

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN CON Y SIN DISIPADORES
DE ENERGÍA CONSIDERANDO EL EFECTO DE LA INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA**

TESIS

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Presentada por el Bachiller:

WALTER DEYVI VÁSQUEZ TIRADO

Asesor

Dr. Ing. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO

Cajamarca, Perú

-2017

DEDICATORIA

A mis padres, Walter y Leonor quienes con su ejemplo inculcaron en mí una fuente inagotable de valores que hacen de mí una mejor persona, a ellos que es a quienes me debo, quienes me han apoyado en todo momento brindándome apoyo, amor y comprensión.

A mis hermanos, Leyda, Rocío, Yovi y Meshe, por apoyarme siempre en mis metas y proyectos, animándome siempre a seguir adelante.

A Mis tíos y primos, por sus consejos y sus palabras de aliento.

A mi Asesor por su gran dedicación y comprensión en esta ardua labor.

A mis amigos y amigas, por su gran amistad y aprecio.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme la salud y la vida, para lograr mis deseos y objetivos.

A mi Madre, que es fuente de amor inagotable, gracias por tu cariño.

A mi Padre, por ser mi fortaleza, quien, con su ejemplo me enseñó a luchar con convicción por mis objetivos.

A mi asesor de Tesis, Dr. Ing. Miguel Mosqueira, por su paciencia, su trato, su comprensión y el intenso apoyo con sus sugerencias, revisión y contribución a la realización del presente trabajo de investigación.

A mis amigos por sus sugerencias las cuales han contribuido a mejorar el presente trabajo.

RESUMEN

En esta tesis se realizó el estudio comparativo del comportamiento estructural de un edificio existente con y sin disipadores de energía considerando el efecto interacción suelo-estructura, con la aplicabilidad del análisis sísmico propuesto por la norma peruana de diseño sísmico E030-2016 y las normas extranjeras como ASCE7-10. Se eligió como objeto de estudio al edificio del local de la Municipalidad Distrital de José Manuel Quiroz. Se realizó estudios de mecánica de suelos del suelo de fundación de la edificación, estudio de esclerometría para determinar la resistencia a compresión del concreto en columnas y vigas, y el levantamiento arquitectónico de la edificación para determinar sus dimensiones y usos de la edificación. Se desarrollaron modelos del sistema estructural de la edificación con y sin disipadores de energía tanto en la forma convencional considerando la base empotrada y considerando el efecto de interacción suelo-estructura a través de los modelos dinámicos de D.D Barkan-O.A Savinov y el modelo de la Norma Rusa en el programa de cálculo estructural ETABS 2016.v.16.1.0. a los cuales se les realizó un análisis sísmico de acuerdo a la Norma E030-2016, donde se observó que los modelos con disipadores de energía respecto a los modelos convencionales, considerando el efecto de interacción suelo-estructura, presentaban un mejor comportamiento estructural, con la reducción del desplazamiento hasta un 74.70%, reducción de derivas hasta un 76.11%, reducción del esfuerzo axial máximo hasta un 57.64%, reducción de la fuerza cortante hasta un 78.99%, reducción del momento flector hasta un 65.13%, reducción del momento torsor hasta un 75.20% y reducción en la energía de sismo asumida por la estructura hasta un 87.85%.

Palabras clave: comportamiento estructural, modelo estructural, desplazamientos, derivas de entrepiso, esfuerzos, balance de energía, interacción suelo-estructura.

ABSTRACT

In this thesis the comparative study of the structural behavior of an existing building with and without energy dissipators was carried out considering the soil-structure interaction effect, with the applicability of the seismic analysis proposed by the Peruvian seismic design standard E030-2016 and the foreign standards such as ASCE7-10. The building of the locality of the District Municipality of José Manuel Quiroz was chosen as object of study. Soil mechanics studies of building foundation soil, sclerometry study to determine the compressive strength of concrete in columns and beams, and the architectural survey of the building to determine its dimensions and uses of the building. We developed models of the structural building system with and without energy dissipators in the conventional way considering the embedded base and considering the effect of soil-structure interaction through the dynamic models of DD Barkan-OA Savinov and the model of the Russian standard in the structural calculation program ETABS 2016.v.16.1.0. to which a seismic analysis was carried out according to the E030-2016 Standard, where it was observed that the models with energy dissipators compared to the conventional models, considering the effect of soil-structure interaction, presented a better structural behavior, with reduction of displacement up to 74.70%, reduction of drifts up to 76.11%, reduction of maximum axial effort up to 57.64%, reduction of shear force up to 78.99%, reduction of bending moment up to 65.13%, reduction of torque up to 75.20% and reduction in the earthquake energy assumed by the structure to 87.85%.

Key words: structural behavior, structural model, displacements, mezzanine drifts, stress, energy balance, soil-structure interaction.

ÍNDICE

1	CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	1
1.1	PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.2	HIPÓTESIS.....	2
1.3	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.4	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.5	ALCANCES Y LIMITACIONES.....	3
2	CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.....	4
2.1	ANTECEDENTES.....	4
2.2	BASES TEÓRICAS: CONCEPTOS TEÓRICOS	14
3	CAPITULO III. MATERIALES Y METODOS.....	46
3.1	MATERIALES Y EQUIPOS.....	46
3.2	METODOLOGIA	47
3.3	PROCEDIMIENTO.....	49
3.4	EVALUACIÓN CUALITATIVA Y CUANTITATIVA DE LA EDIFICACIÓN	95
3.4.1	EVALUACIÓN CUALITATIVA	95
3.4.2	EVALUACIÓN CUANTITATIVA CON LA NORMA ACTUAL.....	96
3.5	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	101
3.5.1	MODELO ESTRUCTURAL QUE CONSIDERA LA BASE EMPOTRADA	101
3.5.2	MODELO ESTRUCTURAL CON LA BASE EMPOTRADA Y REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUJO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR).....	105
3.5.3	MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	110
3.5.4	MODELO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR) CONSIDERANDO LA ISE.....	117
4	CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	126
4.1	ANÁLISIS COMPARATIVO	126
5	CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	137
5.1	CONCLUSIONES.....	137
5.2	RECOMENDACIONES.....	138
6	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	139
7	CAPITULO VII: ANEXOS.....	143

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N° 1: COEFICIENTE C_0 SEGÚN EL TIPO DE SUELO.	21
TABLA N° 2: COEFICIENTE b_0	23
TABLA N° 3 VALORES DE Λ RESPECTO AL EXPONENTE DE VELOCIDAD (α).	38
TABLA N° 4: PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO.	50
TABLA N° 5: PROPIEDADES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CONCRETO.	51
TABLA N° 6: RESUMEN DE METRADO DE CARGAS DEL ANEXO N°01.	56
TABLA N° 7: FACTOR DE SUELO S	59
TABLA N° 8: PERIODO T_p Y T_L SEGÚN EL TIPO DE SUELO.	59
TABLA N° 9: FACTOR DE ZONA.	60
TABLA N° 10: RESUMEN DE CARGAS DEL ANEXO N°01.	61
TABLA N° 11: RESUMEN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO.	62
TABLA N° 12: MASAS EN LAS ZAPATAS.	74
TABLA N° 13: COEFICIENTES DE RIGIDEZ. MODELO D.D BARKAN-O.A. SAVINOV.	74
TABLA N° 14: MASAS EN LAS ZAPATAS.	77
TABLA N° 15: COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA EL MODELO DE LA NORMA RUSA.	77
TABLA N° 16: RELACIÓN DE DERIVAS ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA VS ANÁLISIS ESPECTRAL EN LA DIRECCIÓN X E Y.	79
TABLA N° 17: NIVELES DE MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO.	80
TABLA N° 18: NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO.	81
TABLA N° 19: NIVEL DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO ESPERADO.	81
TABLA N° 20: PROPIEDADES DEL BRAZO DEL AMORTIGUADOR.	84
TABLA N° 21: CALCULO DE LA RIGIDEZ DEL BRAZO METÁLICO PARA LA DIRECCIÓN X E Y.	85
TABLA N° 22: PARÁMETROS CALCULADOS PARA LOS DISIPADORES TANTO EN LA DIRECCIÓN X E Y. MODELO CONVENCIONAL SIN ISE.	88
TABLA N° 23: PARÁMETROS CALCULADOS PARA LOS DISIPADORES TANTO PARA LA DIRECCIÓN X E Y. MODELO CON ISE D.D BARKAN-O.A SAVINOV.	91
TABLA N° 24: PARÁMETROS CALCULADOS PARA LOS DISIPADORES TANTO PARA LA DIRECCIÓN X E Y. MODELO CON ISE NORMA RUSA.	94
TABLA N° 25: DERIVAS DE ENTREPISO DEL ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN EXISTENTE.	97
TABLA N° 26: RELACIÓN DE DEMANDA Y CAPACIDAD DE MOMENTO FLECTOR EN VIGAS.	99
TABLA N° 27: PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA.	101
TABLA N° 28: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO.	102
TABLA N° 29: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.	103
TABLA N° 30: DERIVAS MÁXIMAS DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL.	104
TABLA N° 31: ESFUERZOS MÁXIMOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	104
TABLA N° 32: PERIODOS Y MASA PARTICIPATIVA.	106
TABLA N° 33: DESPLAZAMIENTOS EN X E Y.	107
TABLA N° 34: DERIVAS MÁXIMAS DEL MODELO CONSIDERANDO LA BASE EMPOTRADA REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA.	107
TABLA N° 35: ESFUERZOS MÁXIMOS.	108
TABLA N° 36: PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA. DERECHA: MODELO D.D BARKAN-O.A SAVINOV. IZQUIERDA: MODELO NORMA RUSA.	110

TABLA N° 37: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS. ARRIBA: D.D BARKAN-O.A SAVINOV. ABAJO: NORMA RUSA.....	111
TABLA N° 38: DESPLAZAMIENTOS EN X E Y PARA EL MODELO DINÁMICO D.D BARKAN-O.A SAVINOV.	112
TABLA N° 39: DESPLAZAMIENTOS EN X E Y PARA EL MODELO DINÁMICO DE LA NORMA RUSA....	113
TABLA N° 40: DERIVAS EN X E Y PARA EL MODELO DINÁMICO D.D BARKAN-O.A SAVINOV.	113
TABLA N° 41: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS. ARRIBA: D.D BARKAN-O.A SAVINOV. ABAJO: NORMA RUSA: DERIVAS EN X E Y PARA EL MODELO DINÁMICO DE LA NORMA RUSA.	114
TABLA N° 42: ESFUERZOS MÁXIMOS.....	115
TABLA N° 43: PERIODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASA DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL. DERECHA: MODELO D.D BARKAN-O.A SAVINOV. IZQUIERDA: MODELO NORMA RUSA.	118
TABLA N° 44: DESPLAZAMIENTOS X E Y RESPECTIVAMENTE DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL MODELO D.D BARKAN-O.A SAVINOV.	119
TABLA N° 45: DESPLAZAMIENTOS X E Y RESPECTIVAMENTE DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL MODELO DE LA NORMA RUSA.	120
TABLA N° 46: DERIVAS X E Y RESPECTIVAMENTE DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL MODELO D.D BARKAN-O.A SAVINOV.	120
TABLA N° 47: DERIVAS X E Y RESPECTIVAMENTE DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL MODELO DE LA NORMA RUSA.	121
TABLA N° 48: ESFUERZOS MÁXIMOS EN LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL MODELO D.D BARKAN-O.A SAVINOV.....	121
TABLA N° 49: ESFUERZOS MÁXIMOS EN LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL MODELO DE LA NORMA RUSA.	122
TABLA N° 50: REDUCCIONES OBTENIDAS EN LAS VARIABLES DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LOS MODELOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA RESPECTO A LOS MODELOS CONVENCIONALES, CONSIDERANDO EL EFECTO ISE.	136

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 1. MODELO ZAPATA AISLADA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.	23
FIG. 2. CICLO DE HISTÉRESIS EN UN SISTEMA ESTRUCTURAL, ENERGÍA ELÁSTICA E INELÁSTICA... ..	26
FIG. 3. BALANCE DE ENERGÍA EN UNA ESTRUCTURA CON Y SIN DISIPADORES.	27
FIG. 4. SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL.	29
FIG. 5. DISIPADORES DE ENERGÍA.	30
FIG. 6. DISIPADORES POR FLEXIÓN.	31
FIG. 7. DISIPADOR POR FRICCIÓN.	32
FIG. 8. DISIPADOR VISCOELÁSTICO E INSTALACIÓN EN LOS PÓRTICOS.	33
FIG. 9. DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO TAYLOR.	34
FIG. 10. COMPONENTES DE LOS DISIPADORES VISCOSOS TAYLOR.	35
FIG. 11. CORTE INTERIOR DE UN DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO.	36
FIG. 12. ÁNGULO DE INCLINACIÓN Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL DISIPADOR DE ENERGÍA.	38
FIG. 13. RELACIÓN VELOCIDAD VS FUERZA DEL DISIPADOR.	40
FIG. 14. RELACIÓN FUERZA-DESPLAZAMIENTO DE UN DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO, PARA DISTINTOS VALORES DE α	41
FIG. 15. RELACIÓN FUERZA-DESPLAZAMIENTO EN DISPOSITIVOS DE FLUIDO VISCOSO NO LINEALES CON DISTINTO VALOR DE C Y $\alpha=0.6$	42
FIG. 16. ENERGÍA DISIPADA POR DISIPADORES EN UNA EDIFICACIÓN.	43
FIG. 17. CONFIGURACIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA.	45
FIG. 18. LOCALIZACIÓN DEL DISTRITO DE JOSÉ MANUEL QUIROZ.	46
FIG. 19. FOTOGRAFÍA SATELITAL DE LA UBICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.	48
FIG. 20. VISTAS DEL LOCAL MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ MANUEL QUIROZ.	50
FIG. 28. INTERACCIÓN TABIQUE PÓRTICO.	55
FIG. 29. ARQUITECTURA DE LA FACHADA PRINCIPAL DEL SEGUNDO Y TERCER PISO DEL LOCAL MUNICIPAL DEL DISTRITO DE JOSÉ MANUEL QUIROZ.	57
FIG. 30. CONFIGURACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO EN EL PROGRAMA ETABS.	57
FIG. 31. ESPECTRO DE RESPUESTA.	63
FIG. 32. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO E030-2016 CON R=1.	65
FIG. 26. ACELEROGRAMAS ORIGINAL Y ESCALADO DE LOS SISMOS UTILIZADOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA LINEAL Y NO LINEAL.	68
FIG. 27. CASO DE CARGA N°01 PARA EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.	69
FIG. 28. CASO DE CARGA N°02 PARA EL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.	69
FIG. 29. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA CIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO.	71
FIG. 30. DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DEL SPRING EN EL CENTROIDE DE LAS ZAPATAS, PARA EL MODELO D.D BARKAN-O.A SAVINOV.	75
FIG. 31. DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DEL SPRING EN EL CENTROIDE DE LAS ZAPATAS PARA EL MODELO DE LA NORMA RUSA.	78
FIG. 32. DISTRIBUCIÓN DE LOS DISIPADORES EN ELEVACIÓN PARA LA DIRECCIÓN X E Y DE LA EDIFICACIÓN.	83
FIG. 48. DISTRIBUCIÓN DE LOS DISIPADORES EN PLANTA.	83

FIG. 49: DISTRIBUCIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL MODELO CONVENCIONAL DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO.	88
FIG. 35: DISTRIBUCCÓN DE LOS DISIPADORES EN LA DIRECCIÓN X E Y.	91
FIG. 36 DISTRIBUCIÓN DE DISIPADORES EN LA DIRECCIÓN X E Y.	94
FIG. 37: COLUMNA CORTA.....	95
FIG. 38: MUROS CONFINADOS POR PÓRTICOS DE CONCRETO.....	96
FIG. 39: ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE VIGA - SENTIDO X-X	98
FIG. 40: ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE VIGA - SENTIDO Y-Y	98
FIG. 41: COLUMNA TÍPICA DE LA EDIFICACIÓN.....	99
FIG. 42: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA MÁS ESFORZADA Y MENOS ESFORZADA DEL PRIMER PISO RESPECTIVAMENTE.	100
FIG. 43: BALANCE DE ENERGÍA EN EL MODELO CONVENCIONAL. SISMO LIMA 1974 CASO 1.....	105
FIG. 44: BALANCE DE ENERGÍA EN EL MODELO CONVENCIONAL REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR). SISMO LIMA 1974 CASO 1.	109
FIG. 45: HISTÉRESIS DE LOS DISIPADORES K10 (DXX-P1) Y K1 (DYY-P1) RESPECTIVAMENTE DEL MODELO CONVENCIONAL REFORZADO.	109
FIG. 46: BALANCE DE ENERGÍA EN EL MODELO CON ISE-D.D. BARKAN-O.A. SAVINOV. SISMO LIMA 1974 CASO 1.	116
FIG. 47: BALANCE DE ENERGÍA EN EL MODELO CON ISE-NORMA RUSA. SISMO LIMA 1974 CASO 1.	117
FIG. 48: BALANCE DE ENERGÍA EN EL MODELO CON ISE-D.D. BARKAN-O.A. SAVINOV REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR). SISMO LIMA 1974 CASO 1.	123
FIG. 49: BALANCE DE ENERGÍA EN EL MODELO CON ISE-NORMA RUSA REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR). SISMO LIMA 1974 CASO 1.	123
FIG. 50: HISTÉRESIS DE LOS DISIPADORES K7 (DXX-P1) Y K1 (DYY-P1) RESPECTIVAMENTE DEL MODELO CON ISE D.D BARKAN-O.A SAVINOV REFORZADO.	124
FIG. 51: HISTÉRESIS DE LOS DISIPADORES K7 (DXX-P1) Y K1 (DYY-P1) RESPECTIVAMENTE DEL MODELO CON ISE NORMA RUSA REFORZADO.....	125
FIG. 52: PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES ANALIZADOS.....	127
FIG. 53: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS X EN EL CENTRO DE MASA DEL TERCER PISO DE CADA MODELO ANALIZADO.	128
FIG. 54: DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y EN EL CENTRO DE MASA DEL TERCER PISO DE CADA MODELO ANALIZADO.	129
FIG. 55: DERIVAS MÁXIMAS EN X. ELABORACIÓN PROPIA.	129
FIG. 56: DERIVAS MÁXIMAS EN Y.	130
FIG. 57: FUERZA AXIAL MÁXIMA.....	131
FIG. 58: FUERZA CORTANTE MÁXIMA.....	132
FIG. 59: MOMENTO FLECTOR MÁXIMO.	133
FIG. 60: MOMENTO TORSOR MÁXIMO.	134
FIG. 61: ENERGÍA ASUMIDA POR EL AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.	135

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, y dado a la alta vulnerabilidad de las edificaciones existentes frente a este fenómeno, es que uno de los retos principales que tiene la Ingeniería estructural en nuestro país es proponer tecnologías de reforzamiento de las edificaciones existentes, mejorando su comportamiento estructural y preparándolas para mayores sollicitaciones sísmicas que se puedan dar en caso de un evento de esta naturaleza.

La necesidad de minimizar pérdidas tanto humanas como económicas cuando se suceden eventos sísmicos catastróficos como el Terremoto en Lima-Callao en 1940, el Terremoto en Ancash en 1970, el Terremoto en Pisco-Ica-Chincha en el 2007, eventos devastadores que provocaron la muerte de miles de peruanos y la pérdida de millones de soles en infraestructura; ante esta problemática nace la necesidad de instaurar metodologías tanto en diseño como en reforzamiento de edificaciones existentes que nos permitan obtener viviendas seguras.

En el Perú se tiene la norma E.020 de Cargas, E.030 de Diseño Sismo resistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 de Concreto Armado, y la E.070 de Albañilería son las normas que han regido el diseño estructural y sísmico de las edificaciones en el Perú; actualmente múltiples investigaciones han incorporado nuevas consideraciones que nos permiten establecer modelos más reales, tal es el caso de la Interacción Suelo-Estructura (ISE), pero también se han incorporado tecnologías como la implementación de dispositivos de protección sísmica tal como los aisladores sísmicos y los disipadores de energía los cuales nos permiten sumar seguridad a las edificaciones en caso de eventos sísmicos severos.

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

¿Cuál sistema estructural tiene mejor comportamiento, el convencional (sin disipadores) o el con disipadores de energía, al considerar el efecto de Interacción suelo-estructura?

1.2 HIPÓTESIS

El sistema estructural con disipadores de energía presenta un mejor comportamiento estructural respecto al sistema convencional (sin disipadores) al considerar el efecto de interacción suelo-estructura ya que se reducen los desplazamientos, las derivas, los esfuerzos y la energía de sismo asumida por la estructura en más del 30%.

1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación es de mucha importancia en primer lugar porque nos permitirá determinar la repercusión de considerar o no la Interacción suelo-estructura en el análisis de un modelo estructural ya sea para diseño o para evaluación, así mismo determinar cuáles son las mejoras al reforzar una edificación con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal. En segundo lugar desde un punto de vista práctico la presente investigación nos permitirá conocer procedimientos metodológicos para considerar las propiedades del suelo de fundación al momento de analizar el comportamiento de una edificación frente a las diferentes solicitaciones de carga, así mismo nos permitirá conocer la metodología para reforzar edificaciones existentes con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal; y en tercer lugar, porque la presente investigación aportará con conocimiento y resultados que abran puertas a futuras investigaciones en nuestra Universidad Nacional de Cajamarca.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

a) Objetivo General

Determinar cuál de los sistemas estructurales, el convencional (sin disipadores) o el con disipadores de energía, presenta mejor comportamiento al considerar el efecto de interacción suelo-estructura.

b) Objetivos específicos

- ✓ Determinar el comportamiento estructural de la edificación convencional sin disipadores considerando la Interacción Suelo-Estructura.
- ✓ Determinar el comportamiento estructural de una edificación al incorporar los disipadores de energía considerando el efecto de interacción Suelo-Estructura.
- ✓ Comparar el comportamiento estructural del sistema convencional con el sistema con disipadores de energía, considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES

A partir tanto del objetivo general como de los objetivos específicos, en la presente investigación se determinará los resultados de la comparación del comportamiento estructural de la edificación elegida como objeto de estudio con y sin disipadores de energía considerando el efecto de interacción suelo-estructura, determinándose las mejoras que se obtienen en el comportamiento estructural de la edificación al incorporar los disipadores de energía respecto al modelo convencional considerando el efecto de la interacción suelo-estructura. Este estudio se realizará considerando los procedimientos de la Norma E030-2016.

Se eligió como objeto de estudio al local de la Municipalidad Distrital de José Manuel Quiroz, el cual presenta deficiencias estructurales y fallas constructivas como el caso de columna corta en los alfeizar de las ventanas, dicho efecto no se considerará en el presente estudio, puesto que no se evaluará los inminentes tipos de fallas de la edificación ante sismo severo.

En cuanto a los disipadores de energía utilizados para el estudio, la investigación se limita a disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor). Para

la consideración del efecto de interacción suelo-estructura, la investigación se limita al uso de dos modelos dinámicos, el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y el modelo de la Norma Rusa.

Es necesario aclarar que para el desarrollo de la investigación se realizó un estudio de Mecánica de Suelos del suelo de fundación de la edificación en estudio, el cual se lo encargó a la empresa JERSAN INGENIEROS S.R.L, además es necesario indicar que no se han realizado estudios de refracción sísmica ni ensayos de penetración estándar (SPT).

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 INTERNACIONALES

Pérez, J. 2012. Interacción Suelo-Estructura Utilizando Elementos Finitos. Tesis para optar por el grado de Máster en Ingeniería. México, Universidad Nacional Autónoma de México. 96p.

El objetivo de esta Tesis fue analizar un caso particular de la Interacción Suelo-Estructura aplicando el Método de los Elementos Finitos (MEF) con la ayuda del programa de análisis SAP 2000. Es bien sabido que los métodos tradicionales de análisis están basados habitualmente en hipótesis de cálculo que simplifican de manera gradual el problema a ser analizado. Adicionalmente, estos métodos no tienen la capacidad de tomar en cuenta todos los factores y variables que el ingeniero proyectista necesita emplear, limitando la exactitud de la solución a un problema particular. El MEF correctamente aplicado, supera todas estas limitaciones ofreciendo numerosas ventajas frente a las metodologías convencionales.

Pérez C. Jazmín en el primer capítulo presenta de manera general los pasos que se llevan a cabo para discretizar un cuerpo en elementos denominados “elementos finitos”, así como la definición del método a través de un medio continuo. Esto con el fin de definir las ecuaciones del elemento finito donde se

evaluarán el trabajo de las fuerzas externas y el trabajo interno de deformación acumulado (o energía interna de deformación). Obteniendo finalmente un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son los desplazamientos en los nudos de los elementos. Seguidamente se da una definición de ecuación constitutiva así como una descripción breve de la obtención de parámetros necesarios para el análisis geotécnico, con base en estudios de laboratorio que se llevan a cabo en arcillas saturadas. Como se podrá observar en esta sección, el comportamiento es muy diferente para cada tipo de suelo. Existen ya modelos constitutivos que nos permiten definir el comportamiento del material, donde se toma en cuenta la relación esfuerzo-deformación-tiempo. Estos modelos ayudan a reproducir las propiedades que gobiernan el comportamiento de un problema geotécnico particular.

Como parte del análisis entre el suelo y la estructura, es importante llevar a cabo el análisis de la estructura que se desplantará sobre el suelo de cimentación. De esto trata el segundo capítulo, en el que se obtiene la matriz de rigidez de la estructura y las fórmulas para obtener los elementos mecánicos que se generan por la acción de las cargas que actúan sobre dicha estructura.

En el capítulo tres se da una breve descripción sobre interacción suelo estructura tomando en cuenta sólo la parte estática, así como la influencia que tiene el tipo de estructura sobre los diagramas de presiones que se generan en el suelo.

Finalmente Pérez C. concluye que el MEF es una metodología de cálculo que nos permite modelar y solucionar casos reales particulares de la Interacción Suelo—Estructura, siempre y cuando se determine de manera correcta los parámetros del modelo y las condiciones de frontera. No obstante, para valerse de un modelo geotécnico particular hace falta realizar ensayos, de campo y de laboratorio, para determinar los parámetros necesarios que reproduzcan el

comportamiento del terreno, esto a su vez complementado con un buen estudio geotécnico.

Fernández, L y Ávilez, J. 2008. Efectos de Interacción Suelo-Estructura de Edificios con Planta Baja Blanda. Distrito Federal, México. 90p.

Las estructuras con planta baja flexible son muy vulnerables a la acción de sismos. Esto es debido, principalmente, a la falta de rigidez y resistencia en el piso blando. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF tratan el problema como una condición de irregularidad estructural, limitándose a reducir el factor de comportamiento sísmico que controla las resistencias de diseño. De esta forma se aumenta la capacidad de rigidez y resistencia de toda la estructura, pero no se corrige el contraste que existe entre el piso blando y el resto de los entrepisos. En este trabajo se desarrolló un modelo numérico para estimar la respuesta dinámica de estructuras con planta baja flexible desplantadas sobre suelo blando. El modelo es elástico y tiene en cuenta el alargamiento del periodo estructural debido a la flexibilidad del suelo, así como el incremento en el amortiguamiento debido a la disipación de energía por radiación de ondas en el suelo. Considerando que el amortiguamiento está distribuido a lo largo del edificio, se construye una matriz de amortiguamiento clásico para la estructura sola usando amortiguamiento modal. Para el suelo, en cambio, se considera amortiguamiento elemental haciendo uso de amortiguadores viscosos para los distintos modos de vibrar de la cimentación. Debido a que el sistema acoplado suelo-estructura carece de modos clásicos de vibrar, la respuesta estructural se obtiene con el método de la respuesta compleja en la frecuencia.

García A. 2006. Interacción Suelo-Estructura en el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería no Reforzada. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Puerto Vallarta Jalisco, México. 7p.

García, analizó el efecto de interacción suelo-estructura de una edificación de mampostería no reforzada localizada en Alemania encontrando que influye en el comportamiento dinámico, pues se refleja en un aumento en el periodo de vibración así como en un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, que no considera al suelo de cimentación. También influye en el diseño sísmico de la estructura pues se refleja una disminución de los valores de aceleración horizontales. Al considerar este efecto los resultados del análisis estructural se encuentran más cercanos al comportamiento real del edificio, en comparación con aquéllos proporcionados por el análisis de la estructura de base fija.

Oviedo, J y Duque, M. 2009. Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. Medellín, Colombia. 120p.

En el presente artículo se presentaron algunas de las razones por las que se considera que el uso de disipadores de energía metálicos por deformación es la opción de control de respuesta sísmica que más se acomoda a las características locales actuales de Colombia. Entre los dispositivos metálicos de disipación por deformación, el disipador tipo riostra con pandeo restringido sería el más apto, teniendo en cuenta la experiencia con la que cuentan las empresas constructoras y de diseño estructural en el país.

Independiente del tipo de técnica de control y del dispositivo para ser usado, se necesita que se lleven a cabo estudios sobre los principios de diseño estructural, el costo de implementación de estas técnicas, la verificación del desempeño estructural de los dispositivos y el comportamiento de las edificaciones, teniendo en cuenta las condiciones locales colombianas.

Finalmente, cabe preguntarse por qué no utilizar dispositivos de control sísmico (p. ej. disipadores hysteréticos metálicos), así representen un sobre costo inicial, considerando que la protección que se les está otorgando a las edificaciones es mayor y que este sobre costo puede ser compensado con la reducción del daño y reparaciones postsismo en comparación con la inversión necesaria para reparar estructuras convencionales. La respuesta a esta pregunta depende mucho de la idiosincrasia de los proyectistas y constructores en el país. Se debe, entonces, crear una conciencia más enfocada a la seguridad e integridad estructural que a una economía que oculta verdaderos objetivos: salvaguardar las vidas de los ocupantes, estructuras durables para la atención a la comunidad tras un sismo y reducción de pérdidas materiales.

Pimiento, J; Salas, A; Ruiz, D. 2014. Desempeño sísmico de un pórtico con disipadores de energía pasivos de placas ranuradas de acero. Colombia. 283-298p

En este artículo se evalúan dos tipos de disipadores de energía pasivos hysteréticos metálicos (placas ranuradas de acero). Estos dispositivos son de bajo costo y de fácil construcción e instalación. Con ensayos en mesa vibratoria se estudió el desempeño sísmico de tres modelos estructurales: un pórtico sin disipadores de energía y dos pórticos con dos tipos de placas ranuradas de acero. Los modelos fueron instrumentados con acelerómetros, galgas extensométricas y deformímetros; y fueron sometidos a dos tipos de señales sísmicas: un sismo regional y un sismo de campo cercano. Los resultados de los ensayos de laboratorio sugieren que los pórticos con las placas ranuradas de acero tienen hasta un 90% menos de distorsión de entrepiso que el pórtico sin rehabilitación. Esto se debe a que las placas ranuradas de acero disipan una gran parte de la energía suministrada por los sismos y los daños sobre la estructura de soporte se minimizan.

Pardo, J. 2007. Control de la Respuesta Dinámica de Estructuras Mediante el Uso de Disipadores de Energía de Fluido Viscoso del Tipo Lineal. Tesis. Valdivia, Chile. Universidad Austral de Chile. 154p.

En el presente trabajo de investigación se estudió y analizó el control de la respuesta dinámica de un edificio en base a pórticos de concreto armado, mediante la adición de Dispositivos de Disipación de Energía de Fluido Viscoso con comportamiento Lineal.

La estructura estudiada corresponde a un edificio de hormigón armado de 5 pisos, la cual posee la particularidad de ser flexible en su sentido longitudinal, por lo que las deformaciones entre piso debido a una acción sísmica sobrepasan alrededor del 50% de lo permitido por la normativa vigente. Como opción para reforzar y controlar las distorsiones de entre piso se considera el uso de Dispositivos Disipadores de Energía de Fluido Viscoso de tipo Lineal, ubicados en la estructura en la dirección que presenta el problema.

Para el estudio se realiza un análisis Tiempo Historia Lineal de la estructura sometida a la componente N10E del Registro Sísmico de Lolleo (1985), mediante el programa de análisis estructural SAP2000.

La utilización de los Disipadores de Energía dio como resultado la disminución de los Desplazamientos, Velocidad, Aceleración de los Centros de Masa de cada piso, además de una baja en los Esfuerzos en la Base (Corte y Momento), demostrando ser un método efectivo de control y reforzamiento sísmico, para la estructura estudiada.

2.1.2 NACIONALES

Chávez, J. 2016. Análisis, Diseño y Efectos de Interacción Sísmica Suelo – Estructura con Disipadores de Energía Viscosos – Taylor, en un Edificio Aporticado de 5 Niveles en la Urbanización Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote - 2016. Tesis por título de Ing. Civil. Nuevo Chimbote, Perú. Universidad César Vallejo. 394 p.

Se realizó el análisis y diseño estructural considerando el efecto de Interacción Suelo-Estructura de un edificio de 5 niveles con sistema estructural de pórticos de concreto armado con disipadores de energía viscosos-Taylor.

Dentro del desarrollo de la investigación se tuvo como indicadores, la fuerza de los disipadores, periodos, espectros, derivas, modos vibratorios, masa participativa, cortante basal, coeficientes de balasto, resistencia del suelo, número de golpes, amortiguamiento, curva histerética, cargas, límite de distorsión, coeficiente de reducción, categoría de la edificación y zona sísmica, clasificación del suelo, requisitos estructurales y esfuerzos, siendo todos ellos los contribuyentes a lograr como conclusión general, el análisis y diseño estructural de la edificación de uso clínica A2 desde el sistema aporticado, y optimización con disipadores de fluido viscoso, influenciando al modelo matemático los efectos de interacción sísmica suelo – estructura, para lo cual se obtuvo el comportamiento en el rango no lineal más cercano a la realidad.

Corpus, J; Morales, E. 2015. Análisis Sísmico Comparativo Entre un Sistema Dual y el Sistema de Reforzamiento con Disipadores de Fluido Viscoso Para un Edificio en el Distrito de Víctor Larco Herrera Aplicando Etabs 2013. Tesis para optar por título de Ing. Civil. Trujillo, Perú. Universidad Privada Antenor Orrego. 100 p.

En la presente investigación, se realizó el análisis comparativo entre el sistema de reforzamiento con muros estructurales y el sistema de reforzamiento con disipadores de fluido viscoso donde se determinó que la adhesión de

disipadores de energía no altera la rigidez de la estructura dicese de otro modo no hay variación de frecuencias y/o periodos, por ende los disipadores mantienen la flexibilidad de la edificación; efecto contrario sucede al incorporar placas pues esto incrementa la rigidez de la estructura. También se ha podido verificar que los desplazamientos de la estructura con disipadores de energía son mayores que los desplazamientos de la estructura con placas, así mismo en ambos criterios de reforzamiento se han logrado disminuir las derivas de entrepiso.

Condori, G. 2014. Comparación del Comportamiento Sísmico Lineal Y No-Lineal, En El Análisis Y Diseño Estructural de un Edificio Alto, con Disipadores De Energía E Interacción Suelo-Estructura. Tesis para optar por el título de Ing. Civil. Arequipa, Perú. Universidad Católica de Santa María. 150 p.

El objetivo de este proyecto de tesis académico fue analizar, evaluar y comparar la aplicabilidad de los métodos simplificados de análisis sísmicos, propuestos por la norma peruana de diseño de edificios. Para ello se eligió como objeto de estudio, un edificio alto de concreto armado de 23 niveles, del cual del cual se realizaron modelos en ETABS tanto de la estructura con y sin disipadores de energía, con y sin considerar la interacción Suelo-Estructura. Dicho modelo se sometió a un análisis sísmico estático, análisis sísmico dinámico modal-espectral y el análisis sísmico dinámico no-lineal Tiempo-Historia, además de ser sometido a las acciones de viento. De dichos modelos se obtuvo las derivas de entrepiso o distorsiones, los esfuerzos en los elementos estructurales, así como el comportamiento no lineal con los disipadores de fluido-viscosos (Dámpers). Estos resultados obtenidos para cada tipo de análisis y modelo fueron evaluados y comparados adecuadamente, lo cual permitió determinar que un modelo adecuado para el análisis de edificios altos es el análisis sísmico dinámico no-lineal Tiempo-Historia con interacción suelo-estructura, así mismo se pudo verificar que al

incorporar disipadores de energía los desplazamientos se reducen en un 40% aproximadamente.

