdot N_c + G_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot G_m \cdot B \cdot N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa:

$$q_a = q_c / FS$$

qc=	6.42	Kg/Cm ²
qa=	2.14	Kg/Cm ²

PROYECTO "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URR, BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACIÓN DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA DICIEMBRE DEL 2018

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

(TEORIA DE TERZAGHI)

DATOS:

Calicata		C-01
Profundidad de Desplante	Df (m)	2.00
Peso Volumetrico del Suelo	Gm (Ton/m ³)	1.69
Cohesion del Suelo	C (Ton/m ²)	0.00
Angulo de Friccion Interna del Suelo	δ (grados)	27
Ancho de Cimiento	B o' R (m)	2.50
Clasificación del suelo de Suelo (SUCS)		SP
Factor de Seguridad	FS	3.0

CALCULOS Y RESULTADOS:

FACTORES DEPENDIENTES DEL ANGULO DE FRICCIÓN

Factor de Cohesión	Nc=	23.94
Factor de Sobrecarga	Nq=	13.20
Factor de Piso	Ng=	14.47



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88762
REG. CONSULTOR C6506

a) Para Cimiento Corrido

Capacidad de Carga Última, qc

$$q_c = c^*N_c + G_m^*D_f^*N_q + 0.5^*G_m^*B^*N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 7.52 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 2.51 \text{ Kg/Cm}^2$$

b) Para Cimiento Cuadrado

Capacidad de Carga Última, qc

$$q_c = 2/3^*c^*N_c + G_m^*D_f^*N_q + 0.4^*G_m^*B^*N_g$$

Capacidad de Carga Admisible, qa

$$q_a = q_c / FS$$

$$q_c = 6.91 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_a = 2.30 \text{ Kg/Cm}^2$$

PROYECTO : TORREVENTO PRINCIPAL DE UNIDAD DE UNA EDIFICACION DECENTRAL ANTE INMUNIZADO OPTIMIZANDO CON DIFUSORES DE FLUJO VISCOSO EN LA CUBA BUENOS AIRES (ENTRADA DE NUEVO CHIMBOTE)
UBICACIÓN : URBINETO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SICHU, REGION ANCAHUA
FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

CALCULO DE ASENTAMIENTO (SI)

$$S_i = \frac{q B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Donde:

Presión por carga admisible
Relación de Poisson
módulo de Elasticidad
Asentamiento permisible
Ancho de la cimentación
Factor de Forma

q_{adm} = 172 kg/cm^2
 μ = 0.30
 E_s = 250.00 kg/cm^2
 $S_i(\text{max})$ = 2.50 cm
 B = 1.50 m
 I_f = 1.02 m/cm

Reemplazando se obtiene lo siguiente:

Asentamiento

$$S_i(\text{max}) = 0.011 \text{ m}$$
$$S_i(\text{max}) = 1.05 \text{ cm}$$



Alex David Cessas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C6506



PROYECTO "REEMPLAZO SIMBICO NO LINEAL, DE UNA EDIFICACION ESENCIAL ANTES SIMBO SEVERO OPTIMIZADO CON EMPADRONES DE BUELO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE"

UBICACION DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH

FECHA DICIEMBRE DEL 2018

CALCULO DE ASENTAMIENTO (Si)

$$S_i = \frac{q B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Donde:

Presion por carga admisible

Relacion de Poisson

modulo de Elasticidad

Asentamiento permisible

Ancho de la cimentacion

factor de Forma

$$q_{adm} = 188 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.30$$

$$E_s = 25000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{i(max)} = 250 \text{ cm}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$I_f = 1.12 \text{ m/m}$$

Resumiendo se obtiene lo siguiente:

Asentamiento

$$S_{i(max)} = 0.015 \text{ m}$$

$$S_i \text{ (max)} = 1.53 \text{ cm}$$



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
RIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PROYECTO : DISEÑO SIMICO NO LINEAL DE UNA FIBRACION (ESPECIAL ATOX NIVAO SEVERO)
OPTIMIZADO CON DISPARADORES DE PULSO VICTORIA EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO
DE NUEVO CHIMBOTE

UBICACIÓN : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCAH

FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

CALCULO DE ASENTAMIENTO (SI)

$$S_i = \frac{q B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Donde:

Presion por carga admisible

$$q_{adm} = 2.04 \text{ kg/cm}^2$$

Relacion de Poisson

$$\mu = 0.30$$

modulo de Elasticidad

$$E_s = 250.00 \text{ kg/cm}^2$$

Asentamiento permisible

$$S_{i(perm)} = 2.20 \text{ cm}$$

Ancho de la cimentacion

$$B = 2.50 \text{ m}$$

factor de Forma

$$I_f = 1.12 \text{ m/m}$$

Resultados se obtiene lo siguiente:

Asentamiento

$$S_{i(max)} = 0.021 \text{ m}$$

$$S_i (max) = 2.08 \text{ cm}$$



Alex David Cesulis Rosado
INGENIERO CIVIL
EIP N° 82702
REG. CONSULTOR C5506

PROYECTO : DISEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO EN LA UER, BUENOS AIRES, DEBTRITO DE NUEVO CHIMBOTE
UBICACION : DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE- PROVINCIA DEL SANTA - REGION ANCASH
FECHA : DICIEMBRE DEL 2018

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO (Ks)

$$K_s = q/S_i$$

Carga de Trabajo	q_{dise} =	17.50 Tn/m ²
Asentamiento resultante	S_i =	0.011 m
Coefficiente de Balasto	K_s	1635.5 Tn/m ³

(CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO (Ks) (vssic)

$$K_s = \frac{E_s}{B^*(1-u^2)}$$

Relacion de Poisson	μ =	0.30
Ancho de la cimentacion	B =	1.50 m
Modulo de Elasticidad	E_s =	2500.00 ton/m ²
Coefficiente de Balasto	K_s =	1831.5 Tn/m ³



Alex David Cestas Rosado
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 88702
 REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC  **PERU** E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

ANÁLISIS QUIMICO



Alex David Ceslas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88762
REG. CONSULTOR C5506

ANALISIS QUIMICO DE SUELOS

PROYECTO DE TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE".

UBICACIÓN: Distrito: Nuevo Chimbote - Provincia: Santa - Departamento de Ancash
FECHA: DICIEMBRE del 2018

CALICATA: C-01

ENSAYOS	RESULTADO	NORMA
Contenido de cloruros solubles (Cl)	520 ppm	AASHTO T291
Contenido de sulfatos solubles (SO4)	698 ppm	AASHTO T290
Sales solubles totales	817 ppm	USBR E-8

V°B° _____



Alex David Cesas Rosado
INGENIERO CIVIL
O.P. N° 85702
REG. CONSULTOR C5506

GEOTEC PERU E.I.R.L.