Valderrama, C; Meza, J. 2014. Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada con Zapatas Aisladas. Tesis para optar por el título de Ing. Civil. Lima, Perú. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. 133 p.

En la presente tesis de investigación se buscó demostrar que los esfuerzos internos obtenidos a partir de modelaciones que consideran la Interacción Suelo-Estructura, son menores a los que se obtienen de modelaciones que consideran la base empotrada, tomando como punto de partida el modelo dinámico publicado por D.D. Barkan – O.A. Savinov . Esta demostración se llevó a cabo con el uso de la herramienta estadística conocida como la Prueba Chi Cuadrado, comúnmente usada para validar hipótesis. Para obtener una muestra significativa se tomaron en cuenta la fuerza axial, fuerza cortante y momento flector de doce (12) modelaciones de una edificación bajo diferentes condiciones. Tales condiciones están relacionadas con cambios de zona sísmica, cambios de porcentaje de amortiguación del concreto armado y cambios de tipos de análisis sísmicos.

Las zonas sísmicas consideradas en las modelaciones fueron la zona 3 (Lima) y la zona2 (Junín), los porcentajes de amortiguamiento usados en las modelaciones fueron de 2% y 5%. Cabe resaltar que para considerar el 2% de amortiguamiento para el concreto se tomó como base el trabajo realizado por Flores Escalante, titulado “Rediseño del módulo típico del colegio emblemático Joaquín Capelo utilizando un 2% de amortiguamiento para el concreto armado en la dirección aporticada”. Y por último los tipos de análisis sísmicos que se tomaron en cuenta fueron el análisis estático, dinámico y tiempo historia.

Con el fin de validar de manera más sólida la hipótesis, se decidió tomar como población a dos (02) columnas, una lateral y una central y realizar la Prueba Chi cuadrado a cada una de ellas. La recaudación de los datos que se usaron

para la validación de la hipótesis del presente trabajo se realizó a partir de las modelaciones realizadas con el software SAP 2000 V.15.

Finalmente se demostró que con la implementación de la Interacción Suelo-Estructura en los diferentes modelos analizados, los esfuerzos internos de una edificación aporticada con zapatas aisladas se ven disminuidas con respecto a los modelos que no consideran la Interacción suelo-estructura (bases empotradas). Se concluye que estos menores esfuerzos internos obtenidos al implementar la Interacción Suelo-Estructura suceden debido a que parte de la energía generada por el sismo en la estructura es absorbida por el suelo de fundación, ya que éste trabaja como un resorte en las bases.

2.1.3 LOCALES

Romero, D. 2013. Diseño de edificaciones con Disipadores de Energía Sísmica de tipo Fluido Viscoso. Tesis para optar por el título de Ing. Civil. Cajamarca, Perú, Universidad Nacional de Cajamarca. 150 p.

En la presente tesis de investigación se expone una metodología de diseño enfocada en el desempeño y fundamentada en las disposiciones del ASCE, el FEMA y el ACI para el diseño de una edificación con disipadores de energía del tipo fluido viscoso y la comparación con una que se ha diseñado convencionalmente. Para realizar esta investigación se estudió el edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca con un sistema estructural aporticado, cuya deriva sobrepasaba los límites permitidos de la norma E-0.30. Para cumplir con la Norma, se incorporó los dispositivos de disipación de energía fijándose como objetivo de diseño la reducción del daño a nivel moderado frente a un sismo raro (500 años de retorno). La estrategia se orientó a mantener una deriva de 5.8 ‰, valor propuesto por HAZUS (Methodology for Estimating Potential Losses From Disasters), lográndose de esta manera el amortiguamiento al 23% y reducir la deriva a 3.75 ‰. A nivel económico, se determinó que la insidencia en el costo total del proyecto sería del orden 8.49%.

2.2 BASES TEÓRICAS: CONCEPTOS TEÓRICOS

2.2.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Cada estructura responde a las cargas en forma diferente, deformándose y desplazándose según se desarrollan los esfuerzos internos a fin de balancear los efectos de la carga aplicada. Con respecto a la geometría de respuesta puede ser lineal o no y, con respecto a las propiedades de los materiales puede ser elástica o inelástica. Además la respuesta puede ser función del tiempo, de la temperatura y otras consideraciones ambientales. Puede ser o muy simple o muy compleja. Las múltiples facetas de la respuesta estructural están agrupadas bajo el tema del comportamiento estructural. Conocer el comportamiento estructural permite predecir la deformación de una estructura cargada, lo adecuado que es cuando se ejercen cargas de servicio y la forma en que falla y la capacidad para soportar sobrecargas hasta el punto de colapso. Esta última información nos proporciona la mejor medida del factor de seguridad contra daños catastróficos.

2.2.2 FACTORES PRINCIPALES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los factores mencionados a continuación afectan la capacidad de una estructura para resistir las cargas con seguridad y satisfacer los requerimientos de servicio por deflexión, apariencia y comodidad. Los factores principales son:

- a- Propiedad de los materiales
 - Módulo de elasticidad y relación de Poisson
 - Resistencia a tensión y compresión. Teorías de fallas
 - Propiedades inelásticas y ductilidad
 - Comportamiento dependiente del tiempo (flujo plástico)
 - Agrietamiento
 - Fractura frágil y fatiga
 - Variación en las propiedades y anisotropía

- b- Efectos de la esbeltez (rigidez)
 - Pandeo de los miembros o sistemas
 - Pandeo local de los elementos
 - Vibraciones y deflexiones

- c- No linealidad geométrica
 - Combinación de flexión y carga axial (vigas-columna)
 - Cables con una pequeña flecha

- d- Comportamiento de las conexiones
 - Concentraciones de esfuerzos
 - Mecanismos de transferencia de cargas
 - Eficiencia de la junta
 - Ductilidad

El significado relativo de estos factores depende del tipo especial de estructura y de los materiales utilizados en su construcción los materiales más importantes son el acero, el concreto y la madera.

2.2.3 COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES ANTE CARGAS LATERALES

Los sismos a través del suelo de fundación transmite sus acciones hacia las edificaciones en forma de cargas laterales de entrepiso, estas cargas o acciones de sismo generan desplazamientos laterales, deformaciones y una serie de esfuerzos en los elementos estructurales provocando daños que afectan la funcionalidad de las edificaciones, llevándolas, según la intensidad de sismo, incluso al colapso.

De allí que es muy importante estudiar la interacción que existe entre los sismos, el suelo de fundación, la estructura de la edificación sísmica y la utilización de la tecnología en la reducción de daños.

2.2.4 INTERACCIÓN SISMICA SUELO-ESTRUCTURA (ISE)

“La Interacción sísmica suelo-estructura (ISE), refiere de un modo general el contacto dinámico existente entre la estructura y su base o suelo de fundación”¹. Anteriormente se analizaba las estructuras considerando un suelo infinitamente rígido, por lo que se los consideraba empotrados en la base, sin considerar la propiedades elásticas del suelo, es decir, el suelo no es infinitamente rígido, sino que tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía entregada por el sismo. Esto va a ocasionar que una menor cantidad de energía llegue a la superestructura, por ende, los elementos estructurales soportarán menores fuerzas internas que lo que se obtiene del cálculo común sin ISE.

Otro efecto que genera la ISE es el incremento de los desplazamientos, puesto que al considerar la flexibilidad del suelo, pues los desplazamientos van a comenzar desde la base.

2.2.5 FACTORES QUE AFECTAN LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Miranda, E. 2012². establece que algunos de los factores de los que depende el grado de interacción que puede existir en la respuesta sísmica de una estructura son:

- a) Peso total de la estructura
- b) Rigidez lateral de la estructura
- c) Altura de la estructura

¹ Villareal, G. 2009. Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas. Libro Premio Nacional ANR 2006. Lima, Perú.

² Miranda, E. 2012. *Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura*. Pag. 112

- d) Reacción de esbeltez de la estructura
- e) Tipo de cimentación (superficial, empotrada, piloteada etc.)
- f) Tamaño de la cimentación
- g) Forma de la cimentación
- h) Rigidez de la cimentación
- i) Propiedades dinámicas del suelo
- j) Profundidad y estratigrafía del suelo
- k) Intensidad del movimiento sísmico
- l) Contenido de frecuencia del movimiento sísmico

En términos generales, los factores que afectan la interacción dinámica suelo-estructura se puede clasificar en:

- 1) Características de la superestructura
- 2) Características de la cimentación
- 3) Características del suelo
- 4) Características del movimiento del terreno

2.2.6 MODELOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Villarreal, G. en su libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas”. 2009. Nos presenta algunos modelos que nos permiten idealizar matemáticamente la interacción suelo-estructura, de los cuales se ha tomado el Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov y el modelo de la Norma Rusa Snip 2.02.05-87 .

2.2.6.1 Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} K_Z = C_Z A \\ K_X = C_X A \\ K_\varphi = C_\varphi I \end{cases} \dots\dots (1.0)$$

Donde:

C_Z, C_φ – coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme

C_X - coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

A - área de la base de la cimentación

I - momento de inercia de la base de la cimentación, respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

Por cuanto los coeficientes C_Z, C_X, C_φ dependen no solo de las propiedades elásticas del suelo, sino de otros factores, es necesario analizarlos como ciertas características generalizadas de la base de fundación.

Con el propósito de obtener las fórmulas de cálculo para los coeficientes se analizaron dos modelos: modelo del semiespacio elástico isotrópico con poco peso y el modelo M.M. Filonenko-Borodich, obteniéndose las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} C_Z = X_Z \cdot \frac{E}{1-u^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \\ C_X = X_X \cdot \frac{E}{(1+X_X u)(1+u)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (2.0) \\ C_\varphi = X_\varphi \cdot \frac{E}{1-u^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \end{cases}$$

Donde:

X_Z, X_X, X_φ – coeficientes, dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación.

u - coeficiente de Poisson

Los experimentos realizados por diversos investigadores, mostraron, que las fórmulas (2.0) llevan a ciertos errores, aunque estas dependencias en sentido general son cercanas a la realidad.

Las principales deficiencias de este modelo, consiste en que no describe la dependencia entre los coeficientes C_Z, C_X, C_φ con las dimensiones de la base de la cimentación, y lo que es mucho más importante, no considera las propiedades inerciales de los suelos.

Las siguientes precisiones de tal modelo se realizaron en base a las investigaciones teóricas, efectuadas por el científico O.A. Shejter para el problema de vibraciones forzadas de un cuño circular muy pesado, apoyado sobre un semiespacio elástico isotrópico pesado. Aunque la concepción de masa “adherida” del suelo, introducida por O.A. Shejter, no tuvo una repercusión directa, las investigaciones teóricas y experimentales permitieron identificar la dependencia de los coeficientes C_Z, C_X, C_φ con la presión estática ρ , que transmite la cimentación a la base.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$\begin{cases} C_Z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\ C_X = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\ C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta.A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \end{cases} \dots\dots (3.0)$$

C_0, D_0 – coeficientes determinados a través de experimentos realizados para

$$\rho = \rho_0;$$

a, b - dimensiones de la cimentación en el plano

Δ - coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$.

Para el coeficiente D_0 , como se mostraron en los experimentos, se puede utilizar la dependencia empírica:

$$D_o = \frac{1-u}{1-0.5u} \cdot C_o \dots (4.0)$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$\left\{ \begin{array}{l} C_o = 1.7 \cdot \frac{E_o}{1-u^2} \cdot 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \\ D_o = 1.7 \cdot \frac{E_o}{(1-u)(1-0.5u)} \cdot 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \end{array} \right. \dots (5.0)$$

Donde:

E_o – módulo de elasticidad, cálculo experimentalmente para presión estática de suelo de 0.1-0.2kg/cm².

También se pueden usar los valores del coeficiente C_o cuando $\rho_o = 0.2 \text{ kg/cm}^2$, elegidos de acuerdo al tipo de suelo y al índice líquido del suelo de fundación, a través de la tabla N°01.

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0(kg/cm^3)$
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Tabla N° 1: coeficiente C_0 según el tipo de suelo.

Fuente: Villarreal, G. 2009, pag. 37

Se puede indicar que el modelo dinámico analizado D.D. Barkan - O.A. Savinov es teórico-experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas.

Esta suposición permitió diversas críticas fundamentadas científicamente, tratándose de su aplicación del determinado modelo en el cálculo sísmico de edificaciones considerando la interacción suelo-estructura. Esto es mucho más claro, porque es conocido que el sistema suelo-estructura ante sismos se analiza como un proceso ondulatorio no estacionario.

2.2.6.2 Modelo Dinámico Norma Rusa Snip 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_Z , kN/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_X , kN/m (T/m); compresión elástica no uniforme K_φ , kN.m (T.m); y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ , kN.m (T.m); se calculan por las fórmulas:

$$\begin{cases} K_Z = C_Z A \\ K_X = C_X A \\ K_\varphi = C_\varphi I_\varphi \\ K_\psi = C_\psi I_\psi \end{cases} \dots\dots (6.0)$$

Donde:

A - área de la base de la cimentación (m²)

I_φ - momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.

I_ψ - momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia)

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_Z , KN/m³ (T/m³), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_Z = b_0 E \left[1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right] \dots\dots(7.0)$$

Donde:

b_0 = Coeficiente (m⁻¹) asumido mediante la tabla N°02

E = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación.

A_{10} = constante igual a 10 m².

Tipo de suelo de fundación	b_o
Suelos arenosos	1.00
Arenas arcillosas	1.20
Arcillas, cascajos, gravas, cantos rodado, Arenas densas	1.50

Tabla N° 2: coeficiente b_o .
Fuente: Villarreal, G. 2009. Pág. 44

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y el de desplazamiento elástico no uniforme, se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
 C_X &= C_Y = 0.7C_Z \\
 C_\varphi &= 2C_Z \\
 C_\psi &= C_Z
 \end{aligned}
 \quad \dots\dots (8.0)$$

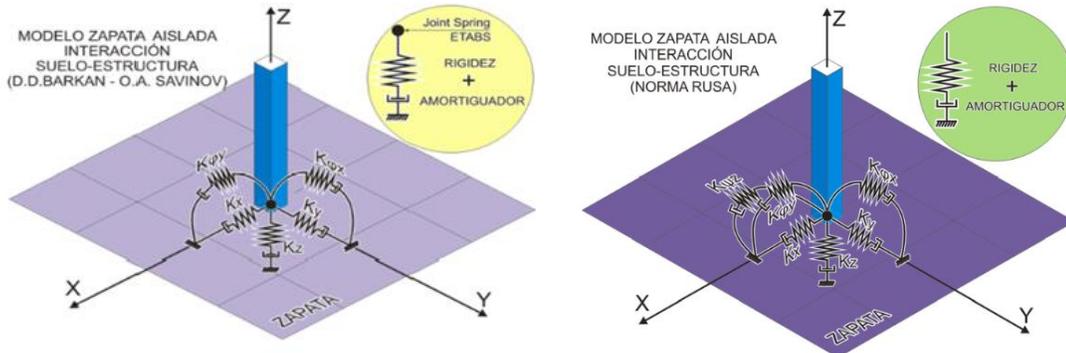


Fig. 1. Modelo zapata aislada interacción suelo-estructura.
Izquierda: D.D Barkan-O.A Savinov. Derecha: Norma Rusa.
Fuente: Condori, G. 2014. Pág 39

2.2.7 REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES Y CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA

Generalmente, las edificaciones existentes, con algunos años de antigüedad, han sido diseñadas con un sistema sismorresistente convencional, vale decir, con estructuras suficientemente rígidas, como para incursionar en el rango inelástico (estructuras dúctiles); para lograr ello, se han incorporado en un sistema estructural, pórticos de concreto rígidos, muros de corte, albañilería estructural, etc. con la finalidad de contrarrestar los efectos de las cargas

laterales de sismo, entonces en este caso, son los elementos estructurales tales como pórticos, muros, etc. los que asumen y tienen que disipar la energía sísmica, pero cuando los elementos estructurales no son capaces de ello, se producen las fallas de las estructuras e incluso el colapso de las mismas. Ahora en la actualidad, múltiples investigaciones, han determinado que si al sistema estructural convencional se le incorpora dispositivos que asuman parte de la energía sísmica, se podría reducir la respuesta dinámica de los mismos, esto quiere decir reducción de los desplazamientos, de la velocidad y las aceleraciones que experimentan dichos sistemas, sin afectar la flexibilidad o dicho de otro modo sin cambiar el periodo y la rigidez del mismo.

Estos dispositivos denominados disipadores de energía, son dispositivos que nos permiten mejorar el comportamiento de una edificación frente a la amenaza sísmica, es decir son dispositivos que nos permiten reforzar la estructura de las edificaciones existentes o nuevas.

Villarreal, G y Oviedo, R. 2008. En su investigación clasifican a estos dispositivos de la siguiente manera:

- Sistemas de control pasivo.
- Sistemas de control activo.
- Sistemas de control semiactivo.
- Sistemas de control híbrido.

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y a diferencia del resto de sistemas no precisan de aporte energético para funcionar. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos están formados por actuadores de fuerza y/o elementos pasivos, controlador a tiempo real y dispositivos sensores instalados en la estructura³.

³ Villarreal, G. y Oviedo, R. 2008. Edificaciones con disipadores de energía. Libro Premio Nacional ANR 2008. Lima, Perú. Pág.23

2.2.8 BALANCE DE ENERGÍA SÍSMICA

Housner, al integrar la ecuación de equilibrio dinámico, respecto al tiempo de aplicación de la carga (sismo, viento u otros) obtuvo la ecuación de balance de energía desarrollado en el sistema estructural:

$$\boxed{m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g + p} \dots (9.0. \text{ ec. De equilibrio dinámico})$$

$m\ddot{x}$: representa la fuerza inercial de la masa de la edificación.

$c\dot{x}$: es el amortiguamiento inherente del sistema.

kx : es la fuerza elástica del sistema.

$$\boxed{E_K + E_D + E_S = E_I} \dots (10.0 \text{ ec. balance de energía})$$

Donde:

$E_K = \int m\ddot{x}dx = \frac{m\dot{x}^2}{2}$, es la energía cinética de la masa m .

$E_D = \int c\dot{x}dx = \int c\dot{x}^2 dt$, es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura.

$E_S = \int kxdx = \frac{kx^2}{2}$, es la energía de deformación elástica del sistema.

E_I , es la energía impuesta por las cargas dinámicas (cargas de sismo y cargas de viento)

En el caso de que el sistema alcance a responder en el rango inelástico de los materiales, en el término E_S se debe incluir y distinguir la participación de la estructura dentro del rango elástico y el inelástico. Esto se logra introduciendo la función $f_s(x)$ incluye la respuesta elástica y la inelástica histérica en el cálculo de la energía total proporcionada por la estructura, y quedan como:

$$E_S = \int f_s(x)dx = E_{SS} + E_{Sp}$$

Donde:

E_{sp} es la energía disipada por efectos histeréticos de deformación plástica y daño de los elementos estructurales, y el término E_{ss} es la energía de deformación elástica no disipada.

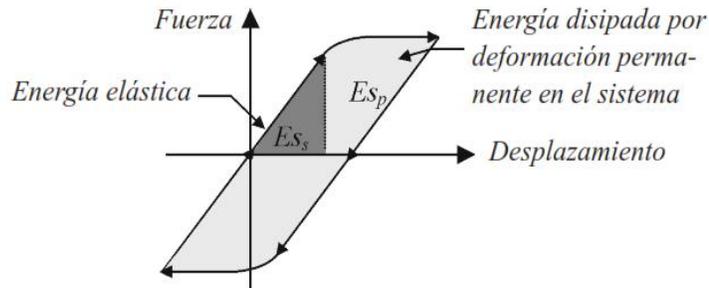


Fig. 2. Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica.
Fuente: Oviedo, J. y Duque, M.

Cuando se utilizan dispositivos especiales disipadores o amortiguadores de energía (dependientes de la velocidad, la deformación o la aceleración), se debe introducir un término en la ecuación de balance de energía que permita distinguir la participación de estos dispositivos en el balance de energía. La contribución de la energía obtenida por los disipadores o amortiguadores se suma al lado izquierdo de la ecuación de balance de energía como E_p , entonces la ecuación quedaría como:

$$E_K + E_D + E_{ss} + E_{sp} + E_p = E_I \quad \dots (11.0)$$

De la ecuación se puede decir que para que el sistema estructural se comporte adecuadamente ante la excitación sísmica la energía de entrada E_I debe ser absorbida por la energía cinética, la energía de amortiguamiento, la energía elástica e inelástica. Esto quiere decir, que para un adecuado funcionamiento de la estructura, es necesario adherir a ella otros sistemas o dispositivos que ayuden a disipar parte de la energía introducida por el sismo, esto se podría lograr aumentando la ductilidad y rigidez con el fin de agregar energía por deformación inelástica o aumentando la energía de amortiguamiento incorporando disipadores de energía al sistema estructural.

Lo que se hace en el diseño convencional, es aumentar la ductilidad y rigidez a través de elementos como marcos de concreto, placas, los cuales permiten que la estructura en caso de sismo incurriera en el rango inelástico generándose algunas fallas, pero sin que esta colapse. En la actualidad se viene utilizando otros dispositivos como los disipadores de energía que son los que absorben una buena porción de la energía sísmica, reduciendo las demandas de disipación de energía por ductilidad de la estructura.

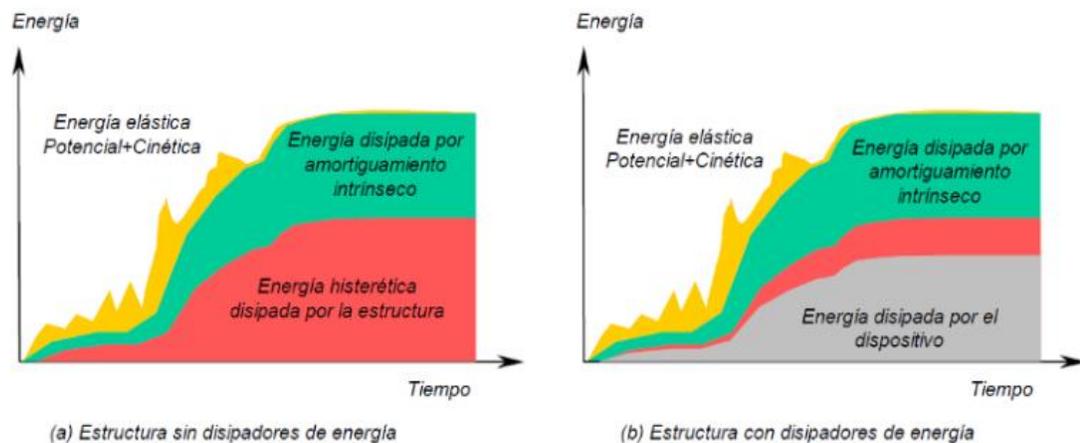


Fig. 3. Balance de energía en una estructura con y sin disipadores.
Fuente: Reyes y Ruviano 2002

- La imagen de la izquierda representa el balance de energía de una estructura convencional sin disipadores de energía pero considerando el efecto de interacción suelo-estructura, la línea verde representa la energía de entrada por el sismo, la línea magenta representan la energía de amortiguamiento de la estructura de allí que se puede decir que la mayor parte de la energía de sismo lo asume el amortiguamiento de la estructura. Las líneas rojas y celestes representan la energía potencial y la energía cinética respectivamente.
- La imagen de la derecha representa el balance de energía de una estructura con disipadores de energía y considerando el efecto de interacción suelo-estructura, la línea verde representa la energía de entrada por el sismo, la

línea magenta representan la energía de amortiguamiento, la línea azul representa la energía asumida por los disipadores. Las líneas rojas y celestes representan la energía potencial y la energía cinética respectivamente. Como se puede apreciar la energía asumida por el amortiguamiento de la estructura ha disminuido esto debido a que existen los disipadores de energía los mismos que están asumiendo una parte considerable de la energía de entrada.

2.2.9 SISTEMAS DE CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA

La necesidad de la ingeniería de poder minimizar los efectos provocados por la actividad sísmica ha llevado a constantes investigaciones y como resultado desde el punto de vista dinámico se han determinado metodologías de avance tecnológico para la protección de estructuras frente a sismos, esto básicamente tiene que ver con la incorporación de dispositivos externos que contrarresten los efectos sísmicos. “La parte de la mecánica estructural que maneja estos conceptos es denominada como **control estructural**”⁴.

Villareal, G. y Oviedo, R. 2008. Establecen en su investigación que el control estructural ante sollicitaciones sísmicas se está planteando como una alternativa al diseño sísmico convencional. Los sistemas sísmicos avanzados tienen como objetivo controlar los desplazamientos de la estructura haciendo uso de los siguientes recursos:

- Modificación de las propiedades dinámicas del edificio.
- Disipación de energía introducida al sistema a partir de dispositivos mecánicos.
- Control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica

⁴ Villareal, G. y Oviedo, R. 2008. Edificaciones con disipadores de energía. Libro Premio Nacional ANR 2008. Lima, Perú. Pág.23.



Fig. 4. Sistemas de control estructural.
Fuente: Pardo. 2007. pag.31

2.2.9.1 Sistemas de control pasivo

Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo, cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran; al contrario que los activos, no necesitan de una fuente externa de energía para su funcionamiento y se basan en sistemas con respuesta inercial a la acción sísmica. Abarcan distintos tipos de materiales y dispositivos que mejoran el amortiguamiento, rigidez y resistencia de una estructura. Los dispositivos pasivos son efectivos para resistir cargas laterales, tanto para la acción del viento, como para la acción sísmica (Arévalo, V. Guatemala. 2015).

Estos sistemas intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta estructural, teniendo ventajas económicas. Los sistemas de control pasivo se pueden clasificar en control pasivo con aislamiento en la base, control pasivo con sistemas inerciales acoplados y control pasivo con disipadores de energía (Arévalo, V. Guatemala. 2015)

2.2.9.1.1 Disipadores de energía

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayoría de la energía sísmica, evitando así que esta sea disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales. Pueden ser clasificadas según su comportamiento como Histeréticos, Viscoelásticos y Viscoso.

Los disipadores Histeréticos se basan en la plastificación de metales y la fricción entre superficies. Estos dispositivos dependen básicamente del desplazamiento. Los disipadores Viscoelásticos pueden basarse en sólidos Viscoelásticos, fluidos Viscoelásticos y su comportamiento depende del desplazamiento y de la velocidad. Los dispositivos de fluidos Viscosos tienen un comportamiento que depende netamente de la velocidad.

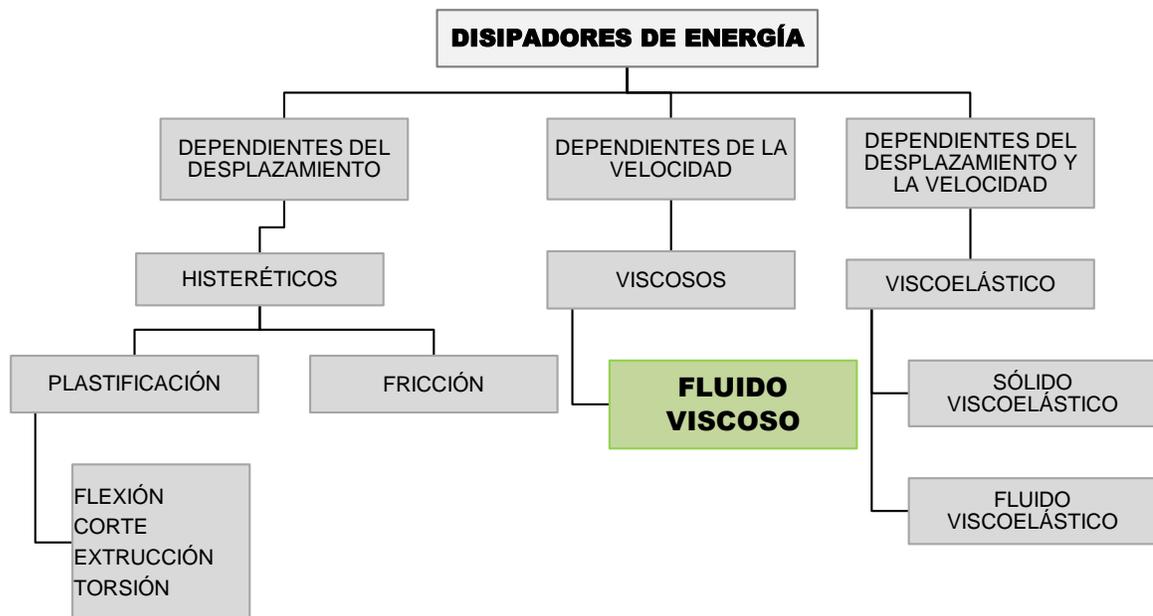


Fig. 5. Disipadores de energía.
Fuente: Chávez, J. 2016. Pag. 32

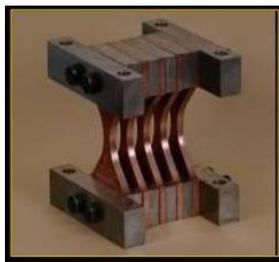
2.2.9.1.1 Disipadores Histeréticos

Disipadores por plastificación de metales.

La plastificación de metales en disipadores se puede producir a partir de esfuerzos estructurales o bien a partir del proceso de extrusión. Cualquier esfuerzo, sea de torsión, flexión, cortante o axial puede conducir a procesos de plastificación en metales. El acero ha sido sin duda el metal más empleado en disipadores. Entre sus virtudes están las posibilidades constructivas que ofrecen, su bajo costo y su elevada ductilidad (Villarreal, G y Oviedo, R. 2008)

✓ Disipadores por flexión

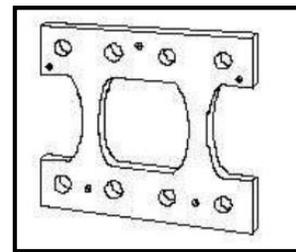
Estos son disipadores que plastifican por flexión, entre estos dispositivos se tiene al disipador en forma de U, al disipador TADAS (Triangular Plate Added Damping and Stiffness), al disipador ADAS (Added Damping and Stiffness) y al disipador Honeycomb, entre otros.



Disipador ADAS



Disipador TADAS



Disipador Honeycomb

Fig. 6. Disipadores por flexión.
Fuente: Arévalo, V. 2015

✓ Disipadores a cortante

Son dispositivos que plastifican por esfuerzo cortante y generalmente presentan la misma sección de doble T con alma rigidizada⁵. En este grupo están los paneles de cortante, el disipador Tsai et al, entre otros.

Disipadores por Fricción

Los disipadores friccionantes son dispositivos que disipan la energía mediante las fuerzas de fricción que se presentan por el desplazamiento relativo entre dos superficies de contacto bajo presión y en el deslizamiento entre ellas. La fuerza de fricción en cada conexión es igual al producto de la fuerza normal por el coeficiente de rozamiento (Pardo, J. Chile. 2007).

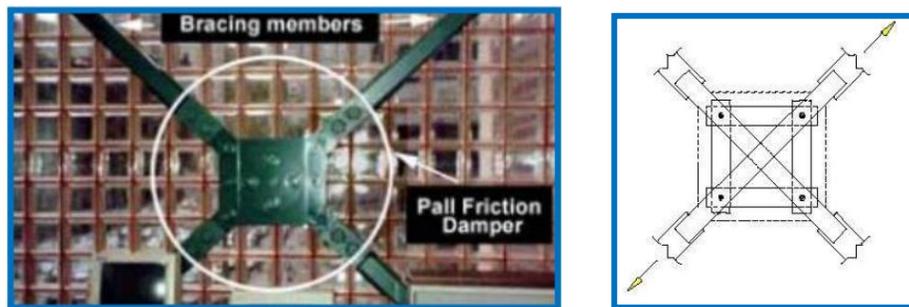


Fig. 7. Disipador por fricción.

Fuente: Villareal, G. y Oviedo, R. 2008 pag.39

El mayor inconveniente que presentan estos dispositivos disipadores es que el coeficiente de fricción, durante el desplazamiento, depende de la velocidad, de la presión normal y de las condiciones de las superficies en contacto. Consecuentemente, resulta difícil garantizar un coeficiente de fricción independiente del tiempo y de las condiciones de los disipadores. Sin embargo, se ha observado que la variación del coeficiente de fricción durante el desplazamiento no afecta significativamente a la respuesta estructural si la estructura permanece en rango lineal, mientras que esta influencia puede ser significativa si esta entra en rango no lineal (Pardo, J. Chile. 2007).

⁵ Villareal, G. y Oviedo, R. 2008. Edificaciones con disipadores de energía. Libro Premio Nacional ANR 2008. Lima, Perú.

2.2.9.1.1.2 Disipadores Viscoelásticos

Son los dispositivos cuyo comportamiento depende de la velocidad y el desplazamiento. Este es un disipador que tiene la particularidad de adicionar rigidez a la estructura, por lo que se recomiendan para edificaciones de periodos demasiado altos (Pardo, J. Chile. 2007).

Los disipadores viscoelásticos han sido empleados con éxito para minimizar los efectos del viento en edificios altos, y durante la última década, para reducir la respuesta de edificios ante la acción de fuertes ondas sísmicas.

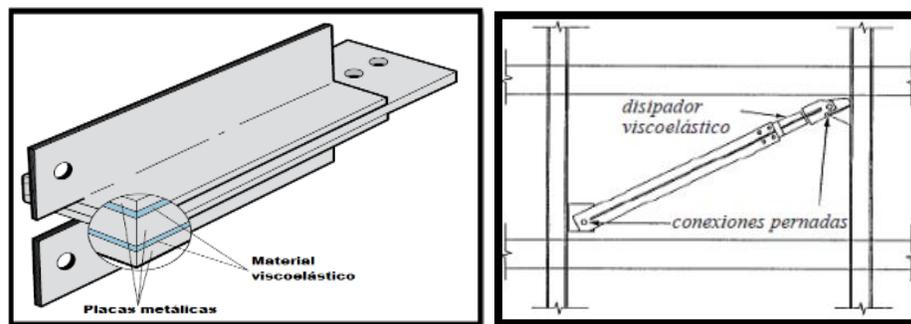


Fig. 8. Disipador viscoelástico e instalación en los pórticos.
Fuente: Chávez, J. 2016. Pag. 34

2.2.9.1.1.3 Disipador de Fluido Viscoso

“Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto es debido a que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad, la cual provee una respuesta que es inherentemente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura”⁶.

Los esfuerzos en las columnas tienen su valor máximo, cuando el edificio llega a su deformación máxima. Si se adiciona un disipador de fluido viscoso, la fuerza de amortiguamiento se reduce a cero en este punto de máxima

⁶ Villareal, G. y Oviedo, R. 2008. Edificaciones con disipadores de energía. Libro Premio Nacional ANR 2008. Lima, Perú. Pag. 42

deformación. Esto es debido a que la velocidad del disipador es cero en este punto.

Los disipadores de fluido viscoso son esencialmente mecanismos llenos de fluido, el cual debe ser capaz de mantenerse en servicio durante grandes períodos de tiempo sin mantenimiento. Los requerimientos de los materiales son que deben ser resistentes a la corrosión, resistencia al despostillamiento, libre de esfuerzos de ruptura y alta resistencia al impacto. Esto es especialmente cierto para el cilindro del disipador, el cual debe resistir esfuerzos triaxiales.

“Un disipador de fluido viscoso es un dispositivo que disipa energía aplicando una fuerza resistiva a un desplazamiento finito. La fuerza de salida del disipador es resistiva y actúa en la dirección opuesta al movimiento de entrada. Debido a que el disipador se comporta de acuerdo a las leyes de la mecánica de fluidos, el valor de la fuerza resistiva varía con respecto a la velocidad traslacional del disipador en cualquier punto en el tiempo”⁷.



Fig. 9. Disipador de fluido viscoso Taylor.
Fuente: CDV ingeniería antisísmica

Componentes del Disipador de Fluido Viscoso

Díaz la Rosa, M. 2014, en su investigación detalla las partes y componentes del disipador de fluido viscoso:

⁷ Villarreal, G. y Oviedo, R. *Libro Premio Nacional ANR 2008*. Pag. 43

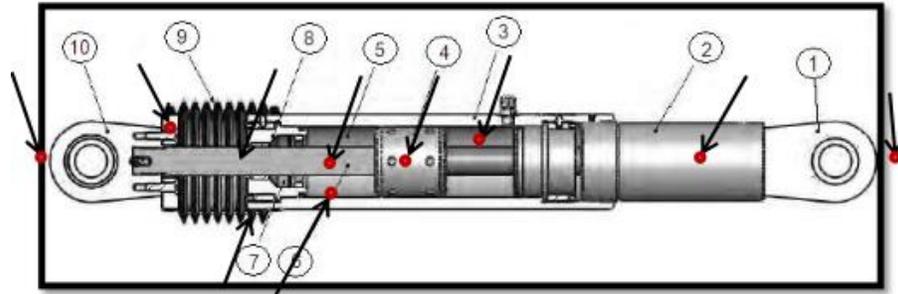


Fig. 10. Componentes de los disipadores viscosos Taylor.
Fuente: Días la Rosa M. 2014. Pág.30

1. Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero con protección contra la corrosión
2. Extender, acero al carbono forjado en aluminio con protección contra la corrosión.
3. Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas y/o pintura.
4. Cabeza del pistón de acero sólido o de 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.

Funcionamiento de los disipadores de fluido viscoso

El disipador de fluido viscoso consiste en dos componentes importantes que son un cilindro de alta resistencia y un pistón (ambos de acero inoxidable). En el cilindro se almacena un fluido de silicona compresible. El pistón va instalado una parte dentro del cilindro y otra parte fuera, el cual en el funcionamiento entrando y saliendo alternadamente. El pistón posee, en el extremo que entra en el cilindro, una cabeza con orificios del mismo diámetro

que el cilindro, dividiéndolo en dos cámaras, tal como se puede observar en la siguiente imagen:

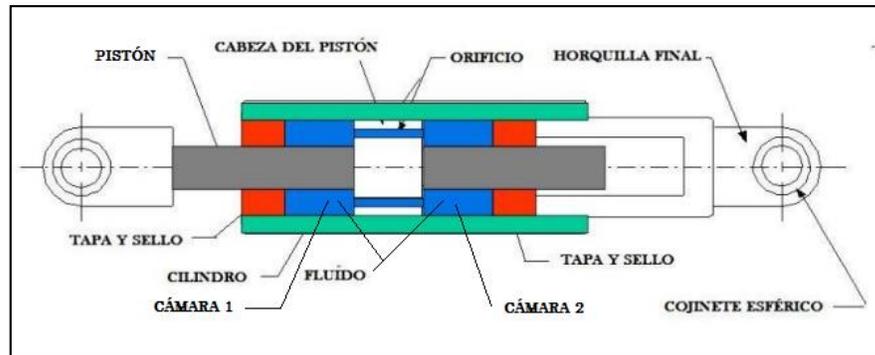


Fig. 11. Corte interior de un disipador de fluido viscoso.
Fuente: CDV ingeniería antisísmica. 2014

Ante un evento sísmico, el pistón se desliza dentro del cilindro, este movimiento ocasiona el paso del fluido de una cámara a otra a través de los orificios de la cabeza del pistón, esto a su vez genera una presión diferencial, la misma que origina la fuerza de amortiguamiento.

“Debido al desplazamiento interno del pistón se genera la conversión de energía cinética en calor, lo que produce la expansión y contracción térmica del fluido, debido a esto el cilindro contiene una tercera cámara (Cámara de acumulación) que permite que se puedan compensar las variaciones del fluido(volumen)”⁸

Ecuación general que rige el funcionamiento de los disipadores viscosos

Díaz la Rosa, M. 2014. En su investigación detalla las ecuaciones que rigen el comportamiento de los disipadores viscosos, tal como se presenta a continuación:

La fuerza de amortiguamiento generada en cada disipador viscoso se determina a través de la siguiente ecuación.

⁸ Díaz la Rosa, M. 2014. Evaluación del Proyecto Estructural y Optimización del Diseño con Disipadores de Energía Viscosos Taylor para una Edificación Esencial de 6 Pisos. Perú. Pag.32

$$F = CV^\alpha \dots\dots (12.0)$$

Donde:

F: fuerza en el disipador.

C: constante de amortiguamiento.

V: velocidad relativa en el amortiguador.

α : coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 en edificaciones.

Es importante observar que no hay ninguna fuerza de resorte en esta ecuación. La fuerza del disipador varía sólo con la velocidad. Para una velocidad dada la fuerza será la misma en cualquier punto del dispositivo.

✓ **Coeficiente de amortiguamiento “C”**

Se estima de acuerdo a la siguiente ecuación dada por el FEMA 274:

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \dots (13.0)$$

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

El parámetro λ es dependiente del valor del exponente de velocidad (α); el FEMA 274 nos facilita la siguiente tabla:

Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Tabla N° 3 Valores de λ respecto al exponente de velocidad (α).
Fuente: FEMA 274

El ángulo de inclinación (θ_j) y el desplazamiento relativo del disipador de energía (ϕ_{rj}) se muestra en la siguiente figura.

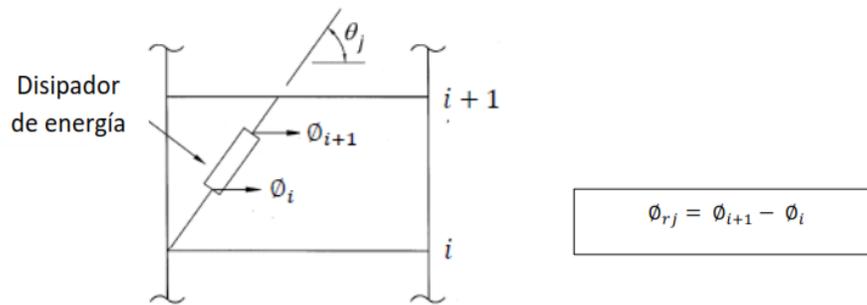


Fig. 12. Ángulo de inclinación y desplazamiento relativo del disipador de energía.
Fuente: Fema 274

Es importante señalar que la ecuación 13.0 considera un coeficiente de amortiguamiento constante para todos los dispositivos. El mismo que se puede despejar una vez conocidas las demás variables.

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)} \dots (14.0)$$

Así mismo el valor de β_H depende del amortiguamiento objetivo que se desee alcanzar, este valor se puede calcular empleando el siguiente procedimiento:

Como primer paso se determina el **factor de reducción de respuesta (B)** mediante el cociente:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}} \dots (15.0)$$

Donde la deriva máxima (D_{max}) es la obtenida del análisis tiempo historia para el sismo de diseño seleccionado; posteriormente, se determina el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) despejando la siguiente ecuación.

$$B = \frac{2.31-0.41Ln(\beta_0)}{2.31-0.41Ln(\beta_{eff})} \dots (16.0)$$

Donde β_0 es el amortiguamiento inherente de la estructura que usualmente se fija en 5% para estructuras de concreto armado. De esta manera se obtiene el amortiguamiento efectivo, este incluye la acción del disipador de energía y el amortiguamiento inherente de la estructura.

Descontando el amortiguamiento inherente se obtiene el amortiguamiento viscoso que se requiere.

$$B_H = \beta_{eff} - 5\% \dots (17.0)$$

✓ Exponente de la velocidad “ α ”

El exponente α define la reacción del dispositivo ante los impactos de velocidad, a su vez determina el comportamiento histerético de los disipadores empleados.

Los disipadores viscosos con un valor de α igual a uno son llamados “disipadores lineales”, en ellos la fuerza del disipador es directamente proporcional a la velocidad relativa.

Los disipadores con un valor de α mayor o menor a uno son los llamados “disipadores no lineales”; aquellos con valores menores a 1 son efectivos para minimizar los pulsos de alta velocidad. Mientras aquellos con el valor de α mayor a 1, habitualmente no son empleados en edificaciones porque se necesitarían de grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza en el disipador.

En la figura 13 se puede apreciar la eficiencia del Disipador Viscoso No lineal ($\alpha < 1$), ya que para pequeñas velocidades relativas, puede desarrollar una mayor fuerza de amortiguamiento en comparación a los otros tipos de Disipadores ($\alpha = 1$ y $\alpha > 1$).

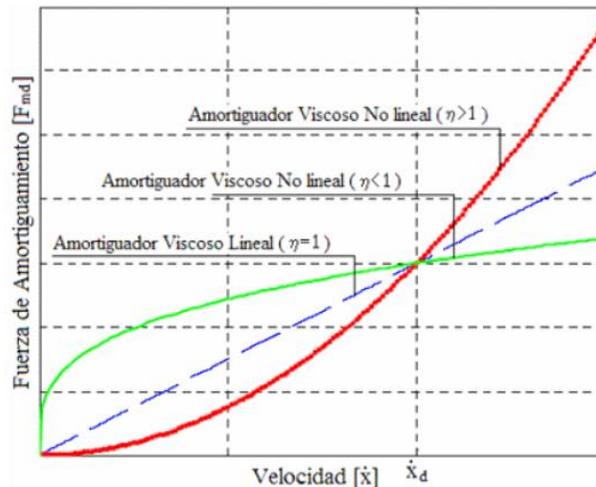


Fig. 13. Relación velocidad Vs fuerza del disipador.
Fuente: Díaz la Rosa, M. 2014

En la mayoría de los casos, el valor del exponente de velocidad α está comprendido en el rango de 0.3 a 1.0, los valores de α que han demostrado ser los más empleados para el diseño sísmico de edificios y de puentes están en el orden de 0.4 a 0.5

Morales, L y Contreras, J. 2012. Presentan en su investigación una gráfica que relaciona la fuerza del disipador (F) con su desplazamiento relativo (X) para dispositivos no lineales con distintos valores de la constante α colocados en una estructura de masa $M= 2.5 \text{ ton seg}^2/\text{m}$ y rigidez $K=10000 \text{ ton/m}$ que al inicio de la vibración tiene las condiciones de $X=4\text{cm}$ y $\dot{X}=150 \text{ cm/seg}$ y cuenta con disipadores con $C= 10 \text{ ton-s/m}$.

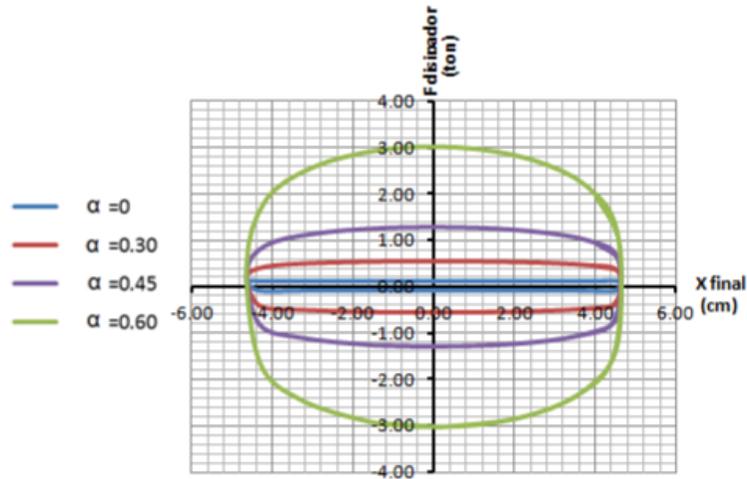


Fig. 14. Relación fuerza-Desplazamiento de un disipador de fluido viscoso, para distintos valores de α .

Fuente: Morales, L y Contreras, J. 2012

Se observa que relación Fuerza del disipador- Desplazamiento toma una forma similar a la de una elipse. Para dispositivos no lineales, las fuerzas de amortiguamiento se van reduciendo conforme disminuye la constante α . A menor valor del α la elipse va tomando una forma rectangular, lo que indica que el disipador empieza a tener un comportamiento similar al de un disipador de fluencia (Morales, L y Contreras, J. 2012).

Según el fabricante, Taylor Devices, este exponente está ligado a la dimensión de los orificios del pistón, por lo que sólo puede tomar valores de 0.3 a 2. Sin embargo, en reforzamientos de edificaciones usualmente se adopta valores de 0.3 a 1 (Morales, L y Contreras, J. 2012).

La fuerza del disipador es mayor cuando la estructura se encuentra en su posición de equilibrio ($X=0$), esto se debe a que en este punto la edificación tiene su valor máximo de velocidad. Una fuerza elevada puede traer el efecto de aumentar las axiales de las columnas adyacentes al dispositivo (Morales, L y Contreras, J. 2012).

La figura 15 muestra para la misma estructura anterior la relación entre la fuerza del disipador (F) y su desplazamiento relativo (X) para dispositivos no lineales con distintos valores de la constante C (ton-s/cm) y $\alpha=0.6$. Se aprecia que conforme aumenta la constante C también lo hace la fuerza del disipador.

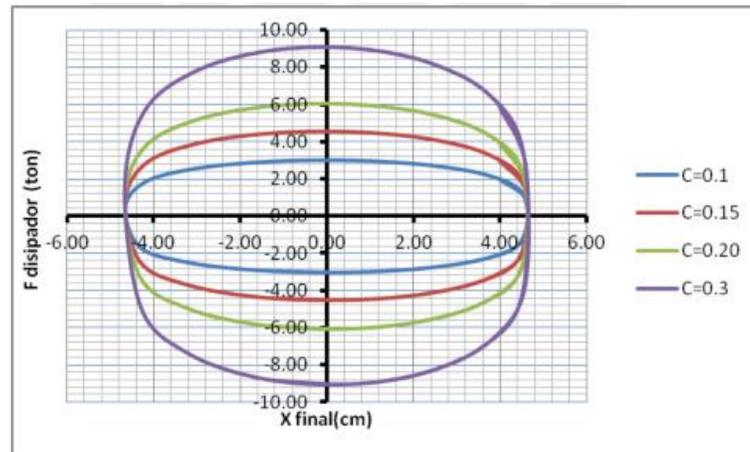


Fig. 15. Relación fuerza-desplazamiento en dispositivos de fluido viscoso no lineales con distinto valor de C y $\alpha=0.6$.

Fuente: Morales, L y Contreras, J. 2012

El efecto del amortiguamiento de los disipadores se ve reflejado en el decremento de la energía histerética debido al aumento de la energía disipada por amortiguamiento. La figura 16 muestra la relación entre la energía de entrada al sistema, causada por el movimiento sísmico; la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura; y la energía que disipa los dispositivos en la estructura (Morales, L y Contreras, J. 2012).

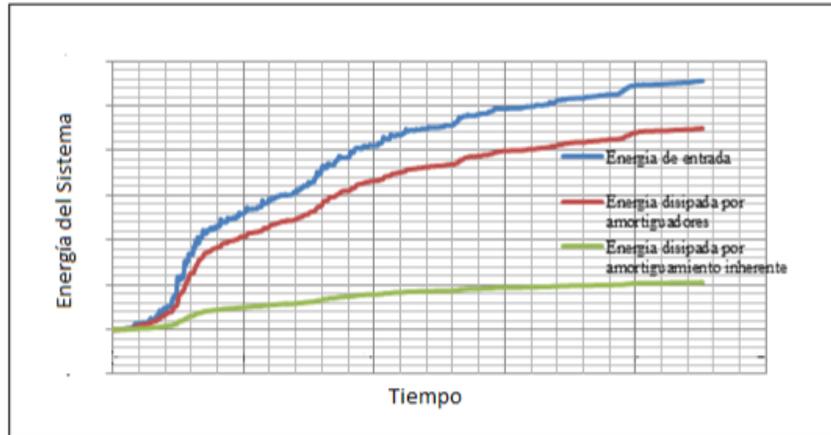


Fig. 16. Energía disipada por disipadores en una edificación.
Fuente: Morales, L y Contreras, J. 2012

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

Díaz la Rosa, M. recomienda que para modelar el dispositivo en un software como el ETABS 2015, es necesario considerar la rigidez del sistema como un valor muy alto, por ello en su investigación considera la rigidez del brazo metálico (que conecta el dispositivo a la estructura). Esto debido a que la rigidez axial de este es mucho mayor a la del disipador. La rigidez de este brazo se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{EA}{L} \dots\dots (18.0)$$

Dónde:

E: Módulo de Elasticidad del Acero.

A: Área de la sección del brazo metálico.

L: Longitud del brazo metálico.

Es importante que este perfil metálico tenga un área (A) significativa, esto para minimizar las deflexiones elásticas en el brazo y maximizar las del disipador, logrando de esta manera que el dispositivo se active completamente ante una excitación sísmica. Así mismo, es importante que el perfil metálico seleccionado tenga suficiente momento de inercia (I) y área(A) para que este tenga suficiente resistencia contra el pandeo en la dirección de compresión (Díaz la Rosa, M. 2014).

Criterios de ubicación e instalación de los disipadores de fluido viscoso.

La ubicación de estos dispositivos dentro de una edificación tiene que ver con dos criterios importantes, estos son: un criterio estructural y un criterio arquitectónico. Se colocarán en la dirección que sea necesario reforzar la estructura sin afectar la arquitectura.

La Norma ASCE 7-10, en su capítulo 18 establece algunas recomendaciones que se deben tomar en cuenta:

- ✓ La estructura no debe presentar irregularidades.
- ✓ Se debe emplear como mínimo dos dispositivos en la dirección a reforzar.
- ✓ Se debe disponer los dispositivos en todos los niveles.
- ✓ Se deben colocar simétricamente para no generar torsión.

Existen tres disposiciones comunes como se puede colocar los dispositivos de fluido viscoso dentro de una edificación estas son en forma de Chevron Brace, Diagonales y Scissor Jack.

✓ **Configuración Chevron Brace**

La configuración Chevron Brace (Figura 17) puede lograr una eficiencia de 100%, esto debido a que van colocados horizontalmente, en forma paralela a la losa de techo o a la losas de entrepiso, esto permite que el disipador absorba las fuerzas horizontales directamente. Esta configuración permite emplear toda la capacidad del dispositivo para controlar los movimientos laterales producidos por los sismos.

✓ **Configuración Diagonal.**

La configuración Diagonal (Figura 17) es la más económica, pero con menor eficiencia, esto debido a que emplea solamente la componente

horizontal para absorber las acciones horizontales del sismo. La eficiencia depende del ángulo de inclinación del brazo metálico que va a sostener al disipador, mediante la expresión $f = \cos(\theta)$.

✓ **Configuración Scissor Jack.**

La configuración Scissor Jack (Figura 17) aumenta el desplazamiento del pistón para un desplazamiento de entrepiso, razón por la cual tiene una eficiencia mayor a la unidad. La eficiencia depende del ángulo de inclinación del disipador (Ψ) y del ángulo de la armadura (θ) según la relación $f = \cos(\psi)/\text{tg}(\theta)$. Otra ventaja de esta configuración es que ocupa un menor espacio, lo que no impide colocar una puerta o una ventana en su lado. Esta configuración tiene un mayor precio, por lo que para tomar una decisión de cuál de las tres configuraciones utilizar será necesario comparar el costo asociado a la instalación y el costo de los disipadores a utilizarse. (Morales, L. y Contreras, J. 2012)

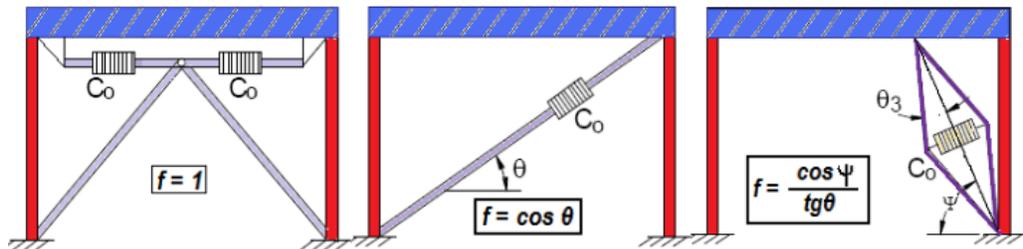


Fig. 17. Configuración de los disipadores de energía.
Izquierda: Chevron Brace. Centro: Diagonal. Derecha: Scissor Jack
Fuente: Morales, L. y Contreras, J. 2012.

CAPITULO III. MATERIALES Y METODOS

La investigación se realizó en el local Municipal del Distrito de José Manuel Quiroz, Provincia de San Marcos y Departamento de Cajamarca; situado al sureste de la región ubicada a 108 Km. al sur de la ciudad de Cajamarca, con coordenadas UTM: 17M 825,954, 9'186,555 y una altitud de 2776 msnm, cuenta con un clima variado cálido-frío con una temperatura promedio anual de 15°-30°C y humedad relativa de 60-70%.

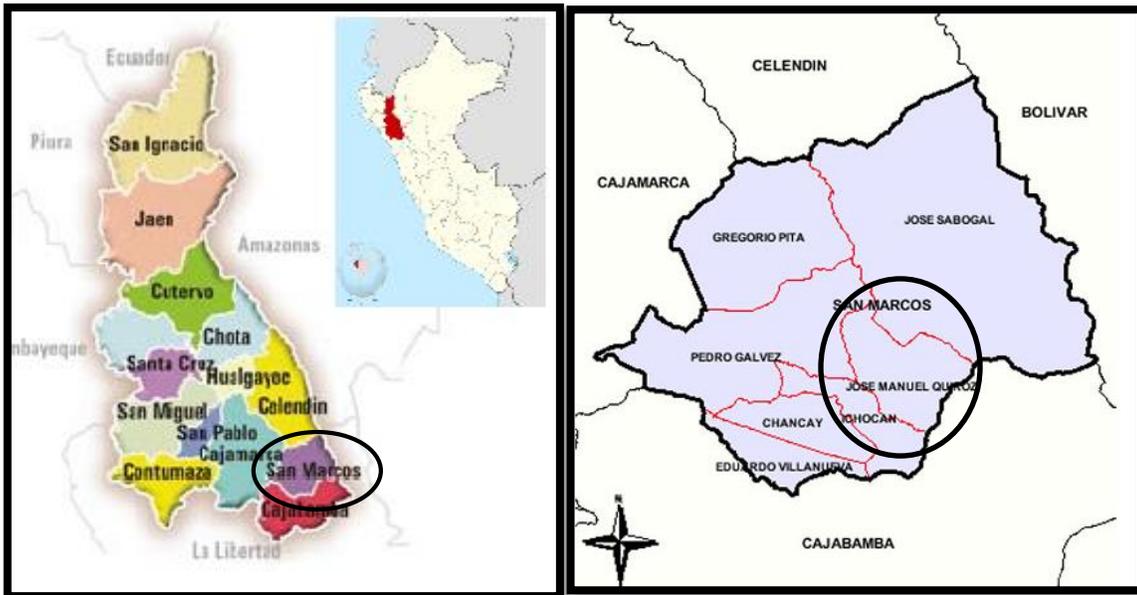


Fig. 18: Localización del Distrito de José Manuel Quiroz

3.1 MATERIALES Y EQUIPOS

3.1.1 MATERIALES

- Materiales de escritorio y gabinete.

3.1.2 EQUIPOS

Son necesarios para desarrollar la investigación, los siguientes equipos:

- 01 Esclerómetro
- 01 Regla metálica graduada al 1 mm.
- 01 Cámara fotográfica.

- 01 Wincha de 5m
- 01 Wincha de 30m.
- Amoladora o cortadora de concreto

3.2 METODOLOGIA

3.2.1 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

a. Localización de la investigación

La investigación se realizó en el distrito de José Manuel Quiroz, provincia de San Marcos y departamento de Cajamarca, en el local de la Municipalidad Distrital de José Manuel Quiroz.

Coordenadas geográficas (grados, minutos, segundos)

Latitud: 7° 20' 57.67" S

Longitud: 78° 02' 52.40" O

Coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator)

X: 825,954

Y: 9'186,555

Uso: 17

Hemisferio: Sur





Fig. 19. Fotografía satelital de la ubicación de la investigación.
Fuente Google Earth.

b. Periodo de Investigación

La investigación se realizó desde el mes de Enero al mes de Julio del año 2017, durante 7 meses consecutivos.

c. Tipo de Investigación

La presente investigación es del tipo teórico-analítica.

d. Población.

La población de la presente tesis está representada por el objeto de estudio que viene a ser el local municipal del Distrito de José Manuel Quiroz, edificación importante de categoría B según la norma E030-2016 de tres niveles, con sistema estructural aporticado de concreto armado.

e. Muestra.

La muestra, al igual que la población está representada por el objeto de estudio que viene a ser el local municipal del Distrito de José Manuel Quiroz, edificación importante de tres niveles de categoría B, según la norma E030-2016.

f. Instrumentos de recolección de datos.

Se realizaron pruebas de resistencia del concreto con esclerómetro in-situ, y muestreos de suelo.

g. Procesamiento y análisis de datos

Modelamiento y análisis estructural mediante el software ETABS 2015

Procesamiento de datos y gráficos mediante software Microsoft Excel 2013.

3.3 PROCEDIMIENTO

3.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA INVESTIGACIÓN

Para el desarrollo de la investigación se realizaron estudios previos para determinar las características del local Municipal del Distrito de José Manuel Quiroz. Se realizó el estudio de mecánica de suelos para determinar las propiedades del suelo donde estaba cimentada la edificación, así también se realizaron ensayos de esclerometría para determinar las propiedades del concreto con el cual estaba construido dicha edificación, además se realizó el levantamiento arquitectónico con la finalidad de determinar los usos y metrar las cargas existentes.

3.3.2 PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN.

El local municipal del Distrito de José Manuel Quiroz, es una edificación que clasifica como importante de categoría B, cuyo sistema estructural está constituido por una cimentación a base de zapatas y cimientos corridos y la superestructura está constituida por pórticos de concreto armado y tabiques de albañilería sin confinar. A continuación se presenta las características de la edificación en estudio.



Fachada principal



Fachada posterior

Fig. 20: Vistas del local municipal del Distrito de José Manuel Quiroz.

3.3.2.1 Propiedades geométricas

NIVEL	ÁREA (m ²)	ALTURA (m)	USO
1	202.84	3.73	Auditorium
2	210.56	2.73	Oficinas
3	217.58	2.75	Oficinas

Tabla N° 4: propiedades geométricas de la edificación en estudio.

Fuente: elaboración propia

3.3.2.2 Propiedades y especificaciones técnicas del concreto

La resistencia del concreto en columnas y vigas se ha determinado con el estudio de esclerometría que se presenta en el Anexo N°04.

ELEMENTO	f'c (según ensayo de esclerometría) kg/cm ²	E (módulo de elasticidad)	G (módulo de corte)	U (módulo de Poisson)-E 030	Recubrimiento (Cm)*
		$E = 15000 \times \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$	$G = \frac{E}{2.3} \text{ kg/cm}^2$		
ZAPATAS	175.00	198431.35	86274.50	0.05	7.5
COLUMNAS	173.25	197436.70	85842.04	0.20	2.5
VIGAS	207.50	216072.90	93944.74	0.2	2.5

Tabla N° 5: propiedades y especificaciones técnicas del concreto.

Fuente: elaboración propia.

* El recubrimiento se ha determinado en base a los planos de estructuras de ejecución de la edificación.

✓ Peso unitario del concreto en zapatas, columnas y vigas:

$$\gamma = 2,400.00 \text{ kg/m}^3$$

3.3.2.3 Propiedades y especificaciones técnicas del acero de refuerzo.

✓ Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

✓ Peso unitario: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

✓ Módulo de elasticidad: $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

3.3.2.4 Propiedades y especificaciones técnicas de la albañilería.

✓ Resistencia característica en pilas: $f'm = 74 \text{ kg/cm}^2$

✓ Peso unitario: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$

✓ Módulo de elasticidad: $E = 700 \times f'm \text{ kg/cm}^2$

$$E = 51800 \text{ kg/cm}^2$$

✓ Módulo de corte: $G = 0.4 \times E \text{ kg/cm}^2$

$$G = 20720 \text{ kg/cm}^2$$

✓ Módulo de Poissons: $U = 0.25$

3.3.2.5 Propiedades y características del suelo de fundación.

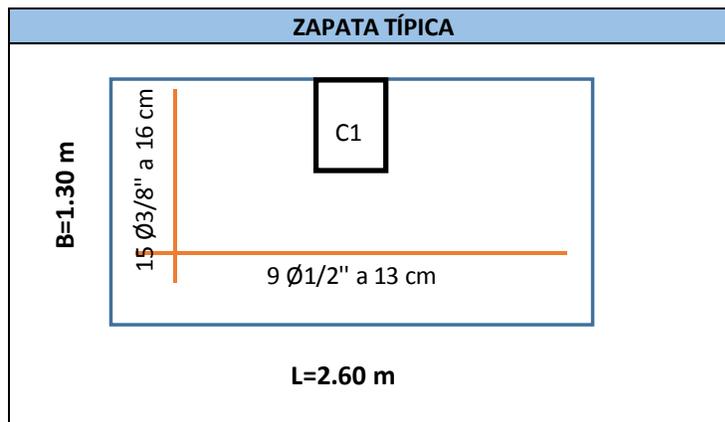
Estas propiedades se han determinado por ensayos de Mecánica de Suelos del suelo de fundación de la edificación en estudio, dicho estudio se presenta en el anexo N°03.

- ✓ Clasificación SUCS: CL (arcilla inorgánica de mediana plasticidad)
- ✓ Cohesión: 0.16 kg/cm^2
- ✓ Ángulo de Fricción Interna: 11.7°
- ✓ Contenido de humedad: 31.50%
- ✓ Límite líquido: 38%
- ✓ Índice de plasticidad: 14%
- ✓ Coeficiente de Poisson (u): 0.3
- ✓ Módulo de elasticidad (Es): 1291.90 Tn/m^2

3.3.2.6 Geometría y reforzamiento de los elementos estructurales de la edificación.

De los planos existentes de la edificación se ha determinado el reforzamiento de zapatas, vigas y columnas, tal como se puede apreciar a continuación:

- ✓ Detalle de zapata típica



✓ Columnas

NIVEL	COLUMNA	PROPIEDADES	
1	C1	bxt	30x45
		∅	2 ∅1/2" + 4∅3/4"
			∅3/8": 1@5; 3@10; 3@15; 2@20; resto a 25 cm
2	C1	bxt	30x45
		∅	2 ∅1/2" + 4∅3/4"
			∅3/8": 1@5; 3@10; 3@15; 2@20; resto a 25 cm
3	C1	bxt	30x45
		∅	2 ∅1/2" + 4∅3/4"
			∅3/8": 1@5; 3@10; 3@15; 2@20; resto a 25 cm

✓ Vigas

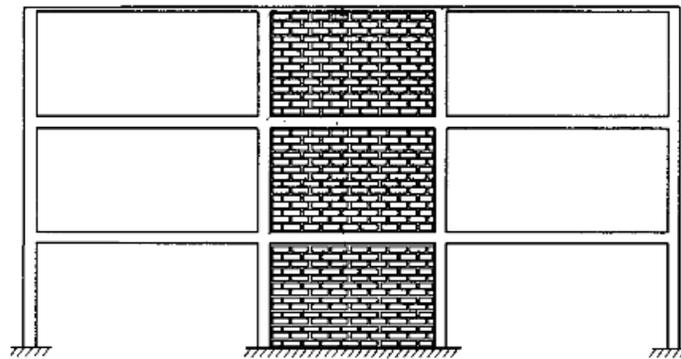
NIVEL	VIGA	PROPIEDADES	
1°, 2° y 3°	VP	bxt	30x45
		∅	Superior: 3 ∅ 5/8"
			Central: 2 ∅ 1/2"
			Inferior: 1 ∅1/2" + 2 ∅ 5/8"
		∅3/8": 4@5; 3@10; resto a 20 cm	
	VS	bxt	30x45
		∅	Superior: 3 ∅ 5/8"
			Central: 2 ∅ 1/2"
			Inferior: 1 ∅1/2" + 2 ∅ 5/8"
		∅3/8": 4@5; 3@10; resto a 20 cm	
	VA	bxt	20x20
		∅	Superior: 2 ∅ 1/2"
Inferior: 2 ∅1/2"			
	∅3/8": 4@5; 3@10; resto a 20 cm		

Donde VP es viga principal (vigas que conforman los pórticos de concreto armado en la dirección corta de la edificación), VS es viga secundaria

(vigas en la dirección longitudinal de la edificación) y VA son las vigas de borde en las losas aligeradas de la edificación.

- ✓ Muros confinados por pórticos de concreto.

La edificación en estudio presenta en la dirección X e Y tabiques de albañilería los cuales interactúan con los pórticos de concreto armado. Estos tabiques serán modelados como parte de la estructura según las recomendaciones del Ingeniero San Bartolomé en su libro “Construcciones de Albañilería-comportamiento sísmico y diseño estructural”, donde establece que estos tabiques deben ser reemplazados por puntales que interactúan en una de las diagonales del pórtico, sometidos a esfuerzos de compresión solamente. El módulo de elasticidad de este puntal será el mismo que de la albañilería, el espesor será el mismo espesor t de los muros y el ancho será el valor de la diagonal dividido entre 4. A continuación se ilustra dicho modelo:



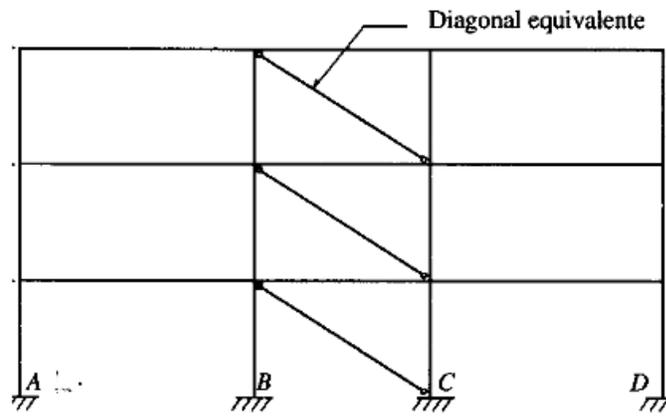


Fig. 21: Interacción tabique pórtico.
Fuente: Bazán / Melli-2003

3.3.3 METRADO DE CARGAS.

El metrado de cargas se ha realizado de acuerdo a NTP E.20: Cargas (RNE 2016) y de acuerdo a los planos de arquitectura levantados de la edificación. El metrado de cargas se presenta en el anexo N°01.

CARGAS MUERTAS

✓ Peso específico del concreto:	2400 kg/m ³
✓ Peso específico del acero:	7850 kg/m ³
✓ Peso específico de la albañilería:	1800 kg/m ³
✓ Peso de losa aligerada e=0.20m	300 kg/m ²
✓ Peso de teja andina:	10.5 kg/m ²
✓ Peso por acabados:	100 kg/m ²

CARGAS VIVAS

✓ Cargas vivas en oficinas	
Exceptuando salas de archivo y computación:	250 kg/m ²
Salas de archivo:	500 kg/m ²
Salas de computación:	250 kg/m ²
Corredores y escaleras:	400 kg/m ²

- ✓ Cargas vivas en Bibliotecas
 - Salas de lectura: 300 kg/m²
 - Salas de almacenaje con estantes fijos: 500 kg/m²
 - Corredores y escaleras: 400 kg/m²

- ✓ Tabiquería móvil
 - Divisiones livianas de media altura: 50 kg/m²
 - Divisiones livianas de altura completa: 100 kg/m²

- ✓ Carga viva de techo: 100 kg/m²

A continuación se presenta el resumen del metrado de cargas obtenido de la edificación:

PISO	CARGA MUERTA (Tn)	ALTURA
Azotea	22.33	1.20
3	173.51	2.75
2	167.62	2.73
1	120.72	4.36
Total	484.19	11.04

Tabla N° 6: Resumen de metrado de cargas del anexo N°01.
Fuente: elaboración propia.

Es necesario aclarar que en el cuadro de metrado de cargas adjunto no se ha considerado el peso de la cimentación, es decir que el metrado corresponde solo a la superestructura de la edificación.

3.3.4 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO SEGÚN LA NORMA E030-2016

En el presente ítem veremos las consideraciones para el análisis de los modelos de la presente investigación, estos análisis serán realizados con la ayuda del software ETABS 2016 V16.1.0, el cual es un programa de cálculo estructural basado en elementos finitos.



Fig. 22: Arquitectura de la fachada principal del segundo y tercer piso del Local Municipal del Distrito de José Manuel Quiroz.