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

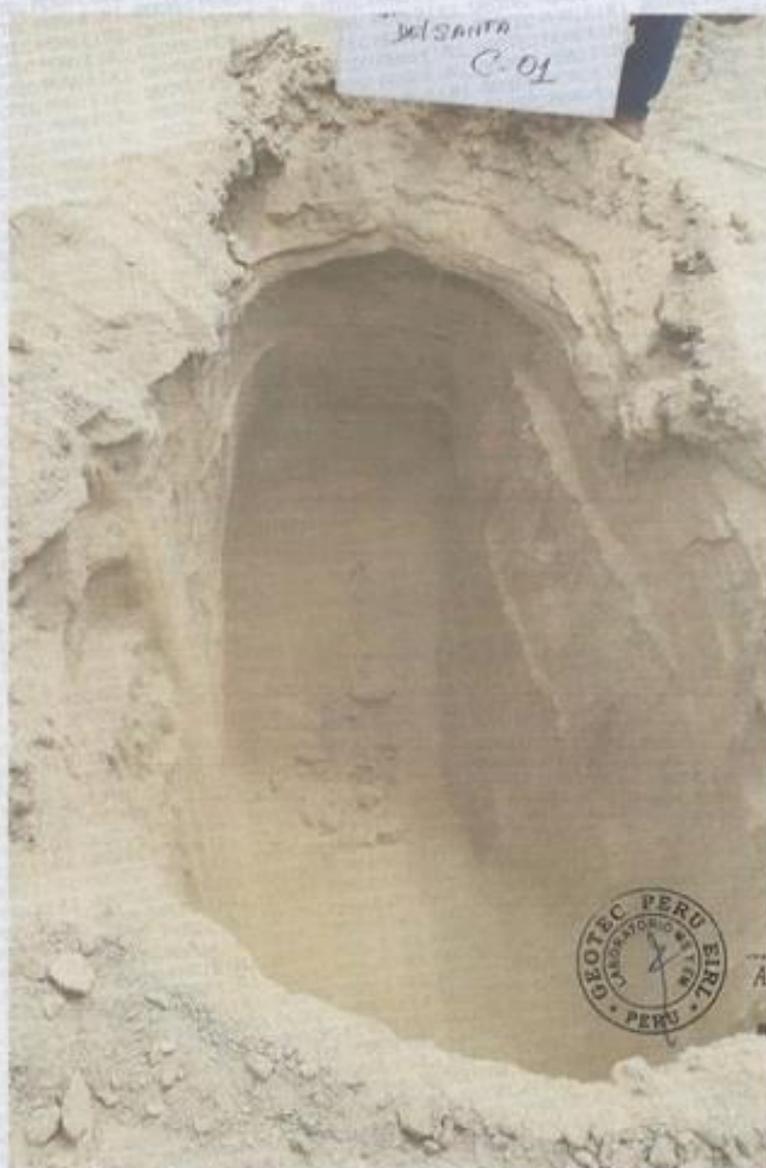
PANEL FOTOGRAFICO



Alex David Cesnas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5508

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES



VISTA DE LA EXCAVACION DE LA CALICATA C-01

PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS



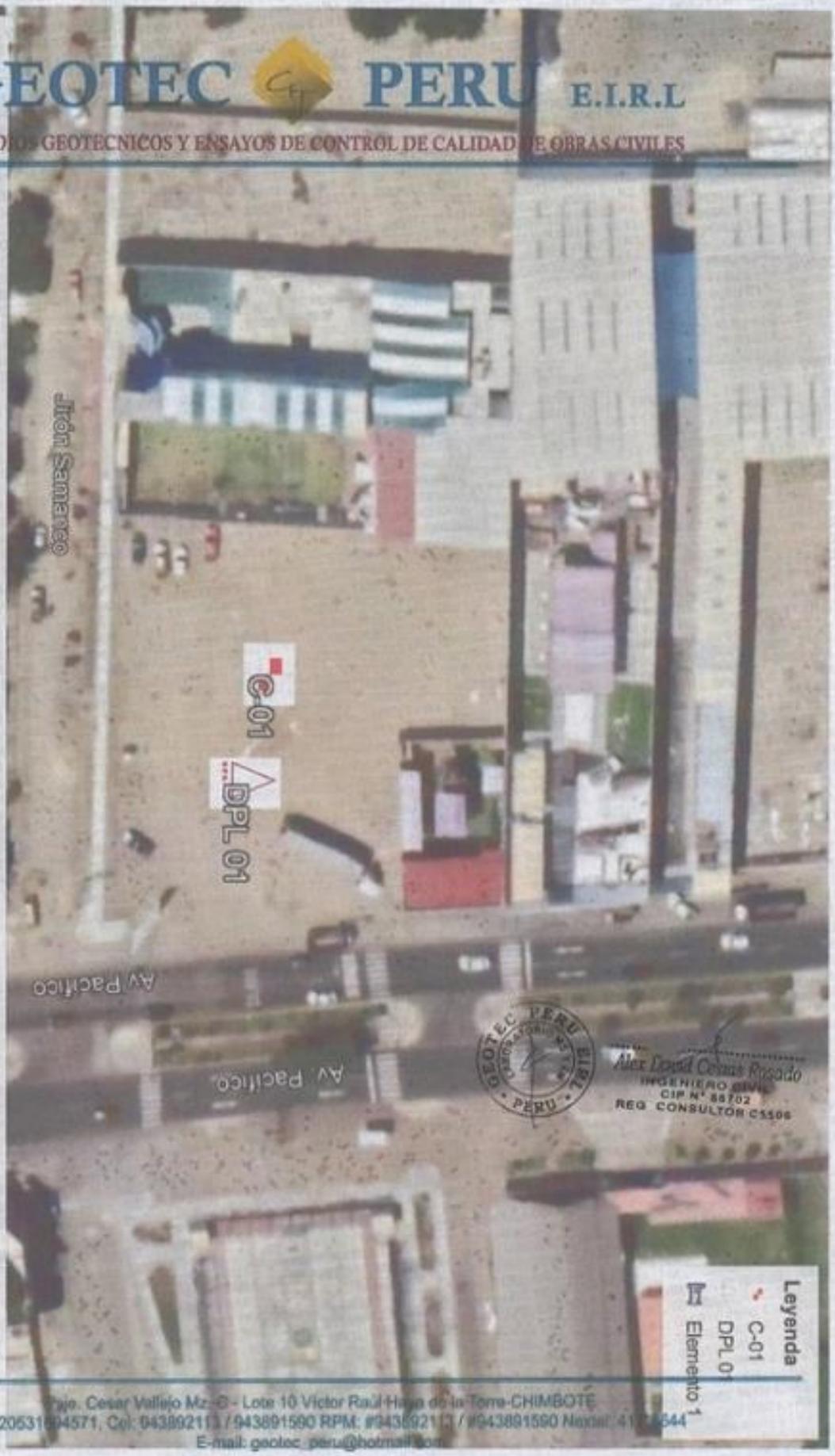
Alex David Cesias Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG CONSULTOR C5608

GEOTEC PERU E.I.R.L

ESTUDIOS GEOTECNICOS Y ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES

PLAN DE UBICACION DE CALICATAS

PROYECTO DE TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLU



Alex David Casas Rosado
INGENIERO CIVIL
CIP N° 88702
REG. CONSULTOR C5506

- Leyenda**
- C-01
 - DPL 01
 - Elemento 1

Google Earth

Historial de esta ubicación: [ver historial](#)