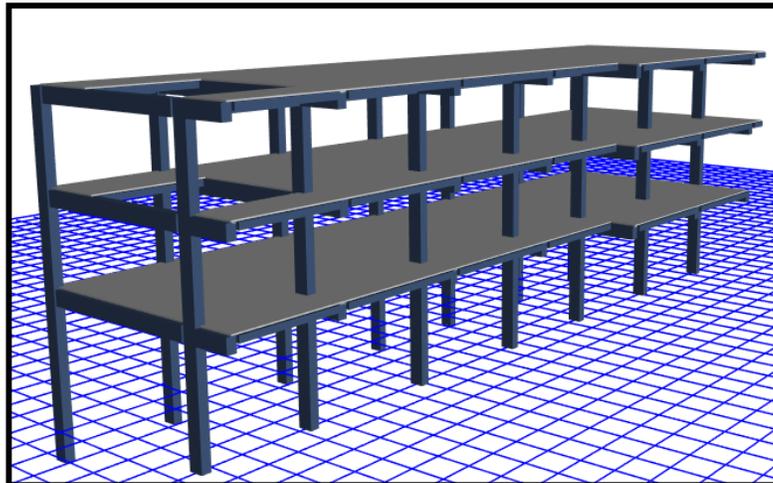


Fig. 23. Configuración tridimensional de los elementos estructurales de la edificación en estudio en el programa Etabs.

3.3.4.1 Análisis Modal

Este análisis calcula los modos de vibración para la estructura basado en la rigidez de los elementos y masas presentes. Esos modos pueden usarse para investigar el comportamiento de la estructura, y son requeridos como una base para los análisis subsecuentes de respuesta del espectro y tiempo-historia.

Se encuentran disponibles dos tipos de análisis: análisis del vector propio y análisis del vector Ritz. Según recomendaciones los vectores Ritz se deben usar en el análisis dinámico tiempo historia.

Este análisis es el primero que se ejecutará en cada modelo para determinar el periodo fundamental de la estructura, así como los modos de vibración, la masa participativa, datos que nos servirán para realizar los análisis subsecuentes.

3.3.4.2 Análisis Sísmico Estático

El análisis sísmico estático o también denominado de la fuerza equivalente se llevará a cabo considerando lo estipulado en la Norma E-030-2016. Este análisis estático se realizará con fines comparativos, como por ejemplo en porcentaje de cortante basal.

A continuación vamos determinando los parámetros necesarios para este análisis.

Periodo fundamental de vibración T

Se determina con la siguiente expresión:

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

Donde:

hn : altura de la edificación desde nivel de terreno natural

Ct: 35 debido a que la edificación está construida a base de pórticos de concreto armado.

Reemplazando se tiene:

$$T = \frac{11.04}{35} = 0.32 \text{ s}$$

Del análisis modal realizado se determinará como periodo fundamental el periodo del primer modo.

Parámetros de sitio (S, T_P, T_L)

De la ubicación de la edificación en estudio se determina como Zona 2 (Distrito José Manuel Quiroz-San Marcos-Cajamarca)

Según el estudio de mecánica de suelos realizado se trata de un suelo CL (arcilla inorgánica de mediana plasticidad con bajo grado de compacidad), por lo que según la Norma E 030 este suelo clasifica como un S_3 (suelo blando). Luego en las tablas N°03 y N°04 de la Norma E030 se determinan los parámetros S, T_P y T_L .

Tabla N° 3				
FACTOR "S"				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 7: factor de suelo S.
Fuente: Norma E030-2016

Tabla N° 4				
Periodo "T_P" y "T_L"				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla N° 8: Periodo T_P y T_L según el tipo de suelo.
Fuente: Norma E030-2016

De las tablas anteriores para el tipo de suelo que tenemos en la base de la fundación de la edificación en estudio se determinan los siguientes parámetros:

$$S = 1.40$$

$$T_P = 1.0 \text{ s}$$

$$T_S = 1.6 \text{ s}$$

Del análisis modal se podrá determinar el periodo fundamental y se establecerá las siguientes comparaciones para calcular el valor del factor de amplificación sísmica C.

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

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

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

Factor de zona (Z)

La Norma E030 en la tabla N°01 establece un factor Z para cada zona el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, dicho factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla N° 9: Factor de zona.
Fuente: Norma E030-2016

Por lo tanto de la tabla se determina que para la edificación en estudio se tiene un factor de zona Z=0.25.

Categoría de la Edificación (U)

La edificación en estudio, según lo que se especificó anteriormente clasifica como edificación importante de categoría B, por lo que según la Norma E030 le corresponde un factor U=1.3.

Coeficiente de reducción sísmica (R_0)

Como se ha especificado anteriormente el sistema estructural de la edificación en estudio está conformado por pórticos de concreto armado por lo que según la Norma E030 le corresponde un factor de reducción $R_0=8$.

Irregularidad estructural en altura

Según los cálculos del anexo N°02, el factor de irregularidad en altura es:

$$I_a = 0.5$$

Irregularidad estructural en planta

Según los cálculos del anexo N°02, el factor de irregularidad en planta es:

$$I_p = 0.60$$

Peso sísmico (P)

El peso sísmico para edificaciones importantes de categoría B según la Norma E030-2016 se calculará sumando el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva. A continuación se presenta el cálculo del peso sísmico por piso manual:

PISO	CARGA MUERTA (Tn)	CARGA VIVA (Tn)	PESO SÍSMICO (Tn)	ALTURA (m)
Azotea	22.33	15.11	29.89	1.20
3	173.51	60.05	203.53	2.75
2	167.62	71.85	203.54	2.73
1	120.72	78.19	159.82	4.36
Total	484.19	225.19	596.78	11.04

Tabla N° 10: Resumen de cargas del Anexo N°01.

Fuente: elaboración propia.

Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Donde:

V: cortante basal

U, C, S, R: parámetros ya definidos anteriormente

P: peso sísmico de la edificación = 596.78 Tn

Además debe cumplir que $\frac{C}{R} \geq 0.125$

Entonces:

Z	0.25
U	1.3
C	2.5
S	1.4
Rxy	8x0.5x0.6=2.4
P	596.78

Tabla N° 11: Resumen de parámetros para el análisis estático.
Fuente: elaboración propia.

Reemplazando entonces todos los parámetros anteriores se tiene:

$$V = \frac{0.25 \cdot 1.3 \cdot 2.5 \cdot 1.4}{2.4} \cdot 596.78 = 282.85 \text{ Tn}$$

Seguidamente se debe calcular el coeficiente de cortante basal C y el valor de K de distribución de fuerza sísmica en altura para introducirlo en el software Etabs:

$$C = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.25 \cdot 1.3 \cdot 2.5 \cdot 1.4}{2.4} = 0.4739583333$$

3.3.4.3 Análisis Sísmico Dinámico Modal-Espectral

Para analizar los modelos por este procedimiento se seguirá la metodología estipulada en el numeral 4.6 de la Norma E030-2016, ayudados del software ETABS 2016 V16.1.0.

Modos de vibración

Para el análisis modal espectral en cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea de al menos el 90% de

toda la masa participativa y como mínimo deberán tomarse en cuenta los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales a analizar se usará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Los demás parámetros han sido determinados anteriormente.

Todos estos parámetros serán introducidos al software ETABS, el cual nos permite determinar el espectro de respuesta elástico tal como se puede apreciar a continuación.

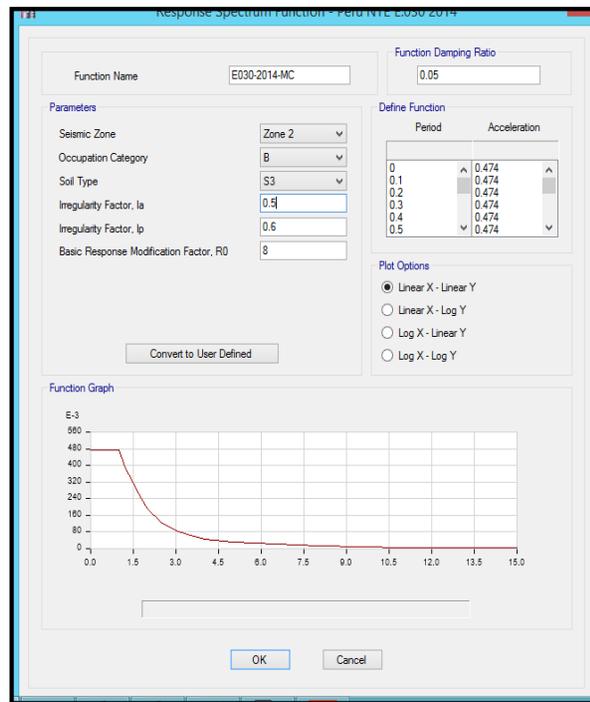


Fig. 24. Espectro de respuesta.
Fuente: Etabs 2016 V16.1.0

Cortante dinámico en la base

La fuerza cortante basal dinámica calculada por este método para cada dirección de análisis no será menor que el 90% del cortante basal estático para edificaciones irregulares ni del 80% para edificaciones regulares. De sucederse el caso se deberá escalar para lograr por lo menos el 90% u 80% del cortante estático según sea la edificación en análisis irregular o regular respectivamente.

3.3.4.4 Análisis Sísmico Dinámico Tiempo-Historia Lineal

Como no se cuenta con registros sísmicos de la zona donde se encuentra la edificación, se utilizará tres registros con dos componentes ortogonales cada uno, tal como lo estipula la norma E030, emplearemos para ello el acelerograma del sismo del 15 de agosto del 2007 en Ica, acelerograma del sismo del 31 de mayo de 1970 en Lima y el acelerograma del sismo del 3 de octubre de 1974 en Lima, los cuales se han corregido por línea base y filtrado mediante el software SeismoSignal y escalado al espectro elástico de la zona donde se ubica la edificación en estudio con $R=1$, mediante el software SeismoMatch 2016.

Las distorsiones máximas de entrepiso calculadas por este método no deberán exceder el 1.25 de las derivas permisibles establecidas en el numeral 5.2 de la Norma E030-2016.

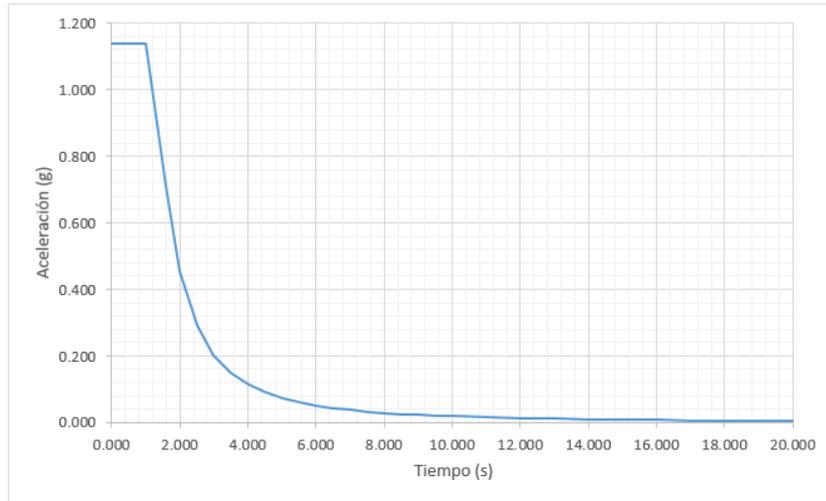
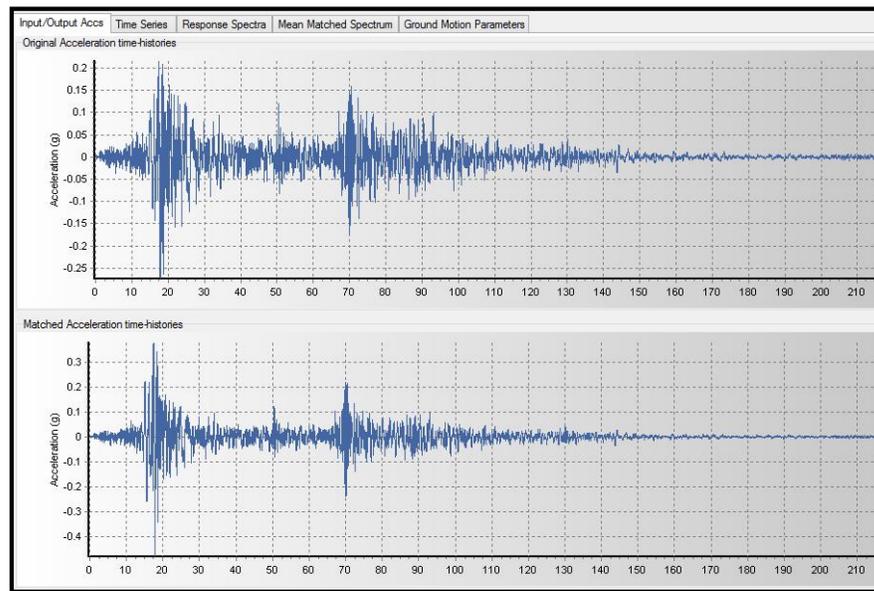
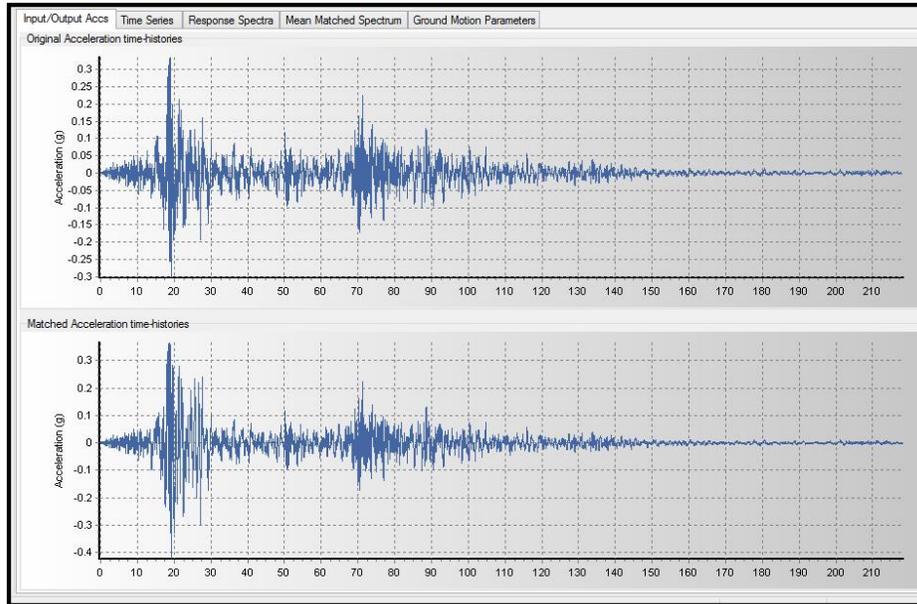


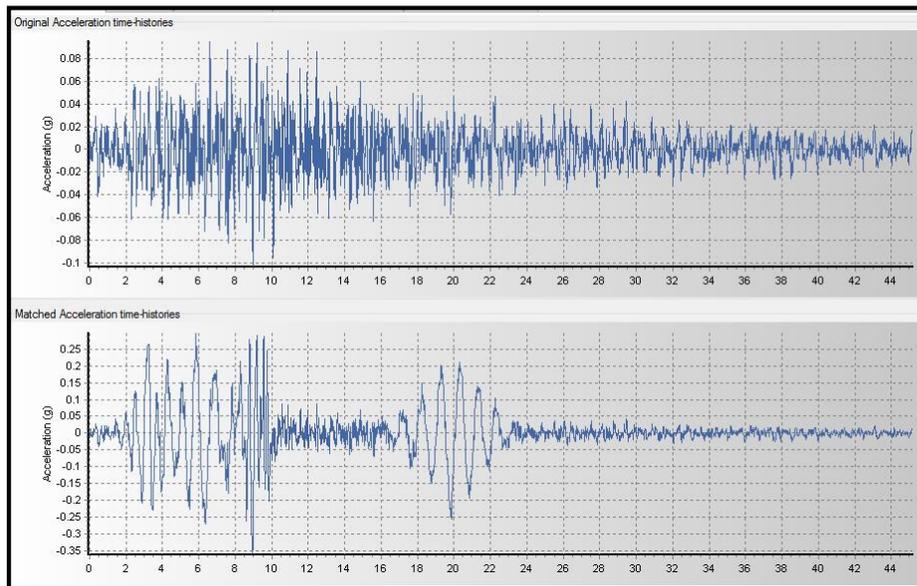
Fig. 25. Espectro elástico de diseño E030-2016 con R=1.
Fuente: Elaboración propia.



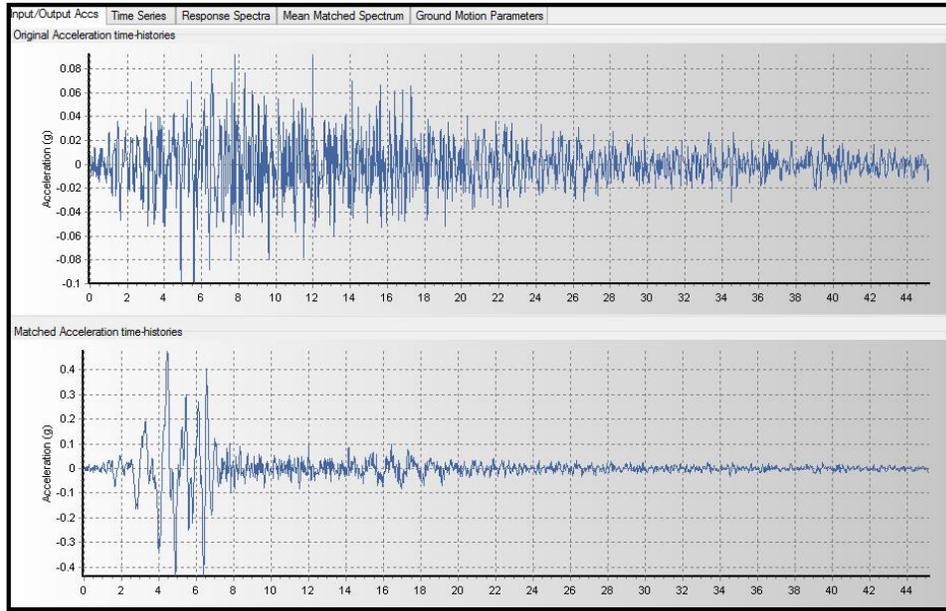
Acelerograma original y acelerograma escalado del sismo del 15 de agosto en Ica en la dirección E-O.
Fuente: SeismoMatch.



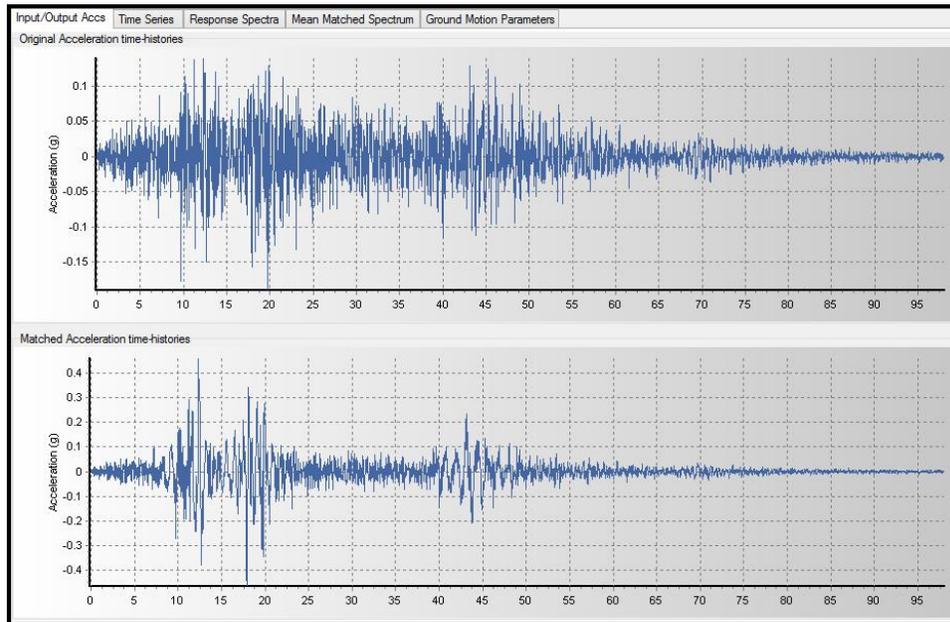
Acelerograma original y escalado respectivamente del sismo de Ica del 2007 componente N-S.
Fuente: SeismoMatch.



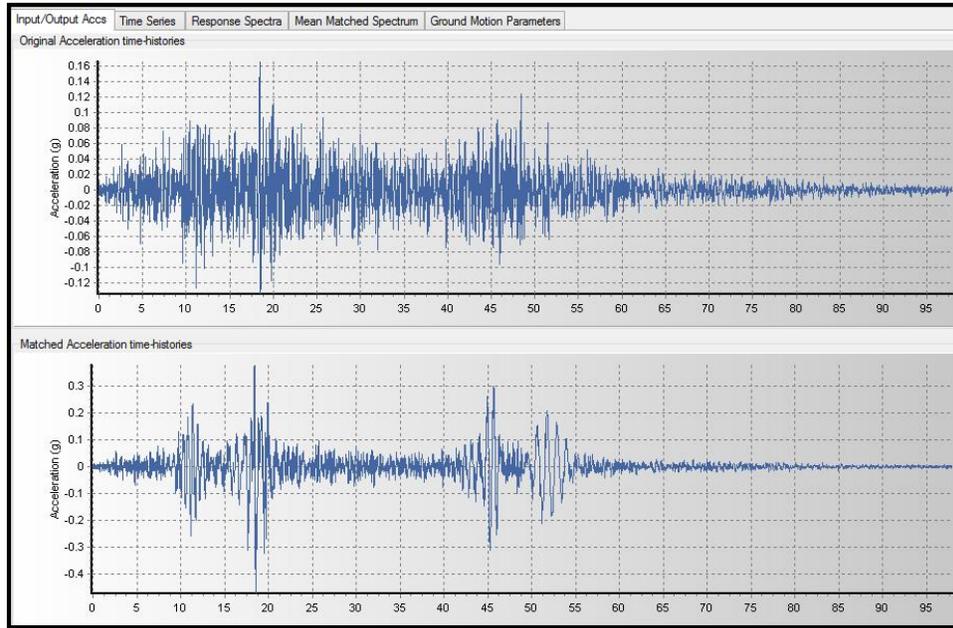
Acelerograma original y escalado respectivamente del sismo de Lima 1970 componente E-O.
Fuente: SeismoMatch.



Acelerograma original y escalado respectivamente del sismo de Lima 1970 componente N-S.
Fuente: SeismoMatch.



Acelerograma original y escalado respectivamente del sismo de Lima 1974 componente E-O.
Fuente: SeismoMatch.



Acelerograma original y escalado respectivamente del sismo de Lima 1974 componente N-S. Fuente: SeismoMatch.

Fig. 26. Acelerogramas original y escalado de los sismos utilizados para el análisis dinámico tiempo-historia lineal y no lineal.

Casos de carga

Por cada registro sísmico se han determinado dos casos de carga, esto debido a que cada registro tiene dos componentes ortogonales una en la dirección EO y la otra en la dirección NS. A continuación se explica cada caso de carga.

✓ Caso N°01: TH-EOX-NSY

Con este caso se someterá a la edificación a la acción dinámica simultánea en la dirección X e Y de tal forma que, la componente E-O del sismo actuara en la dirección X y la componente N-S del sismo, actuará en la dirección Y, tal como se esquematiza a continuación:

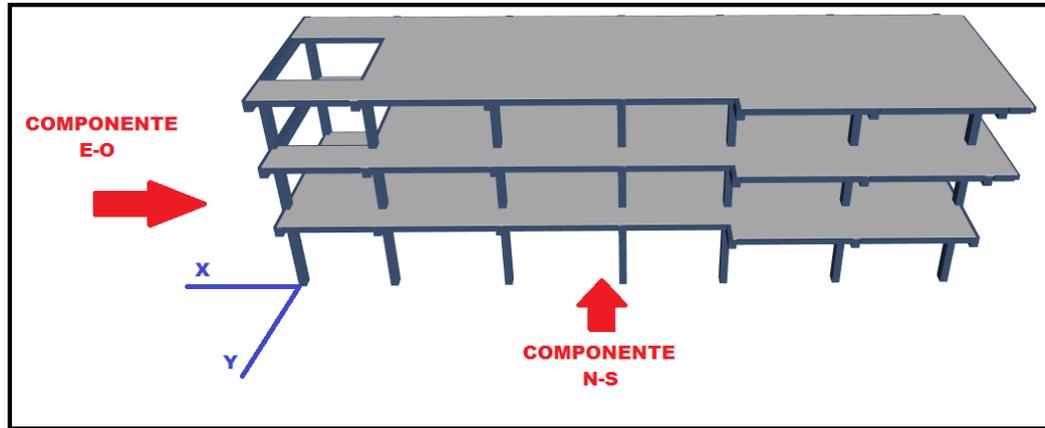


Fig. 27. Caso de carga N°01 para el análisis tiempo-historia.
Fuente: Etabs 2016

✓ Caso N°02: TH-NSX-EOY

Con este caso se someterá a la edificación a la acción dinámica simultánea en la dirección X e Y de tal forma que, la componente N-S del sismo actuará en la dirección X y la componente E-O del sismo actuará en la dirección Y, tal como se esquematiza seguidamente:

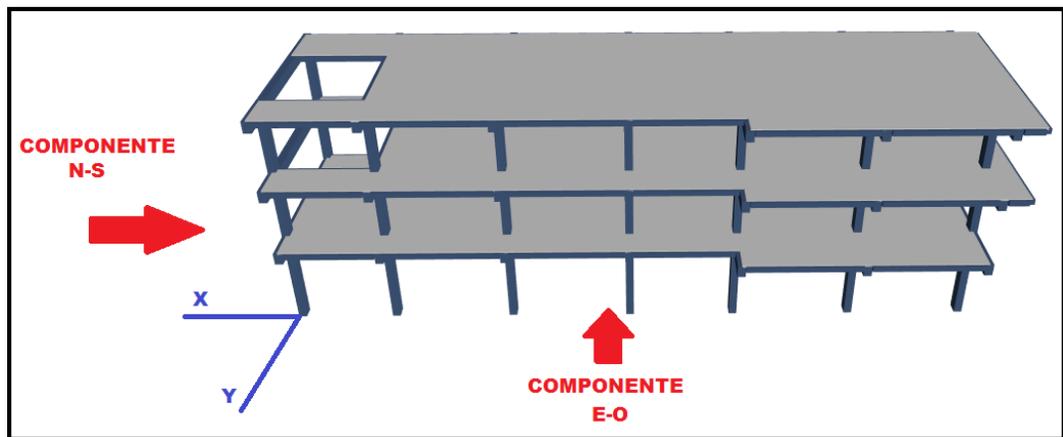


Fig. 28. Caso de carga N°02 para el análisis tiempo-historia.
Fuente: Etabs 2016

3.3.4.5 Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

a. Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico

con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

b. Desplazamientos laterales relativos permisibles

Los desplazamientos relativos o derivas se calcularán de la siguiente manera:

$$\text{Deriva de entre piso elástica} = \Delta_{ELÁSTICO} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i}$$

$$\text{Deriva de entre piso real (estructura regular)} = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_{ELÁSTICO}$$

$$\text{Deriva de entre piso real (estructura irregular)} = R \cdot \Delta_{ELÁSTICO}$$

Es necesario aclarar que esta deriva de entrepiso no debe exceder los límites permisibles que establece la Norma E030-2016 en la tabla N°11 del numeral 5.2.

3.3.5 MODELAMIENTO DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (ISE)

Para considerar la ISE en el comportamiento estructural de la edificación en estudio, se debe modelar la cimentación, dicha cimentación según los planos existentes es a base de zapatas aisladas excéntricas, sin vigas de cimentación. En el centroide de cada zapata se colocará los coeficientes de rigidez del Modelo D.D Barkan-O.A Savinov y/o del modelo de la Norma Rusa según sea el caso.

Para modelar la zapata en el software etabs se ha creado un material extremadamente rígido ($E=9 \times 10^8 \text{ T/m}^2$ y $u=0.05$) ya que no se va analizar el desempeño de las zapatas si no más bien se quiere representar la interacción del suelo y la zapata, o en todo caso considerar la flexibilidad del suelo. A continuación se presenta el modelo con zapatas aisladas según los planos de cimentaciones existentes de la edificación en estudio, cabe aclarar que la profundidad de desplante de la zapata es de 1.65m según los planos existentes.

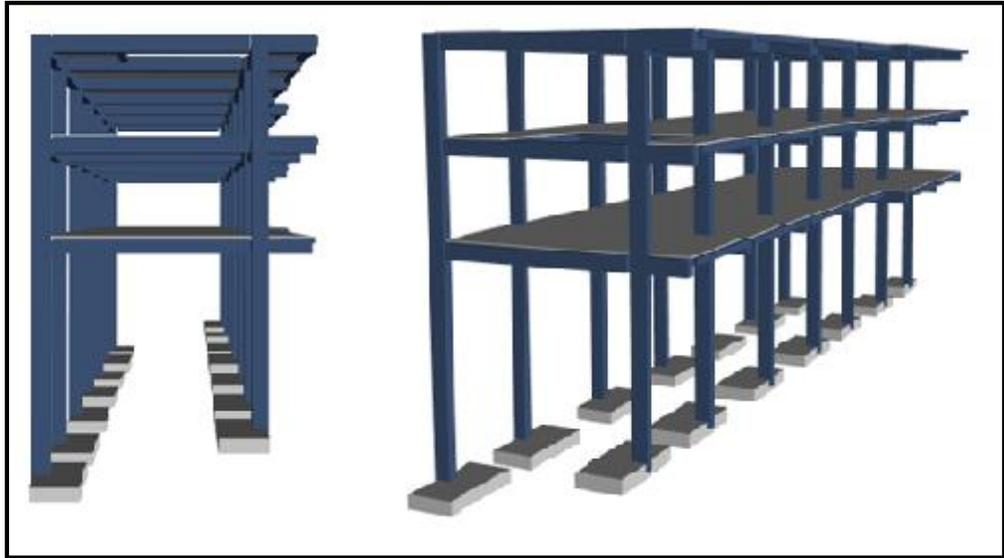


Fig. 29. Configuración estructural de la superestructura y la cimentación de la edificación en estudio.

Fuente: Etabs 2016

3.3.5.1 Determinación de los coeficientes de rigidez del modelo dinámico D.D barkan-O.A. savinov

En el estudio de mecánica de suelos realizado para la presente tesis, se determinó que el suelo sobre el que está cimentada la edificación en estudio es una arcilla inorgánica de mediana plasticidad el cual clasifica como un suelo blando S3, por lo que considerando la tabla N°01 de la presente Tesis, se determina el coeficiente $C_0 = 0.8 \text{ kg/cm}^3$.

Calculamos la magnitud de la presión estática del suelo “ ρ ” para cada zapata:

$$\rho = \frac{\text{Peso de la edificación}}{\text{Área de cimentación}} = \frac{596.78 + 52.91}{14 \times 1.30 \times 2.60}$$

$$\rho = 13.7297 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 1.37297 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora calculamos D_0 con la ecuación (4.0) de la presente tesis:

$$D_0 = \frac{1-u}{1-0.5u} \cdot C_0 \dots (4.0)$$

Reemplazando:

$$D_o = \frac{1 - 0.3}{1 - 0.5 \times 0.3} \cdot 0.8 = 0.6588 \text{ kg/cm}^3$$

A continuación calculamos C_x , C_y , C_z , $C_{\phi x}$, $C_{\phi y}$, por la fórmula (3.0):

$$C_x = C_y = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_x = C_y = 0.6588 \left[1 + \frac{2(1.30 + 2.60)}{1 \times 1.30 \times 2.60} \right] \sqrt{\frac{1.37297}{0.2}} = 5.70945 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_z = 0.8 \left[1 + \frac{2(1.30 + 2.60)}{1 \times 1.30 \times 2.60} \right] \sqrt{\frac{1.37297}{0.2}} = 6.93315 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_{\phi x} = C_o \left[1 + \frac{2(3a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_{\phi x} = 0.8 \left[1 + \frac{2(3 \times 1.30 + 2.60)}{1 \times 1.30 \times 2.60} \right] \sqrt{\frac{1.37297}{0.2}} = 10.15787 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_{\phi y} = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_{\phi y} = 0.8 \left[1 + \frac{2(1.30 + 3 \times 2.60)}{1 \times 1.30 \times 2.60} \right] \sqrt{\frac{1.37297}{0.2}} = 13.38259 \text{ kg/cm}^3$$

Ahora por la fórmula (1.0) determinamos los coeficientes de rigidez

K_x , K_y , K_z , $K_{\phi x}$, $K_{\phi y}$:

$$K_x = K_y = C_x A$$

$$K_x = K_y = 5.70945 \times 130 \times 260 = 192979.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 19297.941 \text{ tn/m}$$

$$K_z = C_z A$$

$$K_z = 6.93315 \times 130 \times 260 = 234340.47 \frac{kg}{cm} = 23434.047 \text{ tn/m}$$

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} I$$

$$K_{\phi x} = 10.15787 \times \left(\frac{130^3 \times 260}{12} \right) = 483531541.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$K_{\phi x} = 4835.315418 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

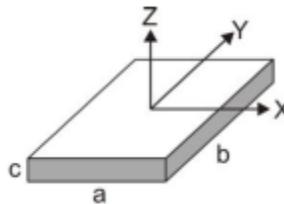
$$K_{\phi y} = C_{\phi y} I$$

$$K_{\phi y} = 13.38259 \times \left(\frac{130 \times 260^3}{12} \right) = 2548134353 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$K_{\phi y} = 25481.34353 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Los coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z , $K_{\phi x}$, $K_{\phi y}$ calculados se asignarán en el centroide de cada zapata, ya que todas son iguales.

Seguidamente se calculan las masas traslacionales respecto a los ejes centroidales X, Y, Z y las masas rotacionales respecto a los ejes de contacto suelo-zapata, indicados con X', Y', Z'



Masa traslacional:

$$M_t = M_X = M_Y = M_Z = \frac{P_{zapata}}{9.81} = \frac{2.4 \times 1.30 \times 2.60 \times 0.4}{9.81}$$

$$M_t = M_X = M_Y = M_Z = 0.33076 \frac{T \cdot s^2}{m}$$

Masa rotacional:

$$M_{\phi X'} = M_t d^2 + I_{mx} = M_t \left(\frac{c}{2} \right)^2 + \frac{M_t (b^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{\phi X'} = 0.33076 \cdot 0.20^2 + \frac{0.33076 (1.30^2 + 0.40^2)}{12} = 0.06422 T \cdot s^2 \cdot m$$

$$M_{\phi Y'} = M_t d^2 + I_{m_y} = M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t(a^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{\phi Y'} = 0.33076 \cdot 0.20^2 + \frac{0.33076(2.60^2 + 0.40^2)}{12} = 0.20396 T \cdot s^2 \cdot m$$

$$M_{\psi Z'} = I_{m_z} = \frac{M_t(a^2 + b^2)}{12} = \frac{0.33076(1.30^2 + 2.60^2)}{12}$$

$$M_{\psi Z'} = 0.23291 T \cdot s^2 \cdot m$$

En las siguientes tablas se presentan las masas y los coeficientes de rigidez los cuales serán asignados en el centroide de cada zapata:

M_X	M_Y	M_Z	M_{φX}	M_{φY}	M_{ψZ}
(Tn.s²/m)	(Tn.s²/m)	(Tn.s²/m)	(Tn.s².m)	(Tn.s².m)	(Tn.s².m)
0.33076	0.33076	0.33076	0.06422	0.20396	0.23291

Tabla N° 12: Masas en las zapatas
Fuente: elaboración propia

MODELO DINÁMICO	K_X	K_Y	K_Z	K_{φX}	K_{φY}	K_{ψZ}
	(Tn/m)	(Tn/m)	(Tn/m)	(T.m)	(T.m)	(T.m)
Barkan	19297.941	19297.941	23434.047	4835.315	25481.344	-

Tabla N° 13: Coeficientes de rigidez. Modelo D.D Barkan-O.A. Savinov
Fuente: elaboración propia

Para asignar los coeficientes de rigidez en el programa etabs se ha definido un Spring, en el cual se han colocado todos los coeficientes de rigidez calculados para el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov, dicho modelo no considera el giro entorno al eje Z, por lo que se ha restringido el giro en torno a dicho eje. A continuación se presentan las características del Spring y una vista de los coeficientes asignados:

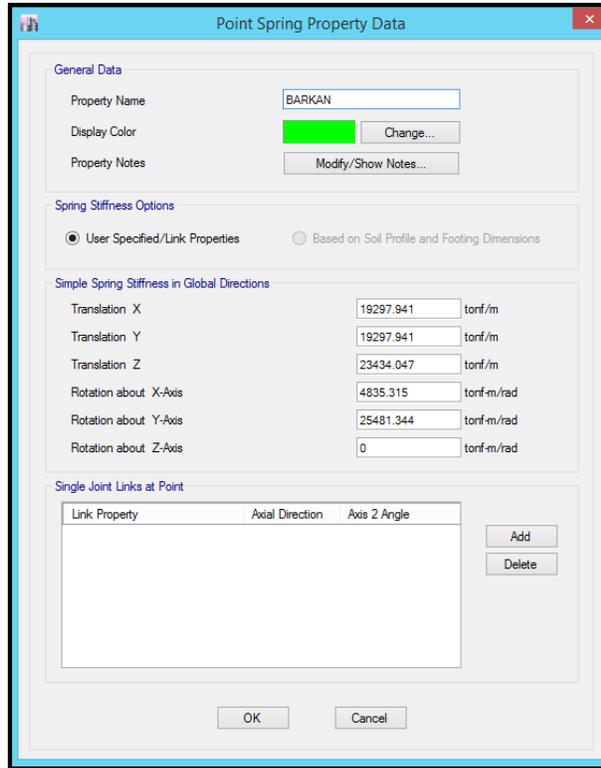


Fig. 30: Definición y asignación del spring en el centrode de las zapatas, para el modelo D.D Barkan-O.A Savinov.
Fuente: Etabs 2016

3.3.5.2 Determinación de los coeficientes de rigidez del modelo dinámico de la Norma Rusa.

Calculamos el coeficiente de compresión elástica empleando la fórmula 7.0 de la presente tesis:

$$C_z = 1.2 \times 1291.90 \left[1 + \sqrt{\frac{10}{1.30 \times 1.60}} \right] = 4949.49376 \text{ T/m}^3 \dots (7.0)$$

Ahora calculamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme, y desplazamiento elástico no uniforme con las ecuaciones 8.0 de la presente tesis:

$$C_x = C_y = 0.7 \times 4949.49376 = 3464.64563 \text{ T/m}^3$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2.0 \times 4949.49376 = 9898.98752 \text{ T/m}^3$$

$$C_{\psi z} = C_z = 4949.49376 \text{ T/m}^3$$

Ahora con la fórmula 6.0 de la presente tesis se determinan los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}, K_{\psi z}$.

$$K_z = 4949.49376 \times 1.30 \times 2.60 = 16729.28891 \text{ T/m}$$

$$K_x = K_y = 3464.64563 \times 1.30 \times 2.60 = 11710.50223 \text{ T/m}$$

$$K_{\varphi x} = 9898.98752 \times \frac{1.30 \times 2.60^3}{12} = 18848.33217 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$K_{\varphi y} = 9898.98752 \times \frac{1.30^3 \times 2.60}{12} = 4712.083043 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$K_{\psi z} = 4949.49376 \left(\frac{1.30^3 \times 2.60}{12} + \frac{2.60^3 \times 1.30}{12} \right) = 11780.20761 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}, K_{\psi z}$, deben asignarse en el centroide de cada zapata y en este caso, son iguales para todas las zapatas.

En las siguientes tablas se presentan las masas y los coeficientes de rigidez los cuales serán asignados en el centroide de cada zapata:

M_x	M_y	M_z	$M_{\phi x}$	$M_{\phi y}$	$M_{\phi z}$
(Tn.s ² /m)	(Tn.s ² /m)	(Tn.s ² /m)	(Tn.s ² .m)	(Tn.s ² .m)	(Tn.s ² .m)
0.33076	0.33076	0.33076	0.06422	0.20396	0.23291

Tabla N° 14: Masas en las zapatas.

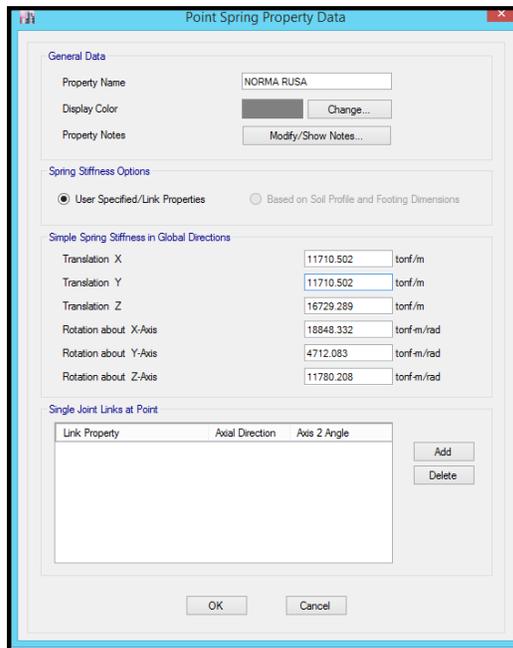
Fuente: elaboración propia

MODELO DINÁMICO	K_x	K_y	K_z	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$	$K_{\phi z}$
	(Tn/m)	(Tn/m)	(Tn/m)	(T.m)	(T.m)	(T.m)
Norma Rusa	11710.502	11710.502	16729.289	18848.332	4712.083	11780.208

Tabla N° 15: Coeficientes de rigidez para el modelo de la Norma Rusa

Fuente: elaboración propia

Para asignar los coeficientes de rigidez en el programa etabs se ha definido un Spring, en el cual se han colocado todos los coeficientes de rigidez calculados para el modelo de la Norma Rusa. A continuación se presentan las características del Spring y una vista de los coeficientes asignados:



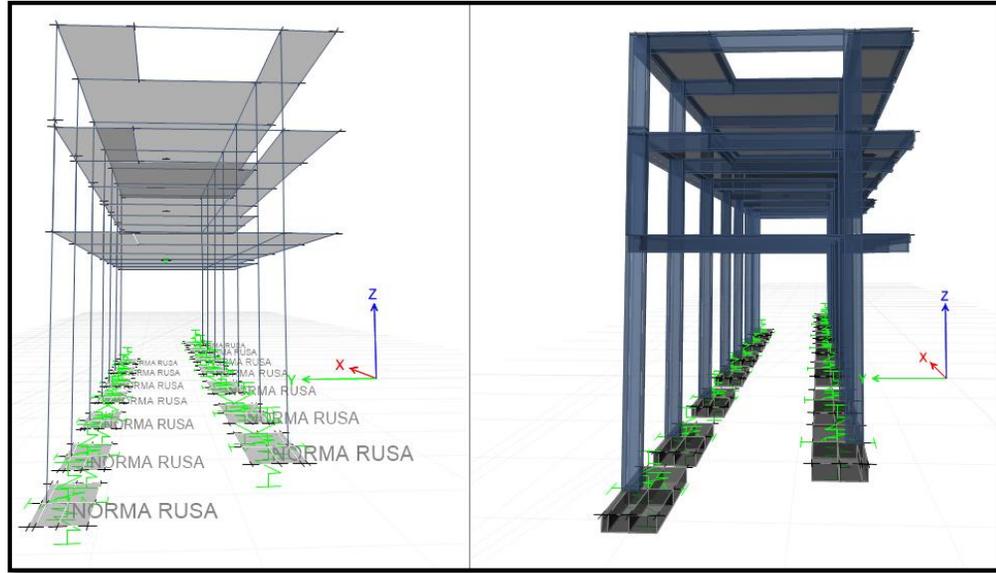


Fig. 31: Definición y Asignación del spring en el centroide de las zapatas para el modelo de la Norma Rusa.
Fuente: Etabs 2016

3.3.6 DISEÑO DE LOS DISPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR)

En este ítem se realizará el diseño por desempeño de los disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) tanto para el modelo convencional como para los modelos consideran la interacción suelo-estructura DD Barkan-OA Savinov y la Norma Rusa según las derivas máximas de cada modelo; para ello debemos elegir el sismo para diseñar los disipadores y con la deriva máxima experimentada de cada modelo podremos determinar las características del disipador que necesitamos. Es necesario aclarar que la edificación en estudio según los análisis realizados presenta derivas muy grandes con respecto a lo que establece la Norma E030-2016, con la incorporación de los disipadores se pretende reducir dichas derivas hacia el límite que establece la norma, de no lograr dicho objetivo, por recomendación del presente estudio se debería reforzar la edificación con elementos que le den mayor rigidez.

3.3.6.1 Elección del sismo de diseño de los disipadores

De los análisis tiempo historia lineal que se han realizado al modelo convencional, se elegirá como sismo para el diseño de los disipadores al sismo cuyas derivas provocadas no estén por encima del $\pm 20\%$ de las derivas por análisis espectral, de no cumplir con ello se elegirá las que más se aproximen. A continuación se verifica dicha relación:

RELACIÓN DE DERIVAS ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA VS ANÁLISIS ESPECTRAL						
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
DIRECCIÓN X	1.11	1.10	0.95	1.47	1.28	1.32
	1.06	0.88	1.09	1.51	0.95	0.91
	1.12	1.30	0.97	1.34	1.21	1.39
DIRECCIÓN Y	1.81	0.98	1.30	0.90	0.80	1.46
	1.25	1.21	1.16	1.11	1.12	1.15
	1.21	1.22	1.15	1.13	1.16	1.12

Tabla N° 16: Relación de derivas análisis Tiempo-Historia Vs análisis espectral en la dirección X e Y.

Fuente: elaboración propia

Del cuadro se puede decir que la relación que más se aproxima a la unidad es para las derivas del sismo de Lima 1974 caso 1, por lo que se descarta el caso 2 y los otros dos registros sísmicos para el diseño de los disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal.

3.3.6.2 Diseño por desempeño de los disipadores

Con la finalidad de mejorar el comportamiento estructural de la edificación en estudio frente a la acción sísmica es que se va incorporar los disipadores de energía de fluido viscos –Taylor, los cuales serán diseñados y sometidos a un análisis tiempo historia no lineal para poder comparar los resultados con los análisis anteriores.

a. Factor de reducción de respuesta (B)

✓ **Nivel de amenaza sísmica**

El comité Visión 2000 agrupa a los movimientos sísmicos de diseño en función del periodo de retorno y de la probabilidad de excedencia, tal como se puede apreciar en el siguiente cuadro:

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

Tabla N° 17: Niveles de movimiento sísmico de diseño.
Fuente: VISIÓN 2000, 1995

Para la edificación en estudio en la presente tesis, se ha considerado como sismo de diseño a un sismo raro con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y con un periodo de retorno de 475 años.

✓ **Nivel de desempeño**

El nivel de desempeño de una edificación frente a la acción sísmica está relacionado al límite de daño, esto quiere decir el tipo de daño que se debe esperar según el nivel de amenaza sísmica.

El comité VISIÓN 2000 SEAOC brinda cinco niveles de desempeño en función al nivel de daño tolerable.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Operacional	El daño es despreciable o nulo, la edificación permanece segura y estable para sus ocupantes. Los sistemas de evacuación y las instalaciones siguen 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. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones quedan fuera de servicio. La edificación necesitará reparaciones importantes.
Prevención de 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 de la edificación puede no ser factible económicamente.
Colapso	Pérdida parcial o total del soporte, colapso parcial o total de la estructura. No es posible la reparación.

Tabla N° 18: Niveles de desempeño sísmico.
Fuente: VISIÓN 2000 SEAOC, 1995.

✓ **Nivel de comportamiento sísmico esperado**

1 ..Instalaciones Básicas 2 ..Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3.. Instalaciones de Seguridad Crítica 0...Desempeño inaceptable		<i>Nivel de Desempeño Sísmico</i>			
		<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Colapso</i>
<i>Nivel del Movimiento Sísmico</i>	<i>Frecuente (T=43 años)</i>	1	0	0	0
	<i>Ocasional (T=72 años)</i>	2	1	0	0
	<i>Raro (T=475 años)</i>	3	2	1	0
	<i>Muy Raro (T=970 años)</i>	-	3	2	1

Tabla N° 19: Nivel de comportamiento sísmico esperado.
Fuente: VISIÓN 2000, 1995.

El nivel de desempeño para la edificación en estudio será operacional con daños despreciables o nulos, garantizando la seguridad de las personas que ocupan dicha edificación.

✓ **Deriva Objetivo**

La deriva objetivo, según Hazus para pórticos de concreto armado de edificios bajos (entre 1 y 3 pisos) es de 5‰, para un nivel de daño estructural leve. Para la presente Tesis se ha elegido una deriva para el modelo convencional y otra para los modelos que consideran la interacción suelo-estructura, esto debido a que la edificación en estudio presenta gran flexibilidad en las dos direcciones la cual se ha visto incrementada en sobremanera al considerar la flexibilidad del suelo, por lo que para reducir las derivas de entrepiso será necesario grandes cantidades de amortiguamiento viscoso, lo cual resulta antieconómico y anti funcional.

La deriva objetivo considerada para el modelo convencional será de 5‰, y para los modelos que consideran la interacción suelo-estructura será de 7‰, deriva máxima permisible de acuerdo a la Norma E030-2016 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Una vez determinados estos parámetros se empleará la ecuación 15.0 de la presente Tesis y se determinará el Factor de reducción de respuesta B.

b. Cálculo de la rigidez del brazo metálico (K)

Para la presente Tesis se ha convenido colocar los disipadores en disposición diagonal en ambas direcciones en los extremos de la edificación en forma paralela y desde el primer al tercer piso, tal como se puede apreciar a continuación:

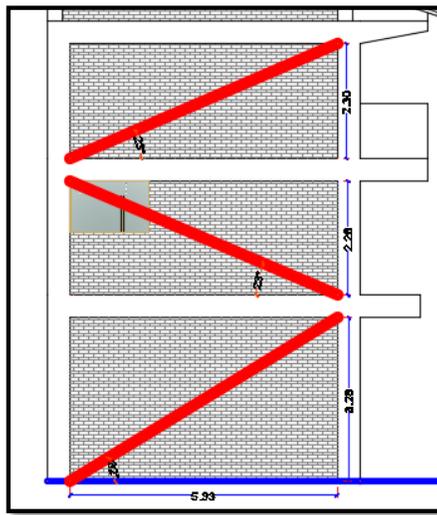
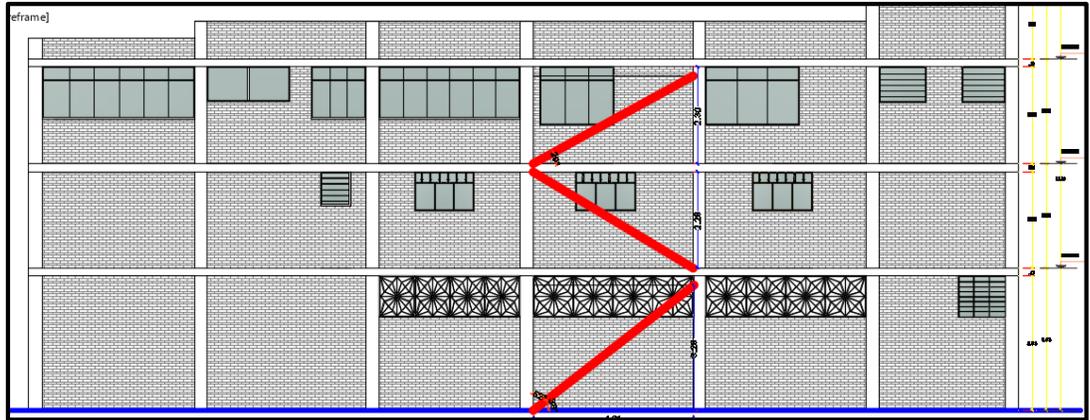


Fig. 32. Distribución de los disipadores en elevación para la dirección X e Y de la edificación.
Fuente: elaboración propia

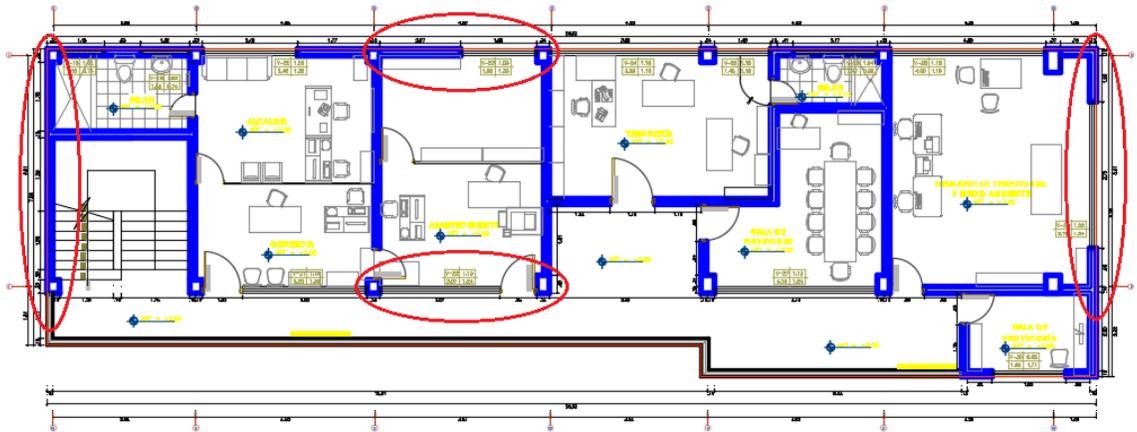


Fig. 33. Distribución de los disipadores en planta.
Fuente: elaboración propia.

Para el adosamiento de los disipadores a la edificación es necesario la utilización de brazos metálicos de gran resistencia, por lo que se ha considerado un perfil metálico Round HSS de 20x0.375, cuyas características se pueden observar en las especificaciones de dicho material, que se presentan en la siguiente tabla:



Nominal Size		Weight per Foot	Wall Thickness t	D/t	Cross Sectional Area	I	S	r	Z	Torsional Stiffness Constant J	Torsional Shear Constant C	Surface Area Per Foot
Outside Diameter	Wall											
in.	in.	lb.	in.		in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	ft. ²
20.000	x 0.500	104.13	0.465	43.0	28.5	1360	136	6.91	177	2720	272	5.24
	0.375	78.60	0.349	57.3	21.5	1040	104	6.95	135	2080	208	5.24
18.000	x 0.500	93.45	0.465	38.7	25.6	985	109	6.20	143	1970	219	4.71
	0.375	70.59	0.349	51.6	19.4	754	83.8	6.24	109	1510	168	4.71
16.000	x 0.500	82.77	0.465	34.4	22.7	685	85.7	5.49	112	1370	171	4.19
	0.438	72.80	0.407	39.3	19.9	606	75.8	5.51	99.0	1210	152	4.19
	0.375	62.58	0.349	45.6	17.2	526	65.7	5.53	85.5	1050	131	4.19
14.000	x 0.500	72.09	0.465	30.1	19.8	453	64.8	4.79	85.2	907	130	3.67
	0.375	54.57	0.349	40.1	15.0	349	49.8	4.83	65.1	698	99.7	3.67
	0.312	45.61	0.291	48.1	12.5	295	42.1	4.86	54.7	589	84.2	3.67
12.750	x 0.500	65.42	0.465	27.4	17.9	339	53.2	4.35	70.2	678	106	3.34
	0.375	49.56	0.349	36.5	13.6	262	41.0	4.39	53.7	523	82.1	3.34
12.500	x 0.250	33.38	0.233	54.7	9.16	180	28.2	4.43	36.5	359	56.3	3.34
	0.625	79.27	0.581	21.5	21.8	387	62.0	4.22	82.6	774	124	3.27
	0.500	64.08	0.465	26.9	17.6	319	51.0	4.26	67.4	638	102	3.27
12.500	0.375	48.56	0.349	35.8	13.3	246	39.4	4.30	51.5	492	78.7	3.27
	0.312	40.61	0.291	43.0	11.2	208	33.3	4.32	43.4	416	66.6	3.27
	0.250	32.71	0.233	53.6	8.98	169	27.0	4.34	35.1	338	54.1	3.27
	0.188	24.72	0.174	71.8	6.74	128	20.5	4.36	26.4	256	41.0	3.27

Tabla N° 20: Propiedades del brazo del amortiguador.
Fuente: G. Condori U.-2014

Con los datos del perfil metálico se procede a calcular la rigidez del brazo metálico mediante la ecuación 18.0 de la presente tesis:

$$K = \frac{EA}{L}$$

Módulo de Elasticidad del Acero: $E = 29000Ksi = 20.4 \cdot 10^6 Tn/m^2$

Área de la sección del brazo metálico: $A = 21.5 in^2 = 13.87 \cdot 10^{-3} m^2$

La longitud del brazo metálico se considera en su totalidad incluyendo el disipador, a continuación se presenta el cálculo de la longitud del brazo metálico (LB) y de la rigidez del mismo (K) para cada dirección y cada piso:

Dirección X

PISO	ANCHO (m)	ALTO (m)	LB (m)	E (Tn/m ²)	A (m ²)	K (Tn/m)
1	4.21	3.28	5.34	20400000	0.01387	53017.30
2	4.21	2.28	4.79	20400000	0.01387	59098.39
3	4.21	2.30	4.80	20400000	0.01387	58980.66

Dirección Y

PISO	ANCHO (m)	ALTO (m)	LB (m)	E (Tn/m ²)	A (m ²)	K (Tn/m)
1	5.33	3.28	6.26	20400000	0.01387	45211.07
2	5.33	2.28	5.80	20400000	0.01387	48807.87
3	5.33	2.30	5.81	20400000	0.01387	48741.49

Tabla N° 21: Cálculo de la rigidez del brazo metálico para la dirección X e Y.
Fuente: elaboración propia

c. Exponente de la velocidad (α)

Para la presente Tesis se ha considerado emplear disipadores de energía viscosos del tipo lineal, por lo que el valor de α será igual a 1.0.

Una vez determinado el valor de $\alpha=1.0$, podemos determinar el valor de λ según la tabla N°03 de la presente Tesis, la cual ha sido tomada del Fema 274, en la cual relaciona el valor de λ con el valor de α .

Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Tabla N° 03: Valores de λ respecto al exponente de velocidad (α).
Fuente: FEMA 274

d. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento para el modelo convencional.

Factor de reducción de respuesta

Dirección	X	Y
Deriva objetivo (Δ obj)	0.005	0.005
Deriva máxima (Δ max)	0.007	0.020
$B=\Delta_{max}/\Delta_{obj}$	1.33	3.96

Amortiguamiento efectivo

Dirección	X	Y
β_o (%)	5	5
$\beta_{efectivo}$ (%)	13.43	101.24

Amortiguamiento viscoso de la estructura

Dirección	X	Y
β_H (%)	8.43	96.24

Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento en la dirección X

α	1.00	$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$	
λ	3.10		
β_H (%)	8.43		
A	0.0067		(Desplazamiento modal relativo entre el techo y la base de la edificación)
T_x	0.294 seg		
ω	21.37 rad/seg		

PISO	MASA (Tn.s ² /m)	θ (°)	Cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta$	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	16.29	37.92	0.789	0.0067	0.0067	0.00003	0.00073
2	20.75	28.44	0.879	0.0035	-0.0032	0.00001	0.00025
3	23.79	28.65	0.878	0.0020	-0.0015	0.000002	0.00010
Σ						0.00004	0.001

ΣC_j	104.94	Tn.s/m
# disipadores por piso	2.00	und
C (coef. De amortig)	52.47	Tn.s/m

Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento en la dirección Y

α	1.00	$\Sigma c_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \text{Cos}^{1+\alpha} \theta_j)}$
λ	3.10	
β_H (%)	96.24	
A	0.0046	(Desplazamiento modal relativo entre el techo y la base de la edificación)
T_y	0.691	seg
ω	9.09	rad/seg

PISO	MASA (Tn.s ² /m)	θ (°)	Cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	16.29	31.61	0.852	0.0046	0.0046	0.00002	0.0003
2	20.75	23.16	0.919	0.0045	-0.0001	0.00000	0.0004
3	23.79	23.34	0.918	0.0029	-0.0016	0.00000	0.0002
					Σ	0.00002	0.0010

ΣC_j	977.28	Tn.s/m
# disip. Por piso	2.00	und
C (coef. De amortig)	488.64	Tn.s/m

A continuación presentamos los parámetros que introduciremos en el software Etabs para definir los disipadores de energía de flujo viscoso lineal en la disposición diagonal para las dos direcciones a través de elementos Link en el modelo convencional:

Dirección X

PISO	K Tn/m	C _J Tn.s/m	α	CODIGO
1	53017	53	1.00	DXX-P1
2	59098	53	1.00	DXX-P2
3	58981	53	1.00	DXX-P3

Dirección Y

PISO	K Tn/m	C _J Tn.s/m	α	CODIGO
1	45211	489	1.00	DYY-P1
2	48808	489	1.00	DYY-P2
3	48741	489	1.00	DYY-P3

Tabla N° 22: Parámetros calculados para los disipadores tanto en la dirección X e Y.
Modelo convencional sin ISE.
Fuente: elaboración propia

A continuación se muestra la distribución espacial de los disipadores en las respectivas direcciones del modelo

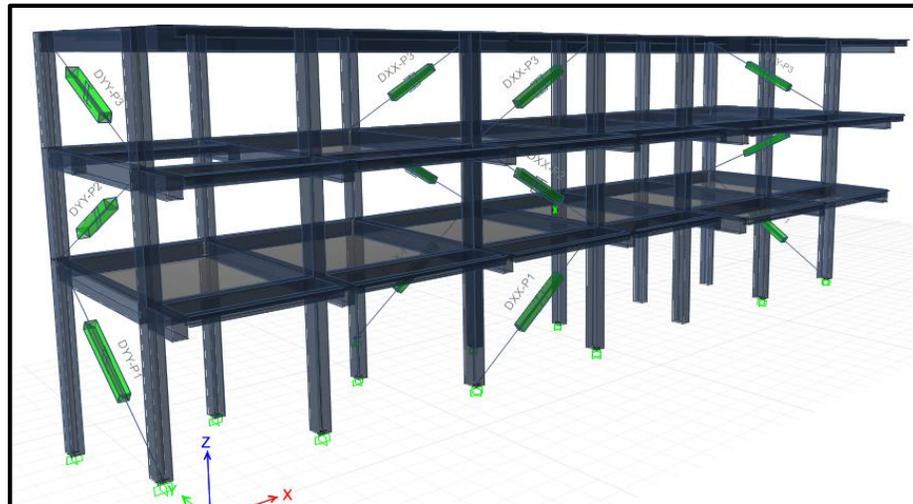


Fig. 34: Distribución de los disipadores de energía en el modelo convencional de la edificación en estudio.
Fuente: Etabs 2016

- e. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los dispadores para el modelo con ISE D.D Barkan-O.A Savinov.

Factor de reducción de respuesta

Dirección	X	Y
Deriva objetivo (Δ obj)	0.007	0.007
Deriva máxima (Δ max)	0.017	0.035
B= Δ max/ Δ obj	2.42	4.93

Amortiguamiento efectivo

Dirección	X	Y
β_0 (%)	5	5
β_{efectivo} (%)	53.01	123.71

Amortiguamiento viscoso de la estructura

Dirección	X	Y
β_H (%)	48.01	118.71

Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento en la dirección X

α	1.00	$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \text{Cos}^{1+\alpha} \theta_j)}$
λ	3.10	
β_H (%)	48.01	
A	0.004 (Desplazamiento modal relativo entre el techo y la base de la edificación)	
7		
T_x	0.649 seg	
ω	9.68 rad/seg	

PISO	MASA (Tn.s ² /m)	θ (°)	Cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m_i \cdot \phi_i^2$	
1	21.68	37.92	0.789	0.0035	0.0035	0.00001	0.00027	
2	20.75	28.44	0.879	0.0041	0.0006	0.00000	0.00035	
3	23.79	28.65	0.878	0.0047	0.0006	0.000000	0.00053	
						Σ	0.00001	0.00114

ΣC_j	1313.20	Tn.s/m
# disipadores por piso	2.00	und
C (coef. De amortig)	656.60	Tn.s/m

Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento en la dirección Y

α	1.00	$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \text{Cos}^{1+\alpha} \theta_j)}$	
λ	3.10		
β_H (%)	118.71		
A	0.0041		(Desplazamiento modal relativo entre el techo y la base de la edificación)
T_y	1.218		seg
ω	5.16		rad/seg

PISO	MASA (Tn.s ² /m)	θ (°)	Cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	21.68	31.61	0.852	-0.0031	-0.0031	0.00001	0.0002
2	20.75	23.16	0.919	-0.0040	-0.0009	0.00000	0.0003
3	23.79	23.34	0.918	-0.0041	-0.0001	0.00000	0.0004
Σ						0.00001	0.0009

ΣC_j	1523.05	Tn.s/m
# disp. Por piso	2.00	und
C (coef. De amortig)	761.53	Tn.s/m

Posteriormente se han redondeado los parámetros calculados anteriormente para cada disipador hacia la unidad mayor más cercana, dichos parámetros han sido introducidos en el software Etabs en la definición de los elementos Link.

Dirección X

PISO	K Tn/m	C_j Tn.s/m	α	CODIGO
1	53017	657	1.00	DXX-P1
2	59098	657	1.00	DXX-P2
3	58981	657	1.00	DXX-P3

Dirección Y

PISO	K Tn/m	C _j Tn.s/m	α	CODIGO
1	45211	762	1.00	DYY-P1
2	48808	762	1.00	DYY-P2
3	48741	762	1.00	DYY-P3

Tabla N° 23: Parámetros calculados para los disipadores tanto para la dirección X e Y.
Modelo con ISE D.D Barkan-O.A Savinov.
Fuente: elaboración propia

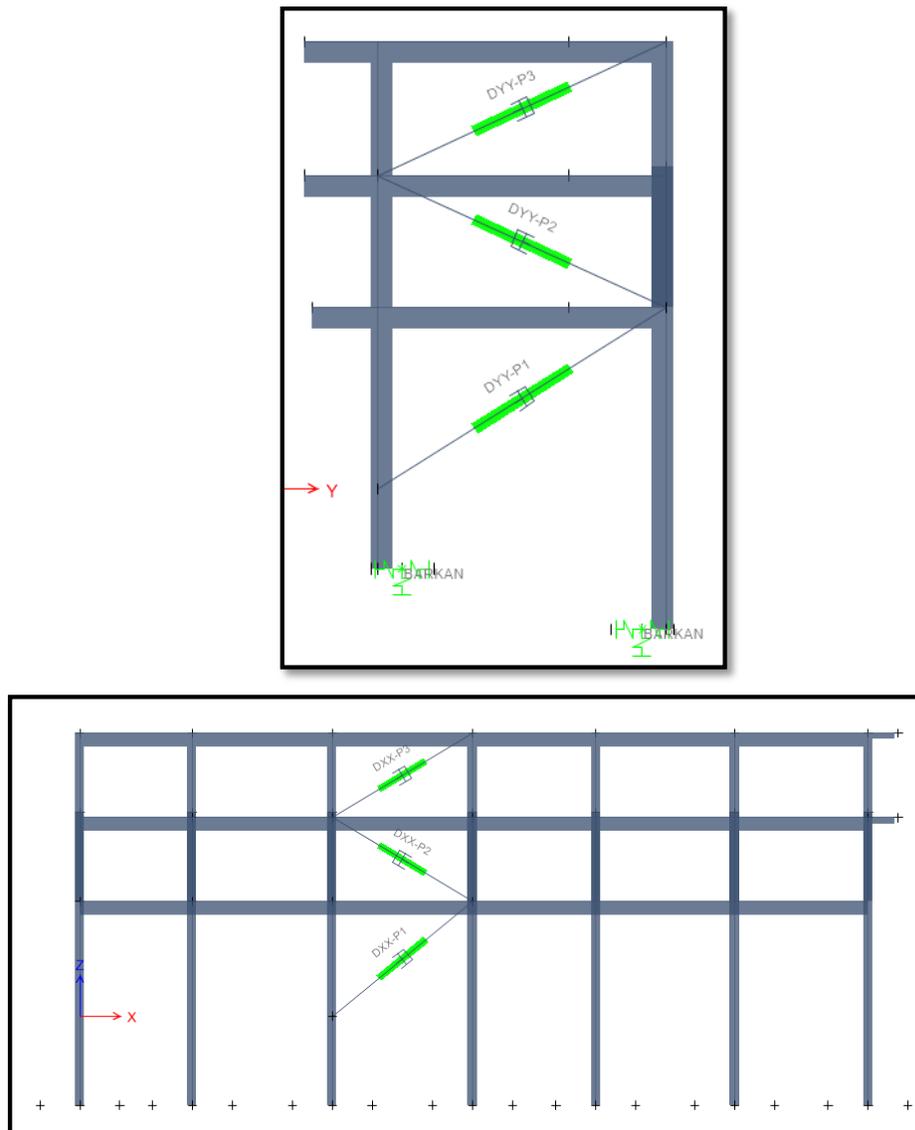


Fig. 35: Distribución de los disipadores en la dirección X e Y.
Fuente: Etabs 2016

- f. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los disipadores para el modelo con ISE Norma Rusa.