70 m

ANEXO N°12

PANEL FOTOGRAFICO



VISITA A LAS INSTALACIONES CDVPERU – LIMA



VISITA A LAS INSTALACIONES CDVPERU - LIMA



DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO – CENTRO COMERCIAL METRO LIMA



DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO – CENTRO COMERCIAL METRO LIMA

DESEMPEÑO SISMICO NO LINEAL DE UNA EDIFICACION ESCENCIAL ANTE SISMO SEVERO OPTIMIZADO CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO EN LA URB. BUENOS AIRES, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE

INFORME DE ORIGINALIDAD

17%

INDICE DE SIMILITUD

15%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

8%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	4%
2	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	2%
3	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	www.unity.edu Fuente de Internet	1%
5	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.untrm.edu.pe Fuente de Internet	<1%

www.unige.ch

8	Fuente de Internet	<1 %
9	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
10	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1 %
11	Submitted to Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas Trabajo del estudiante	<1 %
12	Submitted to Universidad Tecnológica de los Andes Trabajo del estudiante	<1 %
13	pt.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
14	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
15	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	www.repositorioacademico.usmp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Perú Trabajo del estudiante	<1 %
18	repositorio.unjfsc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

19	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	repositorio.uancv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
21	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
22	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
23	Submitted to Mapúa University Trabajo del estudiante	<1 %
24	repositorio.unh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	Submitted to University of Glamorgan Trabajo del estudiante	<1 %
26	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
27	docs.com Fuente de Internet	<1 %
28	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
29	Submitted to Universidad Alas Peruanas Trabajo del estudiante	<1 %
30	Submitted to unsaac	

Trabajo del estudiante

<1 %

31 Submitted to Universiti Malaysia Pahang

Trabajo del estudiante

<1 %

32 es.slideshare.net

Fuente de Internet

<1 %

33 Submitted to Nanyang Technological University, Singapore

Trabajo del estudiante

<1 %

34 Submitted to Universidad Católica de Santa María

Trabajo del estudiante

<1 %

35 Submitted to Universidad Católica San Pablo

Trabajo del estudiante

<1 %

36 kupdf.net

Fuente de Internet

<1 %

37 repositorioacademico.upc.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

38 creativecommons.org

Fuente de Internet

<1 %

39 www.civil.ist.utl.pt

Fuente de Internet

<1 %

40 Submitted to Universidad Tecnológica del Peru

Trabajo del estudiante

<1 %

41	repositorio.usil.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
42	core.ac.uk Fuente de Internet	<1 %
43	www-collider.physics.ucla.edu Fuente de Internet	<1 %
44	my.usgs.gov Fuente de Internet	<1 %
45	www.ideals.illinois.edu Fuente de Internet	<1 %
46	archive.org Fuente de Internet	<1 %
47	Submitted to University College London Trabajo del estudiante	<1 %
48	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	<1 %
49	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
50	repositorio.upp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
51	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
52	repositorio.unap.edu.pe	

Fuente de Internet

<1 %

53

"Assessing and Managing Earthquake Risk",
Springer Science and Business Media LLC,
2006

Publicación

<1 %

54

Submitted to Universidad Nacional Autonoma
de Chota

Trabajo del estudiante

<1 %

55

repositorio.uned.ac.cr

Fuente de Internet

<1 %

56

www.clubensayos.com

Fuente de Internet

<1 %

57

Brian Cesar Pando Soto, Glen Rodríguez
Rafael. "Habilidades de Personal Software
Process (PSP) para la industria del software en
Latinoamérica", Industrial Data, 2020

Publicación

<1 %

58

Submitted to Universidad Nacional de
Colombia

Trabajo del estudiante

<1 %

59

inba.info

Fuente de Internet

<1 %

60

repositorio.uladech.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

61	Konstantin Meskouris, Klaus-G. Hinzen, Christoph Butenweg, Michael Mistler. "Chapter 3 Seismische Beanspruchung von Konstruktionen", Springer Science and Business Media LLC, 2011 Publicación	<1 %
62	Lei Yang, Guoan Bi, Mengdao Xing, Liren Zhang. "Airborne SAR Moving Target Signatures and Imagery Based on LVD", IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 2015 Publicación	<1 %
63	repositorio.unasam.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
64	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
65	vdocuments.mx Fuente de Internet	<1 %
66	fr.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
67	lorenzoasuservicio.50megs.com Fuente de Internet	<1 %
68	repositorio.une.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
69	ri.ujat.mx Fuente de Internet	<1 %

70	www.world-housing.net Fuente de Internet	<1 %
71	Submitted to Universidad San Ignacio de Loyola Trabajo del estudiante	<1 %
72	deepsonic.ch Fuente de Internet	<1 %
73	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
74	issuu.com Fuente de Internet	<1 %
75	repositorio.unheval.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
76	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
77	www.em-consulte.com Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 10 words

Excluir bibliografía

Apagado