Factor de reducción de respuesta

Dirección	X	Y
Deriva objetivo (Δ obj)	0.007	0.007
Deriva máxima (Δ max)	0.023	0.029
$B = \Delta_{max} / \Delta_{obj}$	3.28	4.20

Amortiguamiento efectivo

Dirección	X	Y
β_o (%)	5	5
$\beta_{efectivo}$ (%)	81.91	107.32

Amortiguamiento viscoso de la estructura

Dirección	X	Y
β_H (%)	76.91	102.32

Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento en la dirección X

α	1.00	$\sum c_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$
λ	3.10	
β_H (%)	76.91	
A	0.0046	
		(Desplazamiento modal relativo entre el techo y la base de la edificación)
T_x	0.742	seg
ω	8.47	rad/seg

PISO	MASA (Tn.s ² /m)	θ (°)	Cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	21.68	37.92	0.789	0.0035	0.0035	0.00001	0.00027
2	20.75	28.44	0.879	0.0041	0.0006	0.00000	0.00035
3	23.79	28.65	0.878	0.0046	0.0005	0.000000	0.00050
					Σ	0.00001	0.00112

$\sum C_j$	1823.12	Tn.s/m
# disipadores por piso	2.00	und
C (coef. De amortig)	911.56	Tn.s/m

Predimensionamiento del coeficiente de amortiguamiento en la dirección Y

α	1.00	$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \text{Cos}^{1+\alpha} \theta_j)}$
λ	3.10	
β_H (%)	102.32	
A	0.0040	
T_y	1.088	seg
ω	5.78	rad/seg

PISO	MASA (Tn.s ² /m)	θ (°)	Cos θ	ϕ_i	ϕ_{rj}	$\phi_{rj}^{1+\alpha} \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	21.68	31.61	0.852	-0.0030	-0.0030	0.00001	0.0002
2	20.75	23.16	0.919	-0.0039	-0.0009	0.00000	0.0003
3	23.79	23.34	0.918	-0.0040	-0.0001	0.00000	0.0004
					\sum	0.00001	0.0009

$\sum C_j$	1478.50	Tn.s/m
# disip. Por piso	2.00	und
C (coef. De amortig)	739.25	Tn.s/m

Dirección X

PISO	K Tn/m	C_j Tn.s/m	α	CODIGO
1	53017	912	1.00	DXX-P1
2	59098	912	1.00	DXX-P2
3	58981	912	1.00	DXX-P3

Dirección Y

PISO	K Tn/m	C _J Tn.s/m	α	CODIGO
1	45211	739	1.00	DYY-P1
2	48808	739	1.00	DYY-P2
3	48741	739	1.00	DYY-P3

Tabla N° 24: Parámetros calculados para los disipadores tanto para la dirección X e Y. Modelo con ISE Norma Rusa
Fuente: elaboración propia

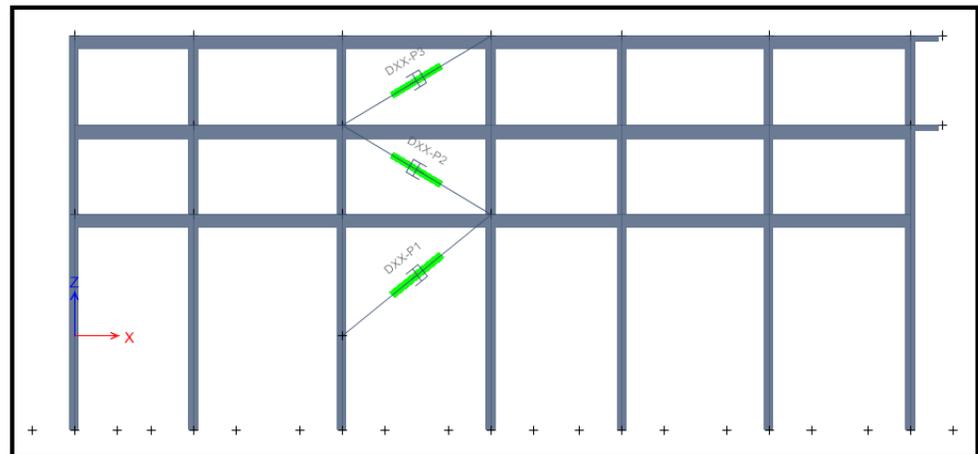
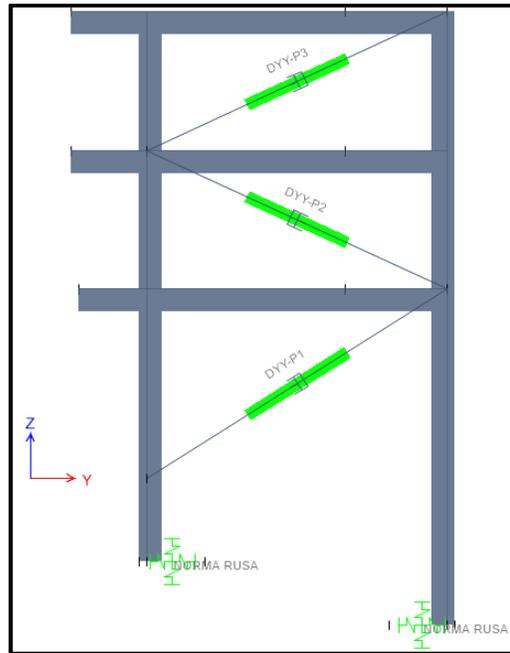


Fig. 36 Distribución de disipadores en la dirección X e Y.
Fuente: Etabs 2016

3.4 EVALUACIÓN CUALITATIVA Y CUANTITATIVA DE LA EDIFICACIÓN

3.4.1 EVALUACIÓN CUALITATIVA

En la dirección longitudinal la edificación presenta tabiques de albañilería en alfeizar de ventanas sin ningún tipo de confinamiento ni junta de separación de los pórticos de concreto armado, restringiendo la libre deformación de dichos pórticos lo cual genera problemas de columna corta (fig. 37)

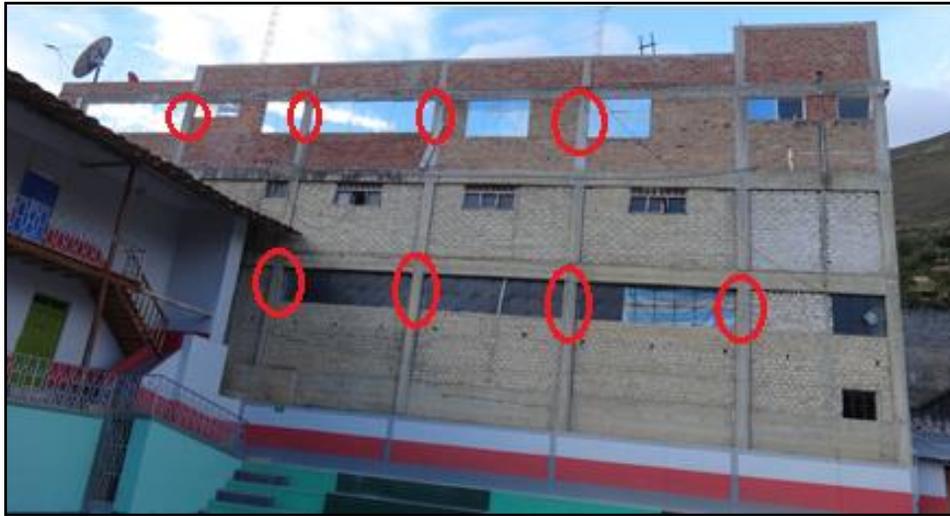


Fig. 37: columna corta

En la dirección corta y también en la dirección longitudinal presenta muros de albañilería confinados por los pórticos de concreto armado, sin ningún tipo de conexión entre estos, simplemente unidos por el mortero de asentar ladrillo, estos tableros aportan a la rigidez global de la estructura sin embargo a la menor presencia de carga lateral el comportamiento del pórtico es distinto al del muro, el pórtico se desplaza en sentido horizontal generando compresión en una de las diagonales del muro y provocando que en la otra diagonal del muro haya separación entre las esquinas del pórtico y las del muro de dicha diagonal. En la diagonal del muro que une las esquinas separadas se generan esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamiento diagonal del muro. (fig.38)



Fig. 38: Muros confinados por pórticos de concreto

La edificación luce como flexible, debido a la falta de rigidez lateral, por lo cual existe la probabilidad de que se sucedan daños estructurales excesivos ante la acción de sismo severo. Así mismo este comportamiento agudizaría el problema de columna corta.

3.4.2 EVALUACIÓN CUANTITATIVA CON LA NORMA ACTUAL

3.4.2.1 Modelo matemático

Se realizó el modelado de la edificación en el programa Etabs V16.1.0 a base de elementos frame para vigas y columnas, las losas aligeradas se modelaron como elementos Slab tipo membrana. Se consideró las losas de entrepiso como diafragma rígido y se le asignó una por cada piso, además estas losas se consideraron como elementos de transferencia de cargas de gravedad hacia las vigas.

3.4.2.2 Análisis por carga de gravedad

Se estimaron las cargas de la edificación según la Norma E020 del Reglamento Nacional de Edificaciones, cuyo metrado se presenta en el anexo N°02 de la presente Tesis.

3.4.2.3 Análisis sísmico

El análisis sísmico que se realizó para la evaluación cuantitativa de la estructura existente sigue los procedimientos estipulado en la Norma E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones que han sido descritos anteriormente. Se emplearon tres modelos para la evaluación del comportamiento estructural de la edificación existente como son el modelo convencional y dos modelos que consideran la interacción entre el suelo y la estructura. Estos modelos se han sometidos a la acción sísmica mediante análisis dinámico espectral, con el cual se ha determinado las derivas en el centro de masa de cada piso. En la tabla N°27, se presentan las derivas obtenidas del análisis espectral para el modelo convencional (MC), para el modelo que considera la ISE-DD Barkan-OA Savinov (MBS) y para el modelo que considera la ISE-Norma Rusa (MNR).

Análisis dinámico espectral						
PISO	Deriva en X (cm)			Deriva en en Y (cm)		
	MC	MBS	MNR	MC	MBS	MNR
3	0.007	0.007	0.007	0.001	0.005	0.002
2	0.004	0.006	0.007	0.017	0.029	0.028
1	0.002	0.017	0.022	0.017	0.046	0.040

Tabla N° 25: Derivas de entrepiso del análisis sísmico de la edificación existente.
Fuente: elaboración propia

De la tabla N°27 se puede decir que las derivas que presenta la edificación son excesivas con respecto a la deriva permisible según la Norma E.030-2016, además se puede ver que en los tres modelos la dirección Y presenta mayores derivas por lo que es necesario un reforzamiento inmediato.

3.4.2.3.1 Revisión del diseño de algunos elementos estructurales

Para esta revisión se eligió dos vigas por cada piso, una para cada dirección y en el caso de columnas se eligieron dos columnas del primer piso la más esforzada y la menos esforzada. Para esta revisión de diseño se emplearon las combinaciones establecidas en la Norma E060 de Concreto armado.

Vigas.

La figura 39 y 40, muestran las envolventes del momento flector de cada viga para la dirección X y para la dirección Y.

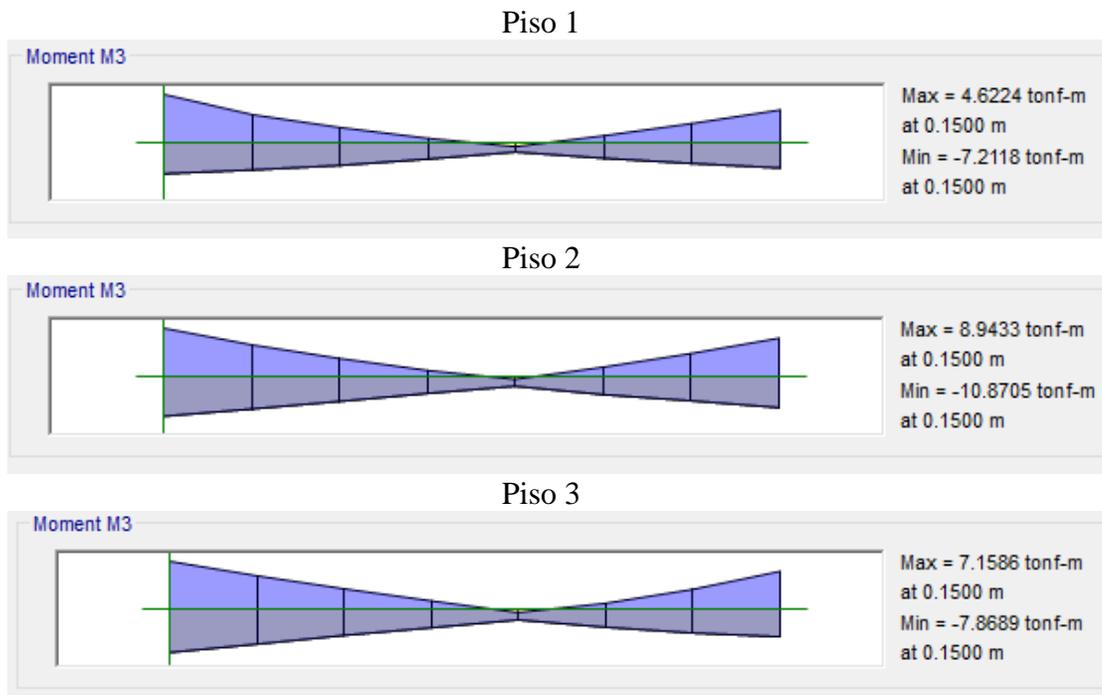


Fig. 39: Envolvente de momentos de viga - Sentido X-X

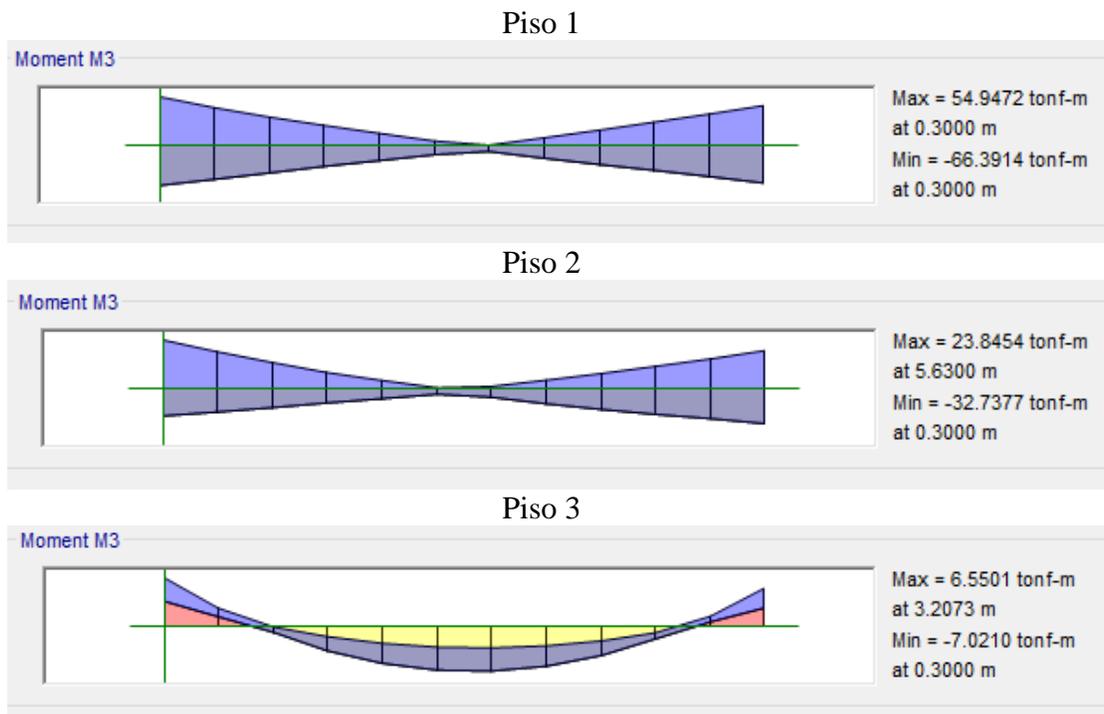


Fig. 40: Envolvente de momentos de viga - Sentido Y-Y

En la tabla N°28, se puede observar la relación entre la demanda y la capacidad de momento flector de las vigas más esforzadas de cada piso en la dirección X-X y en la dirección Y-Y, así mismo se puede decir que las vigas presentan deficiencias de capacidad en ambas direcciones.

Direccion	Piso	Demanda		Capacidad		Ratio Dem/Cap	
		Mu+ (Tn-m)	Mu- (Tn-m)	ϕ Mn+ (Tn-m)	ϕ Mn- (Tn-m)	M+	M-
X-X	1	4.62	7.21	7.82	7.68	0.59	0.94
	2	8.94	10.87	7.82	7.68	1.14	1.42
	3	7.15	7.86	7.82	7.68	0.91	1.02
Y-Y	1	54.94	66.39	7.82	7.68	7.03	8.64
	2	23.84	32.73	7.82	7.68	3.05	4.26
	3	6.55	7.02	7.82	7.68	0.84	0.91

Tabla N° 26: relación de demanda y capacidad de momento flector en vigas

Columnas

Las columnas de la edificación son todas iguales desde el primer al tercer piso con el mismo reforzamiento, tal como se puede apreciar en la figura 41.

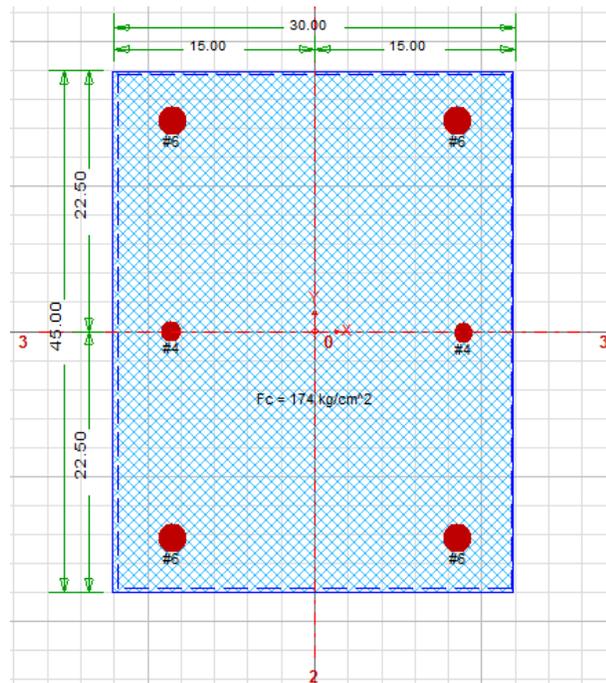


Fig. 41: columna típica de la edificación.
Fuente: Csicolum 2016

En la fig. 42 se presentan los diagramas de interacción para la columna más esforzada y para la columna menos esforzada del primer piso respectivamente. En ambas columnas se puede apreciar que la capacidad resistente es menor que la demanda por lo que el reforzamiento de la sección es insuficiente. Es necesario aclarar que como se han analizado la columna más esforzada y la columna menos esforzada del primer piso se puede decir que todas las columnas del primer piso presentan deficiencia de capacidad para soportar las solicitaciones.

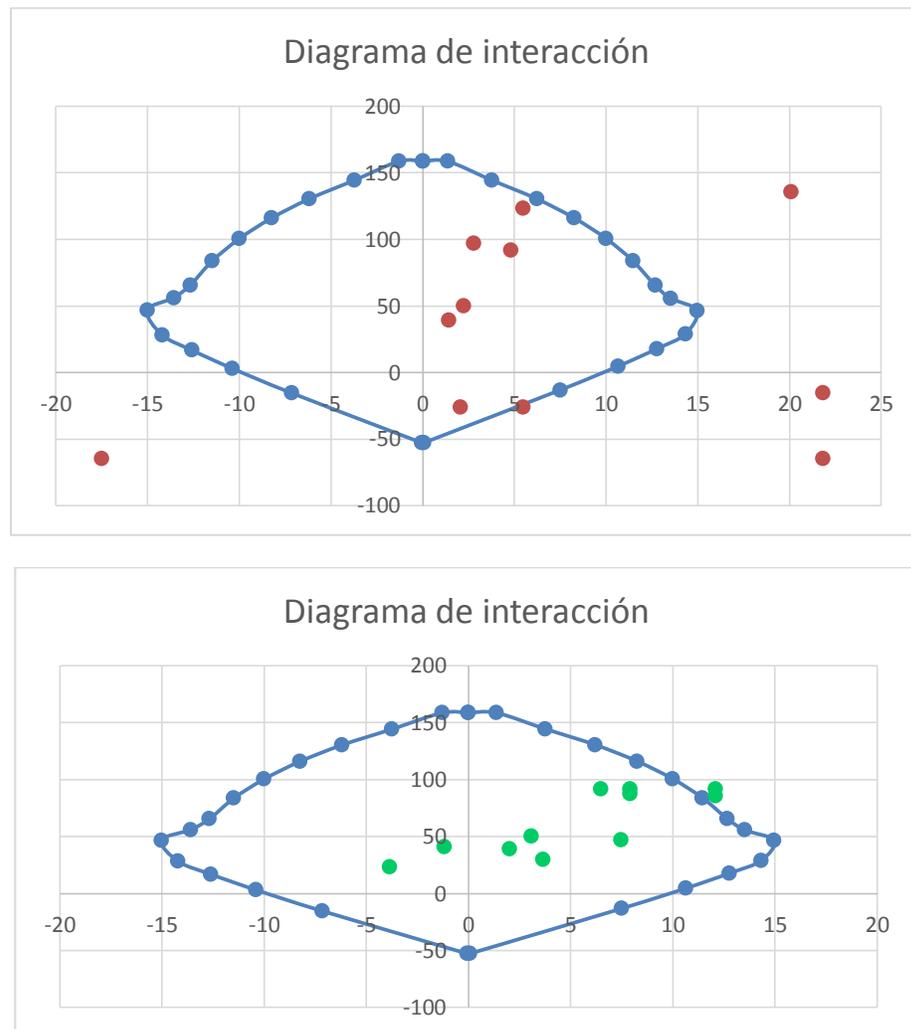


Fig. 42: Diagrama de interacción columna más esforzada y menos esforzada del primer piso respectivamente.
Fuente: elaboración propia

3.5 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

En este ítem se presenta los resultados de cada modelo de la edificación en estudio para todos los análisis efectuados.

3.5.1 MODELO ESTRUCTURAL QUE CONSIDERA LA BASE EMPOTRADA

Para evaluar el comportamiento estructural de la edificación considerando la base empotrada, se realizó el análisis modal, para determinar los periodos, masas participativas y las formas de vibración de la estructura, un análisis sísmico estático, este con fines comparativos con los análisis dinámicos, un análisis dinámico espectral y un análisis tiempo historia lineal. Con estos análisis se pudo determinar los desplazamientos máximos en el centro de masa de la edificación, las derivas máximas, los esfuerzos en los miembros estructurales y el balance de energía de la estructura. A continuación se presentan los resultados obtenidos para este modelo.

✓ Análisis modal

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0.691	0.0002	0.7206	0	0.0002	0.7206
2	0.338	0.3198	0.121	0	0.32	0.8416
3	0.294	0.4048	0.0796	0	0.7249	0.9212
4	0.164	0.0009	0.0262	0	0.7257	0.9474
5	0.153	0.2269	0.0034	0	0.9526	0.9508
6	0.1	0.0131	0.0477	0	0.9657	0.9985
7	0.078	0.0302	0.0015	0	0.9959	1
8	0.071	0.0041	3.256E-06	0	1	1
9	0.053	6.783E-06	1.648E-05	0	1	1

Tabla N° 27: Periodos y masa participativa.
Fuente: Etabs 2016

En la tabla N°29 podemos ver que la edificación en estudio presenta periodos de vibración largos, esto quiere decir que la edificación presenta un comportamiento flexible o muy flexible ya que es un edificio bajo (3 pisos),

además se puede observar que en la dirección X se necesitan 5 modos para capturar el 95.26% de la masa y en la dirección Y, 3 modos para capturar el 92.12%.

✓ **Análisis sísmico estático**

Con este análisis se determinó la irregularidad en altura y en planta que presenta la edificación, este análisis se presenta en el anexo N°02 de la presente Tesis. Además con este análisis se determinó el cortante estático en la base de 282.85 Tn que nos sirvió para verificar el cortante dinámico del análisis espectral, se determinaron también los desplazamientos y las derivas en los centros de masa de cada piso, los mismos que se presentan a continuación:

PISO	ALTURA DE ENTREPISO	DESP. REAL X (cm)	DESP. REAL Y (cm)	DERIVA Δ REAL-X	DERIVA Δ REAL-Y	DERIVA PERMISIBLE
3	2.75	4.82	14.76	0.008	0.002	0.007
2	2.73	2.56	14.23	0.005	0.021	
1	4.355	1.25	8.53	0.003	0.020	

Tabla N° 28: Desplazamientos y derivas del análisis estático.
Fuente: elaboración propia

En la tabla 30 se puede observar que la edificación presenta derivas que exceden a la deriva permisible según la Norma E030-2016 en ambas direcciones, verificándose también mayor flexibilidad en la dirección Y.

✓ **Análisis sísmico dinámico espectral**

Con este análisis se pudo verificar que el cortante dinámico en la dirección X era menor del 90% del cortante estático, por lo que se realizó el escalado que indica la Norma E030-2016 en el numeral 4.6.4 con un factor de 1.142. Este análisis también nos sirvió para elegir el registro sísmico representativo cuyas derivas presentan menos dispersión respecto a este análisis. Además se obtuvieron los desplazamientos y derivas máximas para este análisis los cuales se presentan a continuación:

PISO	Hi (m)	DESP. REAL X (cm)	DESP. REAL Y (cm)	DERIVA Δ REAL X	DERIVA Δ REAL Y	DERIVA PERMISIBLE
3	2.75	3.86	12.39	0.007	0.001	0.007
2	2.73	1.94	12.14	0.004	0.017	
1	4.355	0.92	7.49	0.002	0.017	

Tabla N° 29: Desplazamientos y derivas del análisis dinámico.
Fuente: elaboración propia

En la tabla 31 se aprecia que los desplazamientos y las derivas son de menor orden que las que se obtuvo en el análisis estático.

✓ **Análisis sísmico dinámico tiempo historia lineal**

Para este análisis se utilizó los registros escalados de 3 sismos ocurridos en el Perú (Lima 1970, Lima 1974 e Ica 2007), cada sismo con sus dos componentes E-O y N-S con las cuales se generaron dos casos de carga para cada sismo. Con este análisis se han determinado las derivas máximas en cada centro de masa de los pisos de la edificación, así como los esfuerzos máximos en los miembros estructurales, también con este análisis se ha determinado el balance de la energía introducida por el sismo de Lima 1974 caso 1, el cual fue elegido como el sismo más representativo ya que sus derivas presentan menos dispersión que los otros sismos respecto al análisis espectral. En la tabla 32 se presentan las derivas máximas tanto para la dirección X como para la dirección Y:

NIVEL	DERIVA X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.008	0.008	0.007	0.010	0.009	0.009	0.010
2	0.004	0.003	0.004	0.006	0.004	0.003	0.006
1	0.002	0.003	0.002	0.003	0.003	0.003	0.003

NIVEL	DERIVA Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002
2	0.021	0.021	0.0198	0.019	0.019	0.020	0.021
1	0.021	0.021	0.0197	0.019	0.020	0.019	0.021

Tabla N° 30: Derivas máximas del análisis tiempo historia lineal.
Fuente: elaboración propia

En la tabla 33 se presentan los esfuerzos máximos y el código del elemento en el cual se encuentra dicho esfuerzo.

ESFUERZOS	SISMOS						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
Fuerza axial (Tn)	108.2935 C19	147.3292 C19	93.4746 C20	100.6253 C19	97.2532 C19	127.7749 C19	147.3292 C19
Fuerza cortante (Tn)	31.7720 C8	33.2228 C8	31.0188 C8	31.0999 C8	32.0515 C8	30.1865 C8	33.2228 C8
Momento flector (Tn.m)	71.8889 C8	76.3677 C8	70.7305 C8	71.1309 C8	73.6263 C8	69.1612 C8	76.3677 C8
Momento Torsor (Tn.m)	0.9872 V68	1.1066 C-eje 3	0.9886 C-eje 3	1.0262 C-eje 3	1.0949 C-eje 3	1.033 C-eje 3	1.1066 C-eje 3

Tabla N° 31: Esfuerzos máximos en los elementos estructurales.
Fuente: elaboración propia

En la figura 43 se presenta el balance de energía del modelo convencional, donde se puede apreciar que el sismo de Lima 1974 Caso 1 induce un valor máximo de 17.0 Tn.m aproximadamente en la edificación, la cual es asumida en un 99.9% aproximadamente por la amortiguación de la estructura durante todo el sismo. La energía potencial y cinética absorben energía de sismo de manera importante entre el 43-55 segundo.

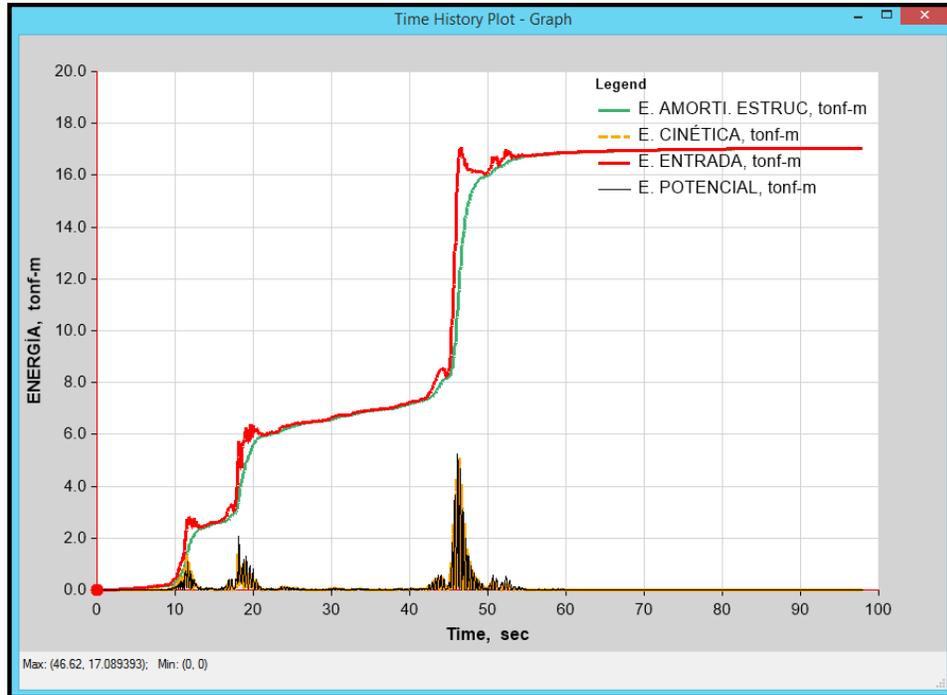


Fig. 43: Balance de energía en el modelo convencional. Sismo Lima 1974 caso 1.
Fuente: Etabs 2016

3.5.2 MODELO ESTRUCTURAL CON LA BASE EMPOTRADA Y REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUJO VISCOZO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR).

Para evaluar el comportamiento estructural de la edificación considerando la base empotrada pero reforzada con disipadores de energía, se realizó el análisis modal, para determinar los periodos, masas participativas y las formas de vibración de la estructura y un análisis tiempo historia no lineal (esto debido a que los disipadores trabajan cuando la estructura incursiona en el rango inelástico), con este análisis se pudo determinar los desplazamientos máximos en el centro de masa de la edificación, las derivas máximas en el centro de masa de cada piso, los esfuerzos en los miembros estructurales, el balance de energía de la estructura y la curva histerética de los disipadores para verificar su correcto funcionamiento. A continuación se presentan los resultados obtenidos para este modelo.

✓ Análisis modal

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.691	0.0002	0.7206	0	0.0002	0.7206
Modal	2	0.338	0.3198	0.121	0	0.32	0.8416
Modal	3	0.294	0.4048	0.0796	0	0.7249	0.9212
Modal	4	0.164	0.0009	0.0262	0	0.7257	0.9474
Modal	5	0.153	0.2269	0.0034	0	0.9526	0.9508
Modal	6	0.1	0.0131	0.0477	0	0.9657	0.9985
Modal	7	0.078	0.0302	0.0015	0	0.9959	1
Modal	8	0.071	0.0041	3.256E-06	0	1	1
Modal	9	0.053	6.783E-06	1.648E-05	0	1	1

Tabla N° 32: Periodos y masa participativa.
Fuente: Etabs 2016

En la tabla N°34 podemos verificar que ni los periodos ni la participación de masas han cambiado con respecto al modelo de la edificación con la base empotrada y sin reforzar con disipadores, esto quiere decir que la incorporación de disipadores de fluido viscoso del tipo lineal al modelo estructural no adicionan rigidez.

✓ Análisis Tiempo-Historia no lineal

Se utilizó el análisis tiempo-historia no lineal para analizar el comportamiento de los disipadores y evaluar los desplazamientos y las derivas en las que incursiona la edificación, así mismo se han determinado los esfuerzos máximos en los miembros estructurales y el balance de energía muy importante para determinar la cantidad de energía sísmica absorbida por los disipadores de energía.

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) X-X						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	3.13	2.66	2.53	3.65	3.03	2.96	3.65
2	273	1.57	1.36	1.34	1.78	1.57	2.87	2.87
1	600.5	0.79	0.65	0.65	0.90	0.78	1.77	1.77

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) Y-Y						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	3.52	2.82	3.04	3.38	3.06	4.10	4.10
2	273	3.38	2.75	2.94	3.24	1.52	3.96	3.96
1	600.5	2.02	1.66	1.76	1.92	0.80	2.35	2.35

Tabla N° 33: Desplazamientos en X e Y.

Fuente: elaboración propia

En la tabla N°35 se puede apreciar que el desplazamiento máximo en la dirección X del tercer piso se ha reducido en un 18.62% respecto al modelo sin reforzar y los desplazamientos máximos en la dirección Y en los tres pisos se han reducido desde un 66.54% a un 67.84% al incorporar los disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal.

NIVEL	DERIVA X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.006	0.005	0.004	0.007	0.005	0.000	0.007
2	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.004	0.004
1	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.003	0.003

NIVEL	DERIVA Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.001	0.000	0.000	-0.001	0.006	0.000	0.006
2	0.005	0.004	0.004	0.005	0.003	0.006	0.006
1	0.003	0.003	0.003	0.003	0.001	0.004	0.004

Tabla N° 34: Derivas máximas del modelo considerando la base empotrada reforzado con disipadores de energía.

Fuente: elaboración propia

En la tabla N°36 se puede apreciar que las derivas máximas en ambas direcciones son menores o iguales a la deriva máxima permisible que establece la Norma E030-2016.

ESFUERZOS	SISMO						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
Fuerza axial (Tn)	64.345 C19	53.360 C19	43.622 C12	74.309 C19	55.460 C19	71.019 C19	74.309 C19
Fuerza cortante (Tn)	8.751 C8	6.900 C8	7.628 C8	8.412 C8	7.639 C8	9.951 C8	9.951 C8
Momento flector (Tn.m)	19.721 C8	15.851 C8	17.398 C8	18.863 C8	17.175 C8	22.708 C8	22.708 C8
Momento Torsor (Tn.m)	0.2605 V40	0.2068 C-EJE3	0.2325 C-EJE3	0.2475 C-EJE3	0.2162 C-EJE3	0.3064 C-EJE3	0.306 C8

Tabla N° 35: Esfuerzos máximos
Fuente: elaboración propia

En la tabla N°37 se puede apreciar que los esfuerzos máximos se han reducido con la incorporación de los disipadores de energía respecto a la edificación sin reforzar. La fuerza axial se ha reducido en un 49.56%, la fuerza cortante máxima en un 70.05%, el momento flector en un 70.27% y el momento torsor en un 72.31%.

En la figura 44 se presenta el balance de energía del modelo convencional reforzado con disipadores de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor), donde se puede apreciar que el valor de la energía inducida a la estructura por el sismo de Lima 1974 Caso 1 ha variado con respecto al modelo convencional sin reforzar hasta un valor de 16.9 Tn.m de energía aproximadamente. Ahora en la figura también podemos ver que quien asume la mayor parte de energía de sismo son los disipadores quienes según el gráfico toman hasta el 80% aproximadamente de la energía de sismo, dejando el resto de energía para que lo asuma el amortiguamiento estructural. La energía potencial y cinética absorben energía de sismo de manera insignificante.

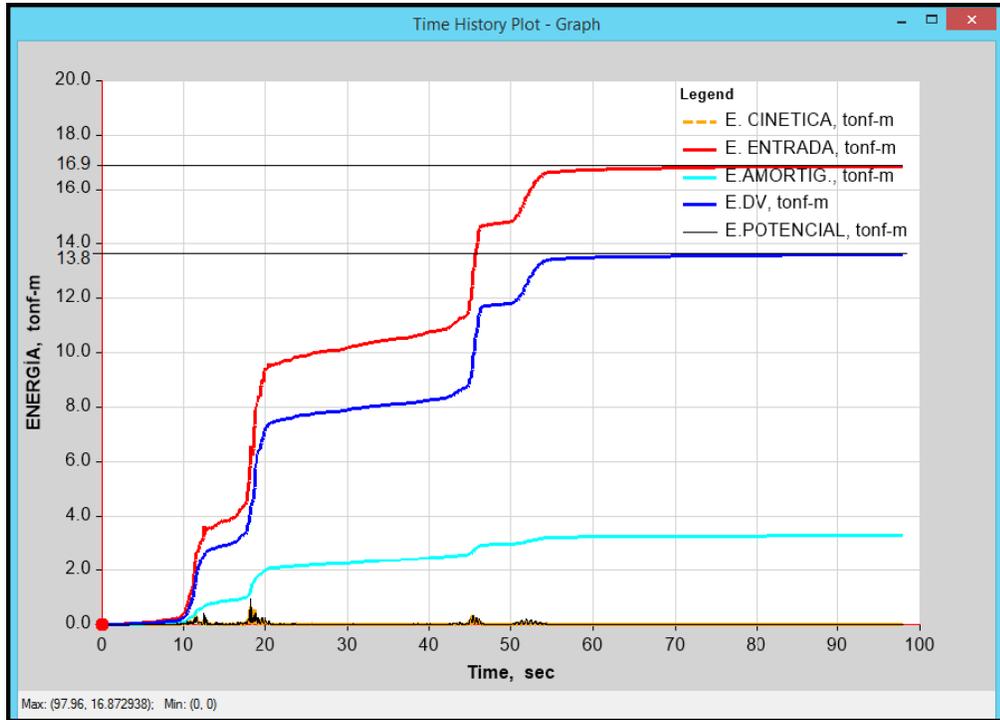


Fig. 44: Balance de energía en el modelo convencional reforzado con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor). Sismo Lima 1974 caso 1.
Fuente: Etabs 2016

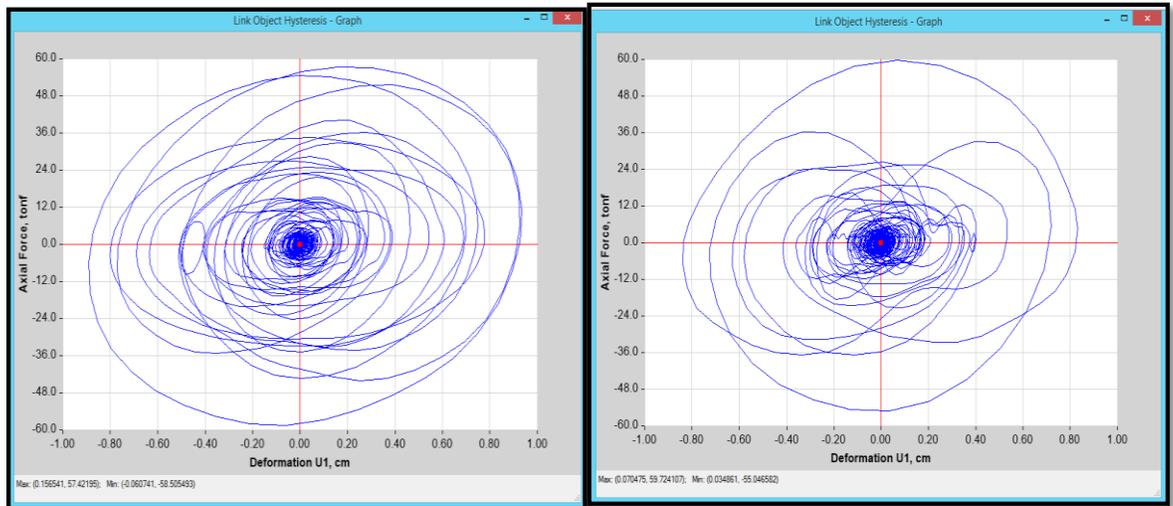


Fig. 45: Histéresis de los disipadores K10 (DXX-P1) y K1 (DYY-P1) respectivamente del modelo convencional reforzado.
Fuente: Etabs 2016

En la figura 45 se presenta los lasos de histéresis de dos disipadores uno para cada dirección, donde se puede apreciar que la envolvente de la gráfica deformación vs fuerza axial se aproxima a una elipse cuyo eje focal coincide

con el eje horizontal, lo cual indica el comportamiento correcto de los disipadores del tipo lineal.

3.5.3 MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Para estudiar el comportamiento estructural de la edificación en estudio considerando la Interacción suelo-estructura se han utilizado dos modelos dinámicos que son el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y el modelo de la Norma Rusa, los cuales se han sometido a un análisis modal, para determinar los periodos, masas participativas y las formas de vibración de la estructura, un análisis espectral y un análisis tiempo historia lineal con la finalidad de obtener desplazamientos máximos, derivas máximas y esfuerzos máximos para comparar los resultados con los demás modelos, así mismo se ha determinado el balance de energía.

✓ Análisis modal

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1.218	0.0007	0.7213	0	0.0007	0.7213	1	1.088	0.0021	0.6708	0	0.0021	0.6708
2	0.764	0.045	0.1693	0	0.0457	0.8906	2	0.742	0.8393	0.0263	0	0.8414	0.697
3	0.649	0.8515	0.0052	0	0.8972	0.8958	3	0.658	0.0633	0.1976	0	0.9047	0.8947
4	0.206	0.0138	6.497E-06	0	0.9109	0.8958	4	0.21	0.0083	0	0	0.9131	0.8947
5	0.182	0.0004	0.0114	0	0.9113	0.9072	5	0.183	0.0002	0.0129	0	0.9133	0.9075
6	0.161	1.868E-05	0.0034	0	0.9113	0.9107	6	0.161	8.209E-06	0.0056	0	0.9133	0.9132
7	0.095	0.0018	0.0001	0	0.9132	0.9107	7	0.095	0.0012	0.0001	0	0.9145	0.9133
8	0.075	0.0001	5.087E-06	0	0.9132	0.9107	8	0.075	3.487E-05	2.09E-05	0	0.9145	0.9133
9	0.064	1.593E-05	0.0003	0	0.9132	0.9111	9	0.064	1.368E-05	0.0002	0	0.9146	0.9136
10	0.03	0.0342	5.986E-06	0	0.9475	0.9111	10	0.039	0.0472	0.0001	0	0.9617	0.9137
11	0.03	6.543E-06	0.0391	0	0.9475	0.9502	11	0.038	0.0009	0.0387	0	0.9626	0.9524
12	0.029	0.0001	0.0452	0	0.9476	0.9954	12	0.037	0.0032	0.0407	0	0.9659	0.9931
13	0.029	0.041	0.0001	0	0.9885	0.9956	13	0.037	0.0312	0.0024	0	0.997	0.9955
14	0.029	4.285E-06	0.0044	0	0.9885	1	14	0.035	0.0002	0.0045	0	0.9972	1
15	0.028	0.0115	0	0	1	1	15	0.028	0.0028	0	0	1	1

Tabla N° 36: Periodos y participación de masa. Derecha: Modelo D.D Barkan-O.A Savinov. Izquierda: Modelo Norma Rusa.
Fuente: Etabs 2016

En la tabla N°38 podemos apreciar que la consideración de la Interacción suelo-estructura incrementa el periodo fundamental de la edificación,

generando un comportamiento más flexible (es necesario aclarar que el suelo de fundación de la edificación en estudio es un suelo blando). En cuanto a la participación de masa para el modelo D.D Barkan-O.A Savinov para la dirección X se logra el 90% de participación de masa hasta el 4° modo y para la dirección Y hasta el 5° modo; y para el modelo de la Norma Rusa, para la dirección X se logra el 90% de participación de masa para el 3° modo y para la dirección Y hasta el 5° modo.

✓ Análisis sísmico dinámico espectral

Se ha ejecutado este tipo de análisis de acuerdo a la Norma E030-2016 con la finalidad de comparar los resultados con los del análisis tiempo historia lineal. A continuación se presenta los desplazamientos y derivas alcanzadas por la edificación considerando la ISE, así como los esfuerzos máximos y el balance de energía para ambos modelos dinámicos de ISE considerados.

PISO	hi (m)	DESP. X (cm)	DESP. Y (cm)	DERIVA Δ REAL X	DERIVA Δ REAL Y	DERIVA PERMISIBLE
3	2.75	13.54	37.13	0.007	0.005	0.007
2	2.73	11.65	35.68	0.006	0.029	
1	6.005	9.92	27.74	0.017	0.046	

PISO	hi (m)	DESP. X (cm)	DESP. Y (cm)	DERIVA Δ REAL X	DERIVA Δ REAL Y	DERIVA PERMISIBLE
3	2.75	16.97	32.43	0.007	0.002	0.007
2	2.73	15.14	31.75	0.007	0.028	
1	6.005	13.10	24.14	0.022	0.040	

Tabla N° 37: Desplazamientos y derivas. Arriba: D.D Barkan-O.A Savinov. Abajo: Norma Rusa.

Fuente: elaboración propia

En la tabla N°39 se puede observar que los desplazamientos en X son menores para el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y los desplazamientos en Y son menores con el modelo de la Norma Rusa sucediendo lo mismo con

las derivas de entrepiso, también se puede ver que para ambos modelos la deriva del primer piso en X sobrepasa los límites permisibles de la Norma E030 y en los dos modelos la deriva en Y en todos los pisos excede la deriva máxima permisible. Es importante mencionar que los desplazamientos en Y son excesivos para ambos modelos, pues en la escala real para estos desplazamientos la estructura seguramente presentaría muchos agrietamientos de los elementos estructurales.

✓ Análisis sísmico dinámico tiempo-historia lineal

Para este análisis se han utilizado los mismos registros que para los análisis tiempo historia de los modelos anteriores. Con este análisis se han determinado los desplazamientos máximos, las derivas máximas en cada centro de masa de los pisos de la edificación, así como los esfuerzos máximos en los miembros estructurales, también con este análisis se ha determinado el balance de la energía introducida por el sismo de Lima 1974 caso 1. En la tabla 40 y 41 se presentan los desplazamientos máximos tanto para la dirección X como para la dirección Y:

Desplazamientos Modelo D.D Barkan-O.A Savinov

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) X-X						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	14.22	14.42	13.83	14.09	14.40	15.05	15.048
2	273	12.39	12.48	11.99	12.08	12.56	12.82	12.816
1	600.5	10.07	10.70	10.17	10.38	10.21	11.06	11.060

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) Y-Y						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	24.72	25.25	27.76	24.45	28.42	31.79	31.792
2	273	24.29	24.14	26.80	23.59	27.56	30.29	30.290
1	600.5	18.51	18.82	20.73	18.28	21.19	23.64	23.641

Tabla N° 38: Desplazamientos en X e Y para el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov.

Fuente: elaboración propia

Desplazamientos Modelo de la Norma Rusa

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) X-X						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	17.28	16.28	17.58	18.20	18.43	17.61	18.43
2	273	15.56	14.45	15.75	16.32	16.44	15.85	16.44
1	600.5	13.29	12.46	13.77	13.85	14.16	13.51	14.16

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) Y-Y						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	24.05	26.46	23.69	18.79	24.18	28.73	28.73
2	273	24.16	26.07	23.26	18.95	23.81	27.64	27.64
1	600.5	18.05	19.73	17.65	14.09	18.03	21.22	21.22

Tabla N° 39: Desplazamientos en X e Y para el modelo dinámico de la Norma Rusa.

Fuente: elaboración propia

En la tabla 42 y 43 se presentan las derivas máximas tanto para la dirección X como para la dirección Y y en ambos casos las derivas exceden la máxima permisible por la Norma E030-2016.

Derivas máximas Modelo D.D Barkan-O.A Savinov

NIVEL	DERIVA X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.008	0.008
2	0.009	0.007	0.007	0.006	0.009	0.006	0.009
1	0.017	0.018	0.017	0.017	0.017	0.018	0.018

NIVEL	DERIVA Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.002	0.004	0.004	0.003	0.003	0.005	0.005
2	0.021	0.019	0.022	0.019	0.023	0.024	0.024
1	0.031	0.031	0.035	0.030	0.035	0.039	0.039

Tabla N° 40: Derivas en X e Y para el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov.

Fuente: elaboración propia

Derivas máximas Modelo de la Norma Rusa

NIVEL	DERIVA X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.006	0.007	0.007	0.007	0.007	0.006	0.007
2	0.008	0.007	0.007	0.009	0.008	0.009	0.009
1	0.022	0.021	0.023	0.023	0.024	0.022	0.024

NIVEL	DERIVA Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.000	0.001	0.002	0.001	0.001	0.004	0.004
2	0.022	0.023	0.021	0.018	0.021	0.024	0.024
1	0.030	0.033	0.029	0.023	0.030	0.035	0.035

Tabla N° 41: Desplazamientos y derivas. Arriba: D.D Barkan-O.A Savinov. Abajo: Norma Rusa: Derivas en X e Y para el modelo dinámico de la Norma Rusa.
Fuente: elaboración propia

Modelo con ISE D.D Barkan-O.A Savinov

ESFUERZOS	SISMO						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
Fuerza axial (Tn)	101.904	83.095	73.884	95.181	90.680	110.688	110.688
	C19	C19	C19	C19	C25	C19	C19
Fuerza cortante (Tn)	25.945	21.338	24.380	21.247	27.428	25.452	27.428
	C22	C22	C22	C22	C22	C22	C22
Momento flector (Tn.m)	103.327	79.102	61.282	86.330	69.578	72.422	103.327
	C25	C25	C25	C25	C25	C25	C25
Momento Torsor (Tn.m)	2.7599	2.1613	2.2587	2.084	2.8774	2.3815	2.877
	C24	C24	C24	C24	C24	C24	C24

Modelo con ISE -Norma Rusa

ESFUERZOS	SISMO						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
Fuerza axial (Tn)	90.512 C19	76.011 C25	75.692 C19	82.523 C25	79.354 C25	90.589 C25	90.589 C25
Fuerza cortante (Tn)	35.835 C22	32.977 C22	28.755 C22	28.615 C22	30.578 C22	33.607 C22	35.835 C22
Momento flector (Tn.m)	105.627 C22	97.387 C22	84.747 C22	84.680 C22	90.397 C22	98.912 C22	105.627 C22
Momento Torsor (Tn.m)	2.941 C24	2.114 C24	1.876 C24	2.154 C22	2.001 C22	2.653 C24	2.941 C24

Tabla N° 42: Esfuerzos máximos

Fuente: elaboración propia

En la tabla N°44 se puede apreciar que considerando la interacción suelo-estructura se logra disminuir la fuerza axial en un 24.87% con el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y 38.51% con la Norma Rusa; la fuerza cortante en el modelo D.D Barkan-O.A Savinov se ha reducido en un 17.44%, en cambio en el modelo de la Norma Rusa se ha incrementado en un 7.86%. El momento flector y el momento torsor se ha incrementado en ambos modelos. Todas estas comparaciones son respecto al modelo que considera la base empotrada.

En la figura 46 se presenta el balance de energía del modelo que considera la ISE D.D Barkan-O.A Savinov, donde se puede apreciar que el valor de la energía inducida a la estructura por el sismo de Lima 1974 Caso 1 se ha incrementado respecto al modelo convencional hasta 51 Tn.m aproximadamente en la edificación, esta energía es asumida en un 99% aproximadamente por la amortiguación de la estructura durante todo el sismo. La energía potencial y cinética absorben energía de sismo de manera importante entre el 50-60 segundo.

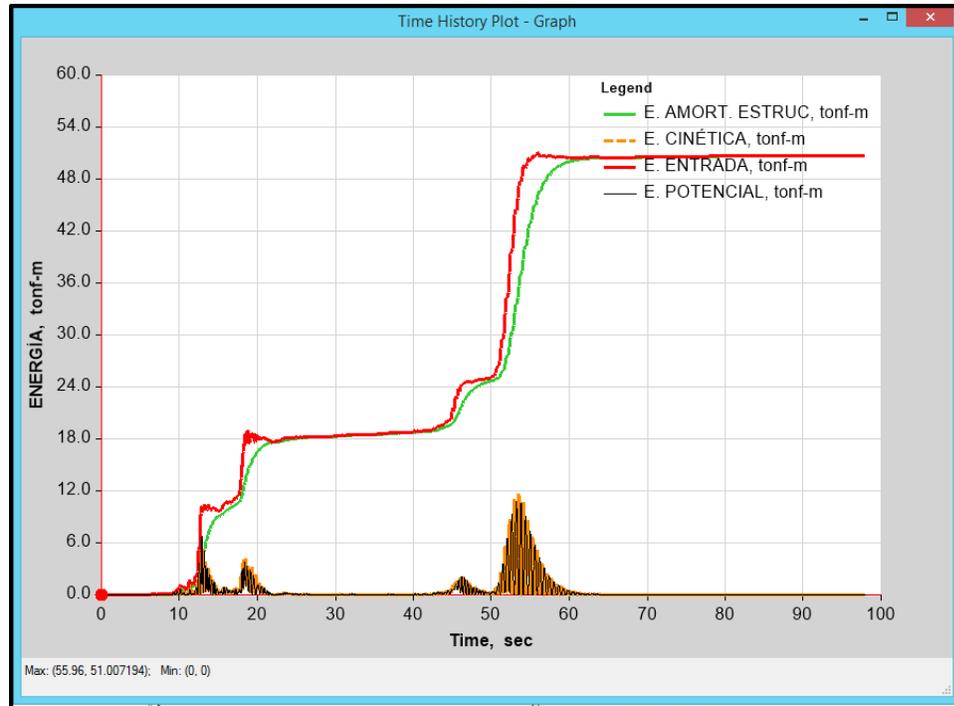


Fig. 46: Balance de energía en el modelo con ISE-D.D. Barkan-O.A. Savinov. Sismo Lima 1974 caso 1.
Fuente: Etabs 2016

En la figura 47 se presenta el balance de energía del modelo que considera la ISE –Norma Rusa, donde se puede apreciar que el valor de la energía inducida a la estructura por el sismo de Lima 1974 Caso 1 se ha incrementado respecto al modelo convencional hasta 62.3 Tn.m aproximadamente en la edificación, esta energía es asumida en un 99% aproximadamente por la amortiguación de la estructura durante todo el sismo. La energía potencial y cinética absorben energía de sismo de manera importante entre el 50-60 segundo.

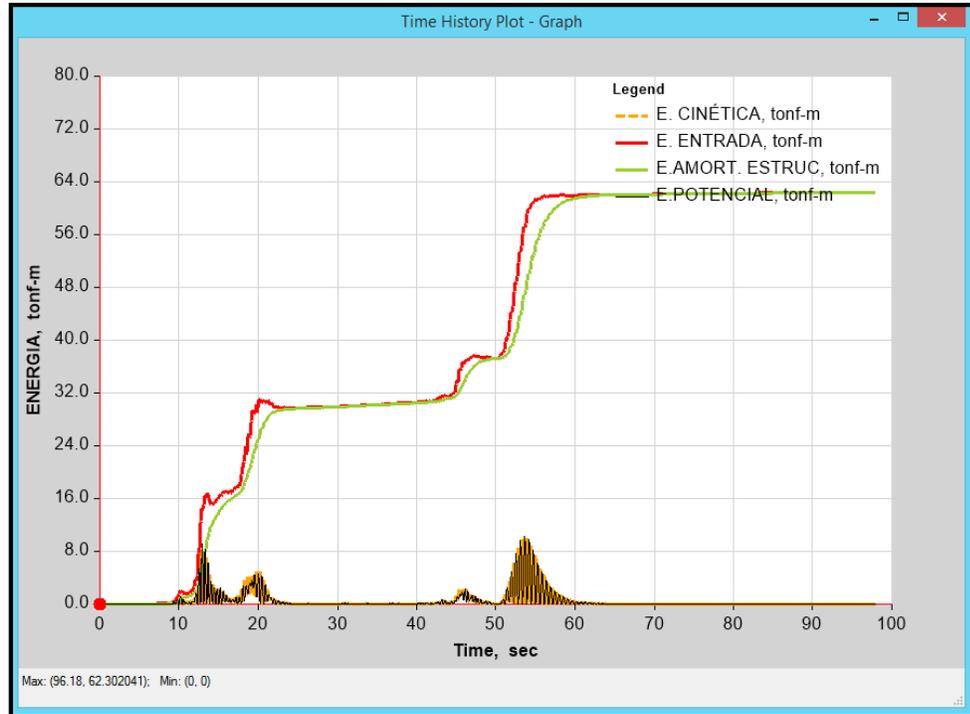


Fig. 47: Balance de energía en el modelo con ISE-Norma Rusa. Sismo Lima 1974 caso 1.
Fuente: Etabs 2016

3.5.4 MODELO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN REFORZADA CON DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL (TAYLOR) CONSIDERANDO LA ISE.

Para estudiar el comportamiento estructural de la edificación en estudio reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal considerando la Interacción suelo-estructura se han implementado dos modelos para la consideración de la ISE que son el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y el modelo de la Norma Rusa, los cuales se han reforzado con los disipadores y se han sometido a un análisis modal, para determinar los periodos, masas participativas y las formas de vibración de la estructura, un análisis espectral y un análisis tiempo historia no lineal con la finalidad de obtener desplazamientos máximos, derivas máximas y esfuerzos máximos para comparar los resultados con los demás modelos, así mismo se ha

determinado el balance de energía y las histéresis de los disipadores más representativos.

✓ Análisis modal

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1.218	0.0007	0.7213	0	0.0007	0.7213	1	1.088	0.0021	0.6708	0	0.0021	0.6708
2	0.764	0.045	0.1693	0	0.0457	0.8906	2	0.742	0.8393	0.0263	0	0.8414	0.697
3	0.649	0.8515	0.0052	0	0.8972	0.8958	3	0.658	0.0633	0.1976	0	0.9047	0.8947
4	0.206	0.0138	6.497E-06	0	0.9109	0.8958	4	0.21	0.0083	0	0	0.9131	0.8947
5	0.182	0.0004	0.0114	0	0.9113	0.9072	5	0.183	0.0002	0.0129	0	0.9133	0.9075
6	0.161	1.868E-05	0.0034	0	0.9113	0.9107	6	0.161	8.209E-06	0.0056	0	0.9133	0.9132
7	0.095	0.0018	0.0001	0	0.9132	0.9107	7	0.095	0.0012	0.0001	0	0.9145	0.9133
8	0.075	0.0001	5.087E-06	0	0.9132	0.9107	8	0.075	3.487E-05	2.09E-05	0	0.9145	0.9133
9	0.064	1.593E-05	0.0003	0	0.9132	0.9111	9	0.064	1.368E-05	0.0002	0	0.9146	0.9136
10	0.03	0.0342	5.986E-06	0	0.9475	0.9111	10	0.039	0.0472	0.0001	0	0.9617	0.9137
11	0.03	6.543E-06	0.0391	0	0.9475	0.9502	11	0.038	0.0009	0.0387	0	0.9626	0.9524
12	0.029	0.0001	0.0452	0	0.9476	0.9954	12	0.037	0.0032	0.0407	0	0.9659	0.9931
13	0.029	0.041	0.0001	0	0.9885	0.9956	13	0.037	0.0312	0.0024	0	0.997	0.9955
14	0.029	4.285E-06	0.0044	0	0.9885	1	14	0.035	0.0002	0.0045	0	0.9972	1
15	0.028	0.0115	0	0	1	1	15	0.028	0.0028	0	0	1	1

Tabla N° 43: Periodos y participación de masa de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal. Derecha: Modelo D.D Barkan-O.A Savinov. Izquierda: Modelo Norma Rusa.
Fuente: Etabs 2016

En la tabla N°45 podemos apreciar que la incorporación de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) a la estructura de la edificación que consideración de la Interacción suelo-estructura no varía los periodos del modelo sin reforzar, esto debido a que los disipadores de fluido viscoso no adicionan rigidez a la estructura. En cuanto a la participación de masa para el modelo D.D Barkan-O.A Savinov para la dirección X se logra el 90% de participación de masa hasta el 4° modo y para la dirección Y hasta el 5° modo; y para el modelo de la Norma Rusa, para la dirección X se logra el 90% de participación de masa para el 3° modo y para la dirección Y hasta el 5° modo, igual que para el modelo sin reforzar.

✓ Análisis sísmico dinámico tiempo-historia no lineal

Para este análisis se han utilizado los mismos registros que para los análisis tiempo historia de los modelos anteriores. Con este análisis se han determinado los desplazamientos máximos, las derivas máximas en cada centro de masa de los pisos de la edificación, así como los esfuerzos máximos en los miembros estructurales, también con este análisis se ha determinado el balance de la energía introducida por el sismo de Lima 1974 caso 1, y las histéresis de un disipador para cada dirección. En la tabla 46 se presentan los desplazamientos máximos tanto para la dirección X como para la dirección Y:

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) X-X						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	4.43	5.60	5.59	4.99	6.69	4.68	6.69
2	273	3.93	4.97	4.98	4.45	5.98	4.14	5.98
1	600.5	3.27	4.22	4.19	3.75	5.02	3.50	5.02

NIVEL	hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) Y-Y						MAX
		LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	275	8.07	7.72	6.64	6.93	8.80	8.44	8.80
2	273	7.29	7.06	5.98	6.25	8.13	7.63	8.13
1	600.5	5.87	5.61	4.76	5.02	6.49	6.14	6.49

Tabla N° 44: Desplazamientos X e Y respectivamente de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal Modelo D.D Barkan-O.A Savinov.

Fuente: elaboración propia

En la tabla N°46 se puede apreciar que los desplazamientos se han reducido considerablemente con respecto al modelo sin reforzar. Los desplazamientos máximos en X se han reducido desde un 53.34% hasta un 55.51% y los desplazamientos máximos en Y se han reducido desde un 72.32% hasta un 73.17%.

hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
275	4.60	5.65	4.89	4.75	6.31	4.74	6.31
273	4.19	5.15	4.47	4.33	5.77	4.30	5.77
600.5	3.63	4.50	3.92	3.78	5.00	3.76	5.00

hi (cm)	DESPLAZAMIENTO REAL (cm) Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
275	6.38	5.64	5.55	5.81	6.23	7.27	7.27
273	5.80	5.23	5.05	5.26	5.84	6.60	6.60
600.5	4.47	4.01	3.86	4.03	4.52	5.07	5.07

Tabla N° 45: Desplazamientos X e Y respectivamente de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal Modelo de la Norma Rusa.
Fuente: elaboración propia

De la tabla N°47 se puede apreciar que los desplazamientos máximos se han reducido considerablemente respecto al modelo de la Norma Rusa sin reforzar con disipadores. Los desplazamientos máximos en X se han reducido desde un 64.66% hasta un 65.76% y los desplazamientos máximos en Y se han reducido desde un 74.70% hasta un 76.14% esto indica la eficiencia de utilizar disipadores de energía en edificaciones existentes.

NIVEL	DERIVA X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.002	0.003
2	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.002	0.004
1	0.005	0.007	0.007	0.006	0.008	0.006	0.008

NIVEL	DERIVA Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.003	0.002	0.002	-0.002	0.002	0.003	0.003
2	0.005	0.005	0.004	0.005	0.006	0.005	0.006
1	0.010	0.009	0.008	0.008	0.011	0.010	0.011

Tabla N° 46: Derivas X e Y respectivamente de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal Modelo D.D Barkan-O.A Savinov.
Fuente: elaboración propia

NIVEL	DERIVA X-X						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
2	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.002	0.003
1	0.006	0.008	0.007	0.006	0.008	0.006	0.008

NIVEL	DERIVA Y-Y						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
3	0.002	0.002	0.002	-0.002	0.001	0.002	0.002
2	0.005	0.004	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006
1	0.007	0.007	0.006	0.007	0.008	0.008	0.008

Tabla N° 47: Derivas X e Y respectivamente de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal Modelo de la Norma Rusa.

Fuente: elaboración propia

En las tablas 48 y 49 se puede apreciar que las derivas del primer piso de la edificación en ambos modelos superan la deriva máxima permisible que establece la Norma E030-2016, lo cual indica que ante sismo severo la edificación estará incurriendo en algunas fallas estructurales.

ESFUERZOS	SISMO						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
Fuerza axial (Tn)	37.825 C28	35.368 C25	30.345 C28	32.258 C28	38.171 C25	38.374 C28	38.374 C28
Fuerza cortante (Tn)	7.503 C15	5.371 C15	5.414 C25	6.691 C15	6.886 C25	7.528 C1	7.528 C1
Momento flector (Tn.m)	26.421 C15	36.830 C25	31.589 C25	23.520 C15	23.909 C15	25.955 C15	36.830 C25
Momento Torsor (Tn.m)	0.729 V32	0.518 V32	0.445 V32	0.635 V32	0.504 V32	0.528 V32	0.729 V32

Tabla N° 48: Esfuerzos máximos en los miembros estructurales de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal Modelo D.D Barkan-O.A Savinov.

Fuente: elaboración propia

En la tabla N°50 se puede verificar que los esfuerzos se han reducido con respecto al modelo D.D Barkan-O.A Savinov sin reforzar. La fuerza axial se ha reducido en un 65.33%, la fuerza cortante en un 72.55%, el momento

flector se ha reducido en un 64.36% y el momento torsor se ha reducido en 74.65%.

ESFUERZOS	SISMO						MAX
	LIMA 1970		LIMA 1974		ICA 2007		
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
Fuerza axial (Tn)	36.981 C28	28.936 C28	31.387 C28	33.974 C28	28.333 C25	42.576 C28	42.576 C28
Fuerza cortante (Tn)	6.810 C1	5.859 C1	6.085 C1	6.459 C1	6.137 C25	7.610 C1	7.610 C1
Momento flector (Tn.m)	36.014 C15	30.161 C15	30.108 C15	32.264 C15	30.240 C15	39.922 C15	39.922 C15
Momento Torsor (Tn.m)	0.605 V32	0.409 V32	0.398 V32	0.525 V32	0.386 V32	0.397 V32	0.605 V32

Tabla N° 49: Esfuerzos máximos en los miembros estructurales de la edificación reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal Modelo de la Norma Rusa.
Fuente: elaboración propia

En la tabla N°51 se puede verificar que los esfuerzos se han reducido con respecto al modelo de la Norma Rusa sin reforzar. La fuerza axial se ha reducido en un 53.00%, la fuerza cortante en un 78.76%, el momento flector se ha reducido en un 62.21% y el momento torsor se ha reducido en 79.43%.

En la figura 48 se presenta el balance de energía del modelo con ISE D.D Barkan-O.A Savinov reforzado con disipadores de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor), donde se puede apreciar que el valor de la energía inducida a la estructura por el sismo de Lima 1974 Caso 1 ha variado con respecto al mismo modelo sin reforzar llegando a 43.2 Tn.m de energía aproximadamente. Ahora en la figura 48 también podemos ver que quien asume la mayor parte de energía de sismo son los disipadores quienes según el gráfico toman hasta el 83% aproximadamente de la energía de sismo, dejando el resto de energía para que lo asuma el amortiguamiento estructural. La energía potencial y cinética absorben energía de sismo de manera insignificante.

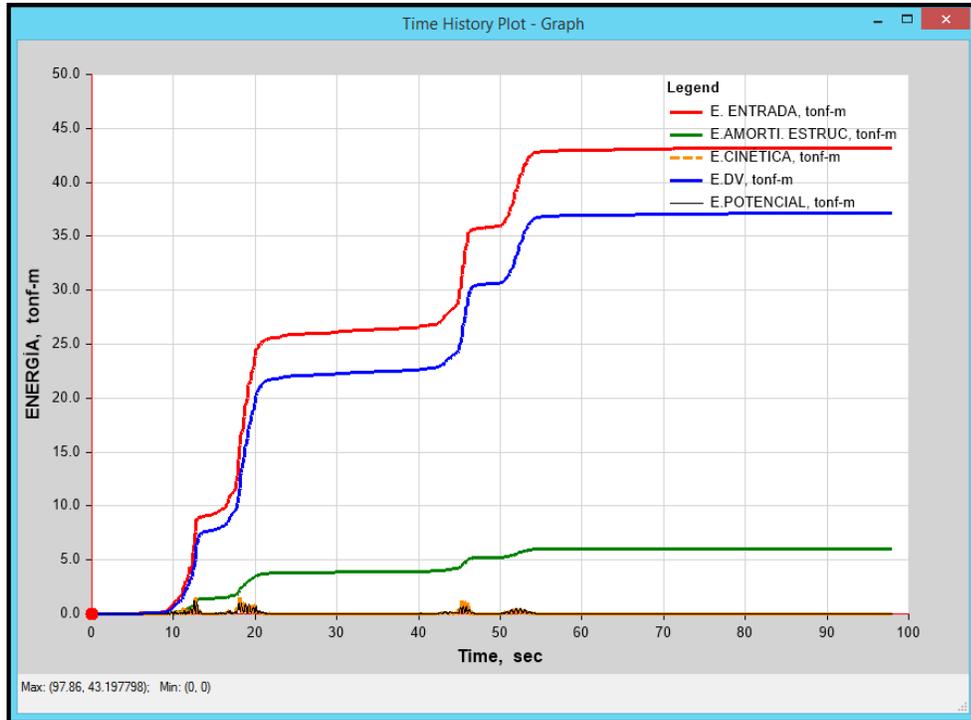


Fig. 48: Balance de energía en el modelo con ISE-D.D. Barkan-O.A. Savinov reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor). Sismo Lima 1974 caso 1.
Fuente: Etabs 2016

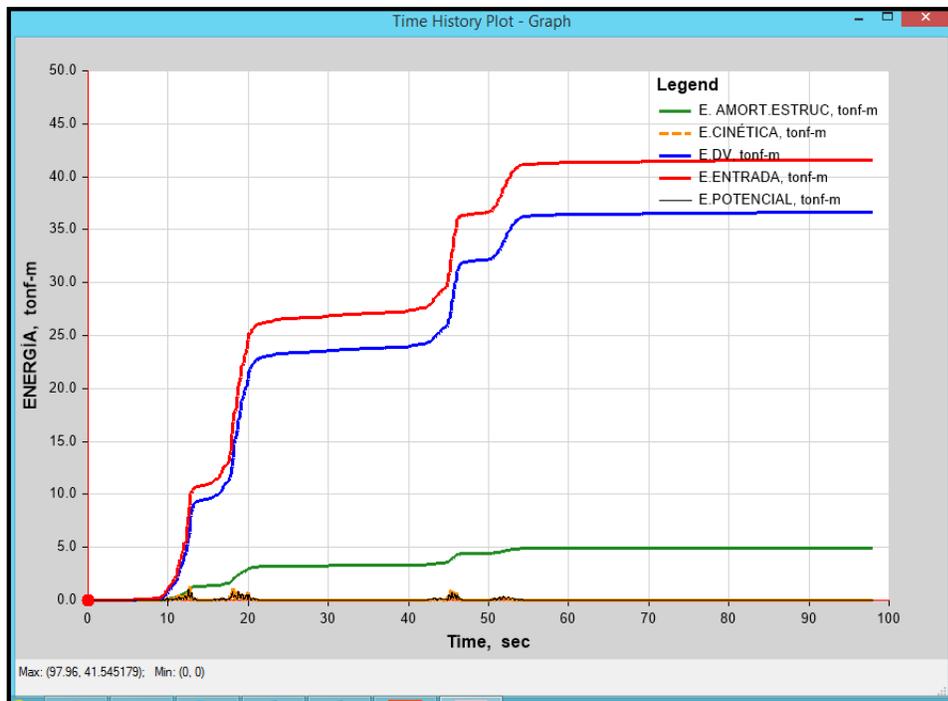


Fig. 49: Balance de energía en el modelo con ISE-Norma Rusa reforzada con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor). Sismo Lima 1974 caso 1.
Fuente: Etabs 2016

En la figura 49 se presenta el balance de energía del modelo con ISE Norma Rusa reforzado con disipadores de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor), donde se puede apreciar que el valor de la energía inducida a la estructura por el sismo de Lima 1974 Caso 1 ha variado con respecto al mismo modelo sin reforzar hasta el valor de 41.5 Tn.m de energía aproximadamente. Ahora en la figura 49 también podemos ver que quien asume la mayor parte de energía de sismo son los disipadores quienes según el gráfico toman hasta el 75% aproximadamente de la energía de sismo, dejando el resto de energía para que lo asuma el amortiguamiento estructural. La energía potencial y cinética absorben energía de sismo de manera insignificante.

Finalmente se verifica el correcto comportamiento de los disipadores acoplados a la estructura en análisis, los cuales deberán mostrar una relación fuerza – desplazamiento mediante curvas elípticas posicionadas en la horizontal.

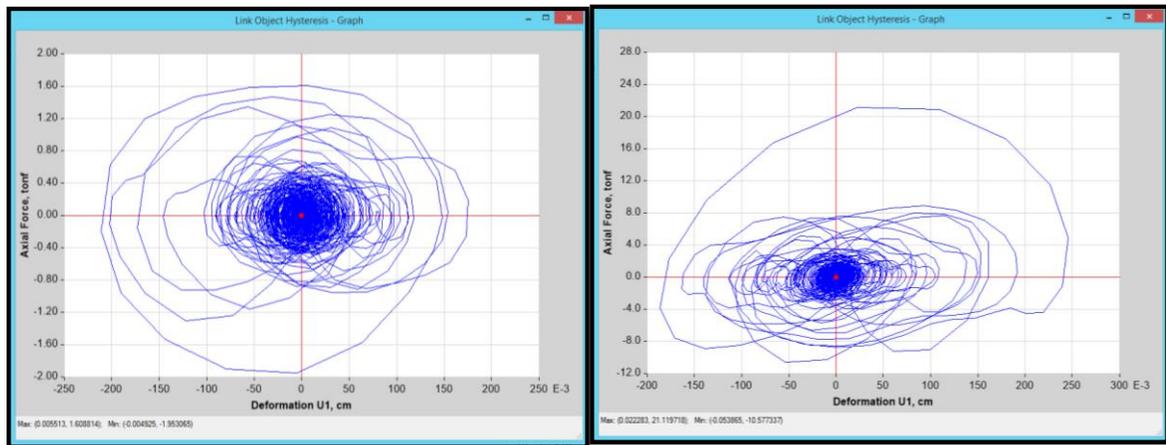


Fig. 50: Histéresis de los disipadores K7 (DXX-P1) y K1 (DYY-P1) respectivamente del modelo con ISE D.D Barkan-O.A Savinov reforzado.
Fuente: Etabs 2016

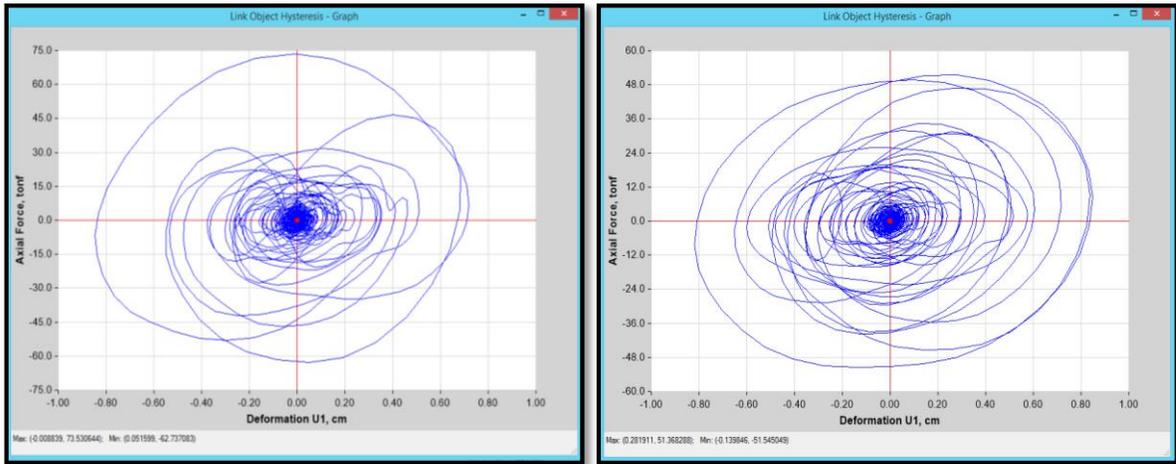


Fig. 51: Histéresis de los disipadores K7 (DXX-P1) y K1 (DYY-P1) respectivamente del modelo con ISE Norma Rusa reforzado.

Fuente: elaboración propia

En las figuras 51 y 51 se presentan las histéresis de dos disipadores de energía representativos (uno en cada dirección) que refuerzan al modelo convencional, al modelo con ISE D.D Barkan-O.A Savinov y al modelo con ISE de la Norma Rusa respectivamente, donde se puede apreciar que el comportamiento de los disipadores utilizados es adecuado pues la envolvente de la relación fuerza desplazamiento de cada uno presenta una forma elíptica posicionadas en el eje horizontal.

CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS COMPARATIVO

En el presente ítem se presenta el análisis comparativo de los resultados obtenidos para los modelos que representan la configuración estructural de la edificación en estudio. Para ello vamos a identificar los modelos de la siguiente manera:

MC: Modelo convencional

MBS: Modelo considerando la ISE-D.D Barkan- O.A Savinov

MNR: Modelo considerando la ISE-Norma Rusa

MC-DV: Modelo convencional reforzado con disipadores de energía

MBS-DV: Modelo considerando la ISE-D.D Barkan- O.A Savinov reforzado con disipadores de energía.

MNR-DV: Modelo considerando la ISE-Norma Rusa reforzado con disipadores de energía.

En la figura N°52 se presenta los periodos de vibración para cada modelo donde se puede apreciar que los modelos que consideran la ISE, presentan periodos más largos respecto al modelo convencional que considera la base empotrada, esto debido a que estos consideran la flexibilidad del suelo, creando la representación de un comportamiento más real. También se puede apreciar que la incorporación de los disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) no varía los periodos de vibración de cada modelo, es decir estos dispositivos no incrementan la rigidez de la edificación.

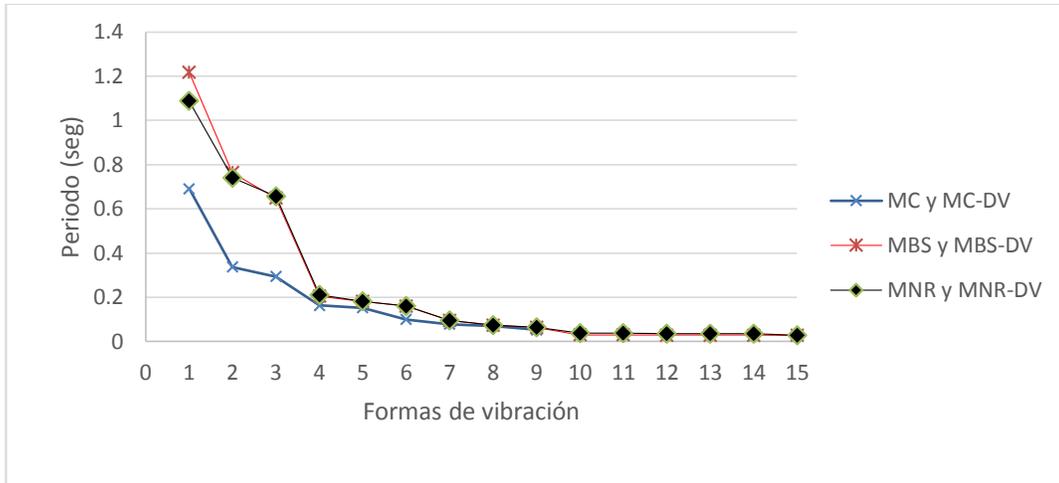


Fig. 52: Periodos de vibración de los modelos estructurales analizados.
Fuente: elaboración propia.

En la figura 53 se presenta los desplazamientos máximos de la edificación en el centro de masa del tercer piso en la dirección X para cada modelo. Se puede apreciar claramente que al considerar la ISE, los desplazamientos máximos se incrementan en 235% para el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov y 311% para el modelo de la Norma Rusa, respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con disipadores de energía para el modelo que considera la base empotrada el desplazamiento a disminuido en un 18.62% respecto al modelo convencional sin reforzar y para los modelos que consideran la ISE se han reducido en un 55.55% para el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov y 65.76% para el modelo de la Norma Rusa, respecto a su modelo sin reforzar.

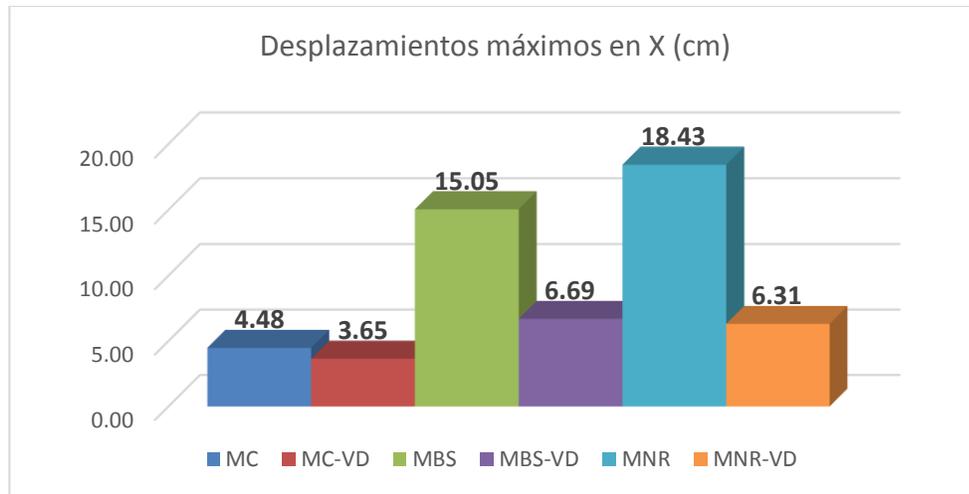


Fig. 53: Desplazamientos máximos X en el centro de masa del tercer piso de cada modelo analizado.

Fuente: elaboración propia.

En la figura 54 se presenta los desplazamientos máximos de la edificación en el centro de masa del tercer piso en la dirección Y para cada modelo, del gráfico podemos notar que la dirección Y es más flexible que la dirección X, pues presenta desplazamientos más grandes. Al igual que para la dirección X, Se puede apreciar claramente que al considerar la ISE, los desplazamientos máximos se incrementan en 159% para el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov y 134 % para el modelo de la Norma Rusa, respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con disipadores de energía para el modelo que considera la base empotrada el desplazamiento a disminuido en un 66.54% respecto al modelo convencional sin reforzar y para los modelos que consideran la ISE han disminuido en un 72.32% para el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov y 74.70% para el modelo de la Norma Rusa, respecto a su modelo sin reforzar.

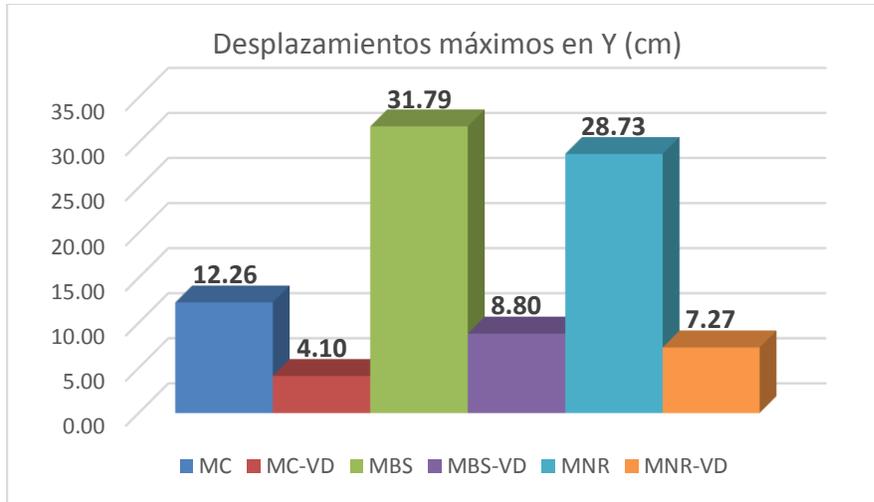


Fig. 54: Desplazamientos máximos Y en el centro de masa del tercer piso de cada modelo analizado.

Fuente: elaboración propia.

Las figuras 53 y 54 indican claramente que la consideración de la ISE ayuda a representar de una forma más real el comportamiento de la edificación respecto a su suelo de fundación, además también se ha verificado notoriamente que el reforzamiento de la edificación en estudio con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) disminuyen notablemente los desplazamientos en los que incursiona la edificación al someterse a la acción sísmica.

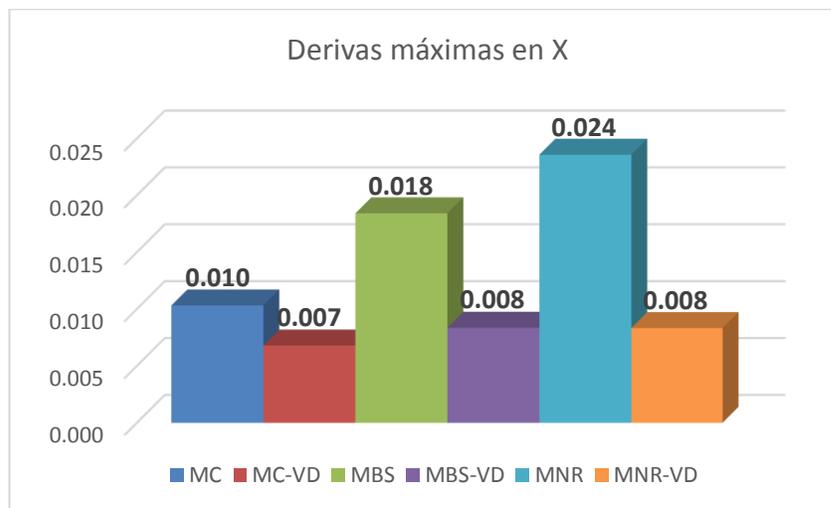


Fig. 55: Derivas máximas en X. Elaboración propia.

Fuente: elaboración propia

En la figura 55 se puede apreciar que las derivas máximas en X, en todos los modelos sin reforzar con disipadores sobrepasan por mucho la deriva máxima permisible de la Norma E030-2016, sin embargo las derivas de los modelos reforzados con disipadores de fluido viscoso del tipo lineal están dentro del margen permisible. Se puede apreciar también que para el caso de los modelos que consideran la ISE, las derivas se incrementan en un 78.57% para el modelo de D.D. Barkan-O.A Savinov y en un 128.55% para el modelo de la Norma Rusa, respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con Disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) todos han disminuido su deriva respecto a su modelo sin reforzar. El modelo convencional que considera la base empotrada reforzado ha disminuido su deriva en 34.16%, el modelo de D.D Barkan-O.A Savinov reforzado ha disminuido su deriva en 54.64% y el modelo de la Norma Rusa ha disminuido su deriva en 64.66%.

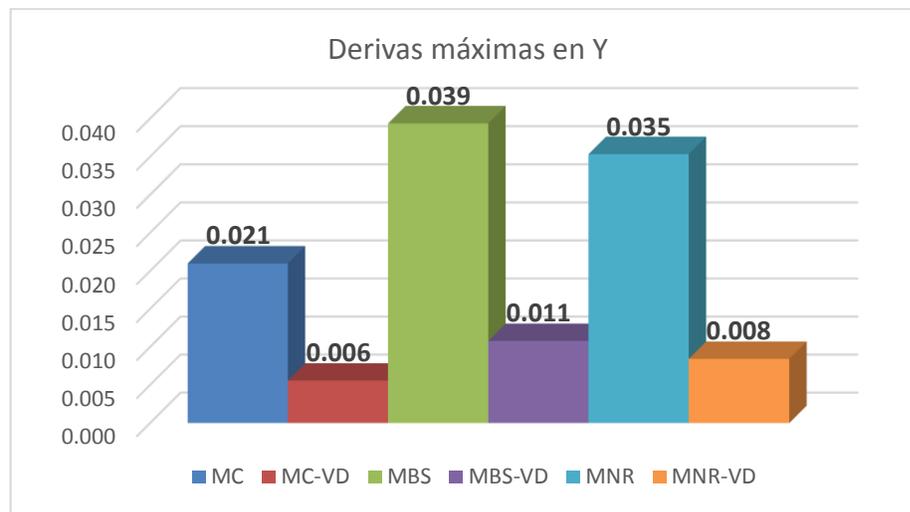


Fig. 56: Derivas máximas en Y.
Fuente: elaboración propia.

En la figura 56 se puede apreciar que las derivas máximas en Y, en todos los modelos sin reforzar con disipadores sobrepasan por mucho la deriva máxima permisible de la Norma E030-2016, sin embargo las derivas de los modelos reforzados con disipadores de fluido viscoso del tipo lineal en el caso de los modelos que consideran la ISE no cumplen pero están dentro de un margen más

conservador. Se puede apreciar también que para el caso de los modelos que consideran la ISE sin reforzar con disipadores, las derivas se incrementan en un 84.56% para el modelo de D.D. Barkan-O.A Savinov y en un 65.64% para el modelo de la Norma Rusa, respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con Disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) todos han disminuido su deriva respecto a su modelo sin reforzar. El modelo convencional que considera la base empotrada reforzado ha disminuido su deriva en 73.87%, el modelo de D.D Barkan-O.A Savinov reforzado ha disminuido su deriva en 72.56% y el modelo de la Norma Rusa ha disminuido su deriva en 76.11%.

De la figura 55 y 56 se puede apreciar que al considerar la ISE se incrementan las derivas, pero al reforzar los modelos con disipadores de energía se optimiza la respuesta minimizando las derivas notablemente.

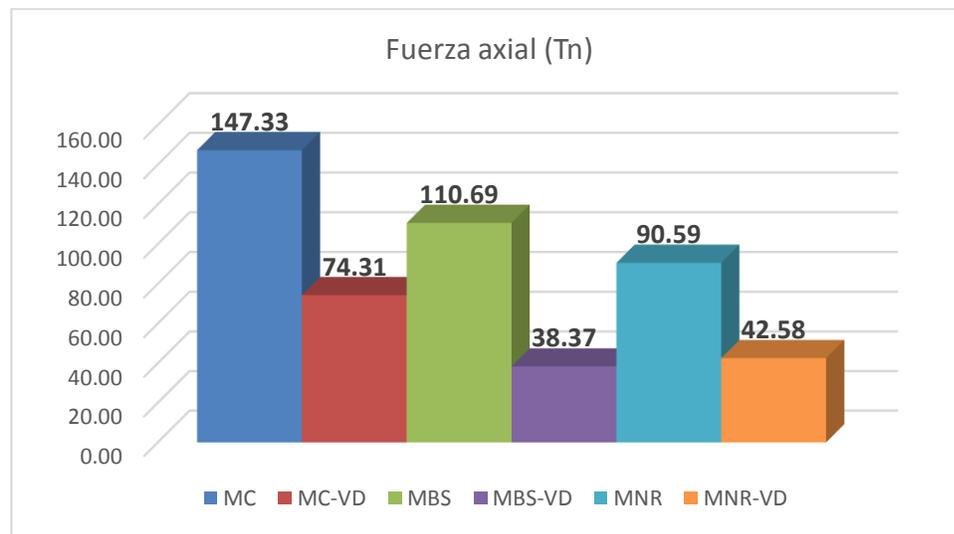


Fig. 57: Fuerza axial máxima.
Fuente: elaboración propia.

En la figura 57 se aprecia el valor de la fuerza axial máxima en los elementos estructurales para cada modelo, claramente podemos ver que el mayor valor corresponde al modelo convencional que considera la base empotrada. Al considerar la ISE esta fuerza axial ha disminuido en un 24.87% para el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y en un 38.51% para el modelo de la Norma Rusa

respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) en todos ha disminuido la fuerza axial considerablemente respecto al modelo convencional sin reforzar. En el caso del modelo convencional reforzado la fuerza axial ha disminuido en 49.56%, en el caso del modelo D.D Barkan-O.A Savinov reforzado la fuerza axial ha disminuido en 65.33% y en el caso del modelo de la Norma Rusa reforzado ha disminuido en 57.64%. De todo esto se puede deducir que al considerar la ISE el comportamiento de los miembros estructurales de la edificación mejora ya que la fuerza axial se reduce, así mismo al incorporar o reforzar la edificación con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) la fuerza axial reduce en mayor proporción por lo que el comportamiento estructural de la edificación mejora considerablemente.

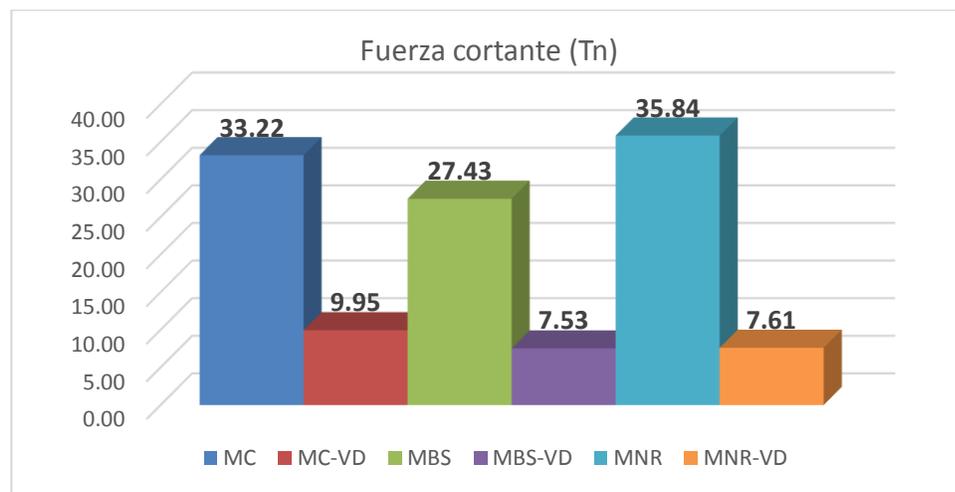


Fig. 58: Fuerza cortante máxima.
Fuente: elaboración propia.

En la figura 58 se aprecia el valor de la fuerza cortante máxima en los elementos estructurales para cada modelo. Al considerar la ISE esta fuerza cortante máxima obtenida ha disminuido en un 17.44% para el modelo D.D Barkan-O.A Savinov y ha incrementado en un 7.86% para el modelo de la Norma Rusa respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo

lineal (Taylor) en todos ha disminuido la fuerza cortante considerablemente respecto al modelo convencional sin reforzar. En el caso del modelo convencional reforzado la fuerza cortante ha disminuido en 70.05%, en el caso del modelo D.D Barkan-O.A Savinov reforzado la fuerza axial ha disminuido en 72.55% y en el caso del modelo de la Norma Rusa reforzado ha disminuido en 78.99%. De todo esto se puede deducir que al incorporar o reforzar la edificación con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) la fuerza cortante máxima reduce considerablemente por lo que el comportamiento estructural de la edificación mejora. En cuanto a la consideración de la ISE con el modelo D.D Barkan-O.A Savinov el comportamiento estructural mejora pues la fuerza cortante se reduce, sucediendo lo contrario con el modelo de la Norma Rusa.

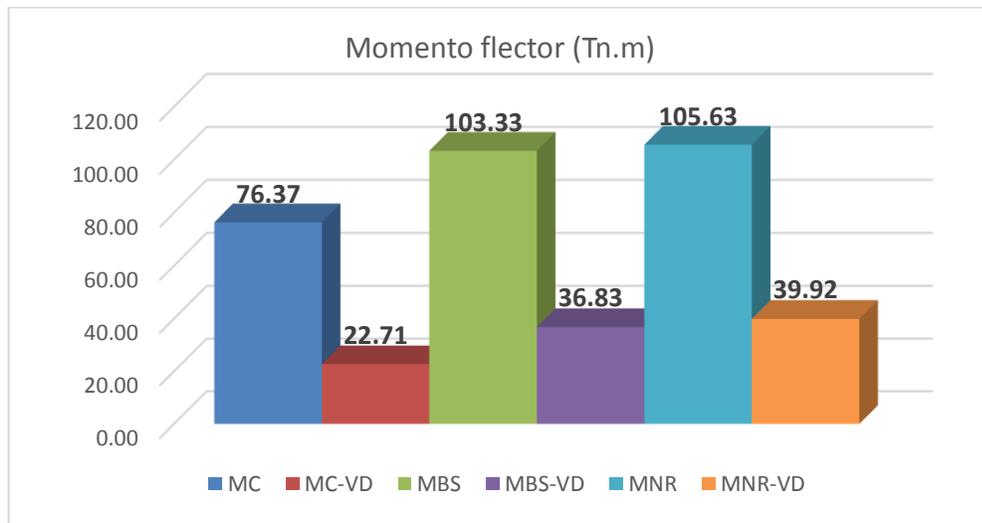


Fig. 59: Momento flector máximo.
Fuente: elaboración propia

En la figura 59 se aprecia el valor del momento flector máximo en los elementos estructurales para cada modelo. Ahora podemos notar que los modelos que consideran la ISE presentan un momento flector mayor que al momento flector del modelo convencional que considera la base empotrada. El momento flector máximo del modelo D.D Barkan-O.A Savinov es superior en un 35.30% y el momento flector máximo del modelo de la Norma Rusa es superior en un 38.31% respecto al modelo convencional que considera la base empotrada. En el caso

de los modelos reforzados con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) el momento flector máximo ha disminuido considerablemente respecto al modelo convencional sin reforzar. En el caso del modelo convencional reforzado el momento flector máximo ha disminuido en 70.27%, en el caso del modelo D.D Barkan-O.A Savinov reforzado el momento flector máximo ha disminuido en 64.36% y en el caso del modelo de la Norma Rusa reforzado ha disminuido en 65.13%. De todo esto se puede deducir que al incorporar o reforzar la edificación con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) el momento flector disminuye considerablemente por lo que el comportamiento estructural de la edificación mejora. En cuanto a la consideración de la ISE incrementa el momento flector esforzando más a los elementos estructurales.

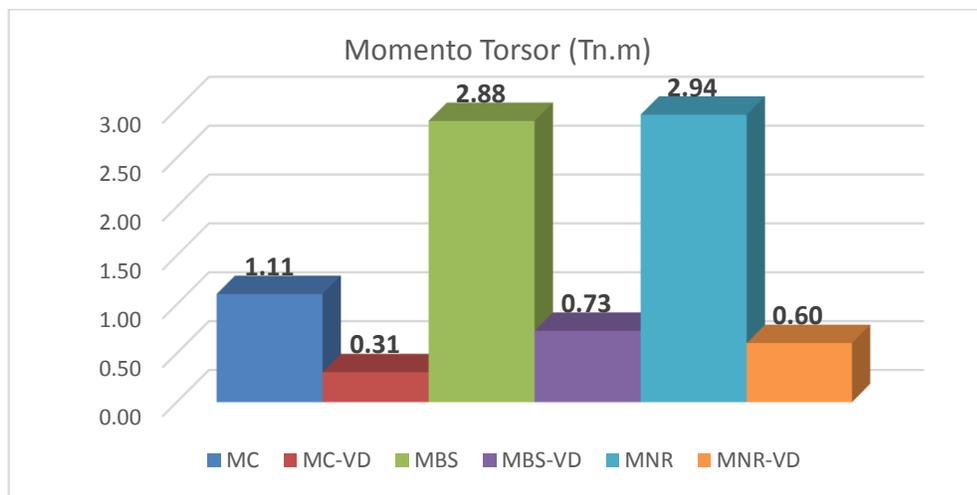


Fig. 60: Momento torsor máximo.
Fuente: elaboración propia

En la figura 60 se aprecia el valor del momento torsor máximo en los elementos estructurales para cada modelo. Ahora podemos notar que los modelos que consideran la ISE presentan un momento torsor mayor que el momento torsor del modelo convencional que considera la base empotrada. El momento torsor máximo del modelo D.D Barkan-O.A Savinov es superior en un 160.02% y el momento torsor máximo del modelo de la Norma Rusa es superior en un 165.75% respecto al momento torsor máximo del modelo convencional que

considera la base empotrada. En el caso de los modelos reforzados con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) el momento torsor máximo ha disminuido considerablemente respecto al modelo convencional sin reforzar. En el caso del modelo convencional reforzado el momento torsor máximo ha disminuido en 72.31%, en el caso del modelo D.D Barkan-O.A Savinov reforzado el momento torsor máximo ha disminuido en 74.65% y en el caso del modelo de la Norma Rusa reforzado ha disminuido en 75.20%. De este análisis podemos decir que el momento torsor se incrementa al considerar la ISE, así mismo la incorporación de disipadores de energía al sistema estructural permite reducir el momento torsor considerablemente, mejorando por consiguiente la respuesta estructural frente a dicha solicitud.

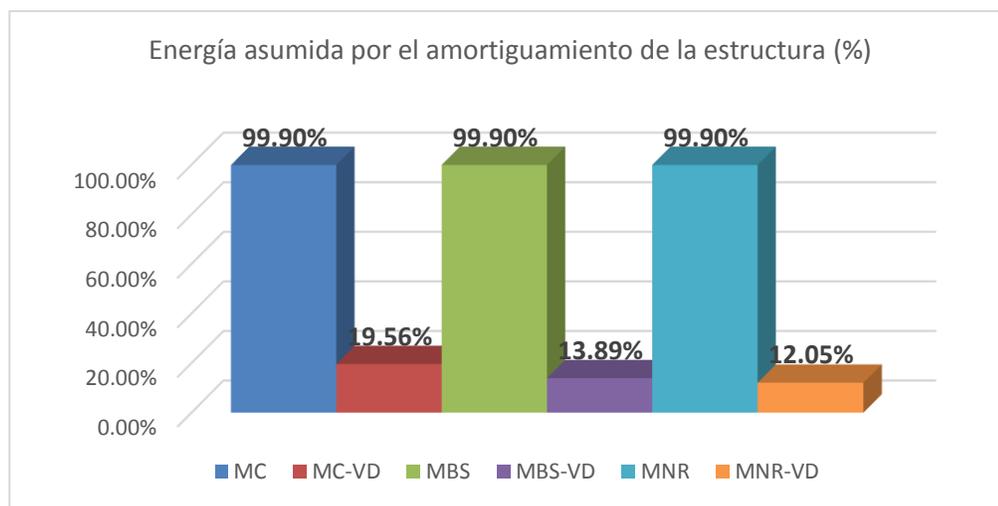


Fig. 61: Energía asumida por el amortiguamiento de la estructura.
Fuente: elaboración propia.

En la figura 61 podemos observar que en el caso de los modelos sin reforzar la energía de sismo que asume el amortiguamiento de la estructura es del orden de 99.90% aproximadamente, esto quiere decir que en el caso de un sismo severo los elementos estructurales deberán deformarse lo necesario para disipar la energía del sismo. Al reforzar la estructura con disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal, la energía de sismo es asumida en gran parte por estos dispositivos, reduciendo enormemente la energía asumida por el amortiguamiento estructural. En el grafico podemos ver que la energía asumida

por el amortiguamiento estructural en el modelo convencional reforzado se ha reducido del 99.90% al 19.56%, en el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov se ha reducido de 99.90% al 13.89%, en el modelo dinámico de la Norma Rusa se ha reducido del 99.90% al 12.05%, por lo que utilizar disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (Taylor) alivia a la estructura de todas las sollicitaciones como hemos podido analizar anteriormente en los demás gráficos, mejorando de esta manera el comportamiento de la edificación.

A continuación se presenta el cuadro resumen con las reducciones obtenidas en los desplazamientos, derivas, esfuerzos máximos y energía de sismo disipada por la estructura en los sistemas estructurales con disipadores de energía respecto a los sistemas estructurales sin disipadores considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

VARIABLE	REDUCCIÓN EN %		REDUCCIÓN MÁXIMA %
	MBS-DV	MNR-DV	
Desplazamiento X	55.55	65.76	65.76
Desplazamiento Y	72.32	74.70	74.70
Deriva en X	54.64	64.66	64.66
Deriva en Y	72.56	76.11	76.11
Fuerza axial	65.33	57.64	65.33
Fuerza cortante	72.55	78.99	78.99
Momento flector	64.36	65.13	65.13
Momento torsor	74.65	75.20	75.20
Disipación de energía de sismo por parte de la estructura	86.01	87.85	87.85

Tabla N° 50: Reducciones obtenidas en las variables del comportamiento estructural en los modelos con disipadores de energía respecto a los modelos convencionales, considerando el efecto ISE.

Fuente: elaboración propia

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- ✓ Se valida la hipótesis de la tesis debido a que el sistema estructural con disipadores de energía presenta un mejor comportamiento estructural respecto al modelo convencional al considerar el efecto de interacción suelo-estructura ya que los desplazamientos se han reducido hasta en un 74.70%, las derivas hasta en un 76.11%, los esfuerzos hasta en un 78.99% y la energía de sismo asumida por la estructura hasta en un 87.85%, superando el 30%.

- ✓ El modelo estructural de la edificación considerando la base empotrada sin disipadores de energía no cumple con la deriva máxima permisible establecida en la Norma E030, debido a que presenta derivas máximas de 10‰ para la dirección X y de 21‰ para la dirección Y.

- ✓ El comportamiento estructural de la edificación sin disipadores de energía considerando el efecto de interacción suelo-estructura con el modelo dinámico D.D Barkan-O.A Savinov con respecto al modelo que considera la base empotrada, presenta mayor flexibilidad con el incremento de los desplazamientos de la edificación hasta en un 235.94% y las derivas hasta en un 85.71%.

- ✓ El comportamiento estructural de la edificación sin disipadores de energía considerando el efecto de interacción suelo-estructura con el modelo dinámico de la Norma Rusa con respecto al modelo que considera la base empotrada, presenta mayor flexibilidad con el incremento de los desplazamientos de la edificación hasta en un 311.38% y las derivas hasta en un 140.00%.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda la utilización de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal para reforzar edificaciones existentes ya que reducen los desplazamientos, derivas, esfuerzos y la energía de disipación por parte de la estructura.
- ✓ Se recomienda tanto para diseñar como para evaluar edificaciones considerar el efecto de la interacción suelo-estructura ya que nos permite obtener un comportamiento dinámico más real.
- ✓ La edificación en estudio presenta una deficiencia de rigidez tanto en la dirección longitudinal como en la dirección corta por lo que se recomienda se refuerce la edificación con la incorporación de muros de corte sobretodo en la dirección corta.
- ✓ La edificación en estudio presenta derivas excesivas en la dirección larga por lo que se recomienda se utilice disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal en dicha dirección.
- ✓ Se recomienda reforzar las columnas del primer piso o adicionar columnas ya que presentan una capacidad menor que las solicitaciones actuantes.
- ✓ En el presente estudio no se ha tomado en cuenta el efecto de columna corta, por lo que para poder tomar en cuenta los resultados obtenidos en la presente Tesis se debería aislar los alfeizar de los pórticos confinándolos adecuadamente.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Chopra, A. 2014. Dinámica de estructuras. Cuarta edición. Editorial Pearson. México 752p.
- Arévalo, V. 2015. Análisis del comportamiento de un edificio de marcos de acero con disipadores de energía histeréticos. Tesis para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. Guatemala, Universidad Rafael Landívar. 142 p.
- Chávez, J. 2016. Análisis, Diseño y Efectos de Interacción Sísmica Suelo – Estructura con Disipadores de Energía Viscosos – Taylor, en un Edificio Aporticado de 5 Niveles en la Urbanización Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote - 2016. Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil. Nuevo Chimbote, Perú, Universidad César Vallejo. 394 p.
- Condori, G. 2014. Comparación del Comportamiento Sísmico Lineal Y No-Lineal, en el Análisis y Diseño Estructural de un Edificio Alto, con Disipadores De Energía E Interacción Suelo-Estructura. Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil. Arequipa, Perú, Universidad Católica de Santa María. 150 p.
- Corpus, J. y Morales, E. 2015. Análisis Sísmico Comparativo Entre un Sistema Dual y el Sistema de Reforzamiento con Disipadores de Fluido Viscoso Para un Edificio en el Distrito de Víctor Larco Herrera Aplicando Etabs 2013. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil. Trujillo, Perú, Universidad Privada Antenor Orrego. 100 p.
- Díaz la Rosa, M. 2014. Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos. Tesis para optar por el Título Profesional de Ingeniero Civil. Trujillo, Perú, Universidad Privada Antenor Orrego. 196 p.

- Fernández, L. 2008. Efectos de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en Edificios con Primer Piso Blando. Tesis para optar por el grado de Maestro en Ingeniería. Coyoacán, México, Universidad Nacional Autónoma de México. 27p.
- García, A. 2006. Interacción Suelo-Estructura en el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería no Reforzada. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en Jalisco. Puerto Vallarta, México. 7p.
- Leoni, A. Parametrización de Suelos. La Plata, Argentina, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional de la Plata. 118 p.
- Meli, R. 2003. Diseño estructural. Segunda edición. México, Universidad Nacional Autónoma de México. 55p-88p.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. 2016. Decreto supremo que modifica la Norma E030 “Diseño sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones aprobada por Decreto Supremo N°011-2006-Vivienda, Modificada con decreto supremo N°002-2014-Vivienda. Norma E030. Lima, Perú. 24 Ene.
- Miranda, E. 2012. Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura, 112 p.
- Morales, L y Contreras, J. 2012. Protección de una edificación existente con disipadores de Energía. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil. Lima, Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú. 69p.
- Otazzi G. 2013. Diseño en Concreto Armado. Segunda Edición. Lima, Perú, Pontificia Universidad Católica del Perú.500p.

- Oviedo, J. y Duque, M. 2009. Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. Medellín, Colombia, Escuela de Ingeniería de Antioquia. 51-63p.
- Pardo, J. 2007. Control de la Respuesta Dinámica de Estructuras Mediante el Uso de Disipadores de Energía de Fluído Viscos del Tipo Lineal. Tesis para optar por el grado de Ingeniero Civil. Universidad Austral de Chile. 166p.
- Pérez, J. 2012. Interacción Suelo-Estructura Utilizando Elementos Finitos. Tesis para optar por el grado de Magister en Ingeniería Civil. México, Universidad Nacional Autónoma de México. 96p.
- Pimiento, J; Salas, A; Ruiz, D; 2014. Desempeño sísmico de un pórtico con disipadores de energía pasivos de placas ranuradas de acero. Revista Ingeniería de Construcción. Volumen N°29. Colombia, Pontificia Universidad Javeriana. 283-298p.
- Romero, D. 2013. Diseño de edificaciones con Disipadores de Energía Sísmica de tipo Fluido Viscoso. Tesis para optar por el título de Ing. Civil. Cajamarca, Perú, Universidad Nacional de Cajamarca. 150 p.
- Valderrama, C; Meza, J. 2014. Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la Reducción de Esfuerzos de una Edificación Aporticada con Zapatas Aisladas. Proyecto Profesional para optar por el Título de Ingeniero. Lima, Perú, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. 132p.
- Villarreal, G. 2006. Interacción sísmica suelo-estructura en edificios con zapatas aisladas. Libro premio Nacional ANR 2006. Lima, Perú. 125 p.
- Villarreal, G. 2007. Interacción suelo-estructura en edificios altos. Libro premio Nacional ANR 2007. Lima, Perú. 142 p.

- Villarreal, G y Oviedo, R. 2008. Edificaciones con dispositivos pasivos de disipación de energía. Libro premio Nacional ANR 2008. 1° Edición. Lima, Perú. 127 p.

CAPITULO VII: ANEXOS

ANEXO N°01: METRADO DE CARGAS

ANEXO N°02: ANÁLISIS DE
IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

ANEXO N°03: ESTUDIO DE MECÁNICA
DE SUELOS

ANEXO N°04: ESTUDIO DE
ESCLEROMETRÍA

ANEXO N°05: PLANOS