

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



Análisis y diseño comparativo entre un edificio con amortiguadores de masa sintonizada y un edificio convencional en la ciudad de Chiclayo

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Kevin Antonio Llontop Izquierdo

ASESOR

Jorge Enrique Alvarez Ruffran

<https://orcid.org/0000-0002-5321-8500>

Chiclayo, 2023

**Análisis y diseño comparativo entre un edificio con
amortiguadores de masa sintonizada y un edificio convencional en
la ciudad de Chiclayo**

PRESENTADA POR

Kevin Antonio Llontop Izquierdo

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR

José Alfredo Rolando Céspedes Deza
PRESIDENTE

José Alberto Acero Martínez
SECRETARIO

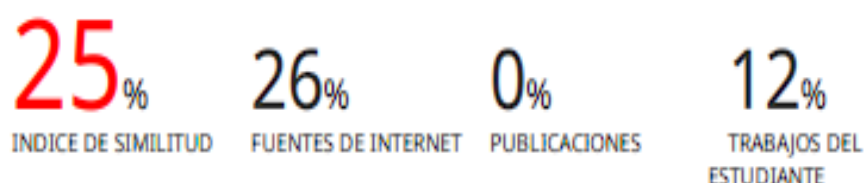
Jorge Enrique Alvarez Ruffran
VOCAL

Dedicatoria

Le Dedico esta investigación a mi Padres por haberme apoyado en esta investigación y en el trascurso total de mi carrera, A mis hermanos que han sido un gran apoyo incondicional a mi Asesor que me ha guiado en todo el trascurso de la tesis

TESIS

INFORME DE ORIGINALIDAD



FUENTES PRIMARIAS

1	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	10%
2	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	7%
3	upcommons.upc.edu Fuente de Internet	1%
4	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	1%
6	Submitted to Webster University Trabajo del estudiante	1%
7	vsip.info Fuente de Internet	<1%
8	idoc.pub Fuente de Internet	<1%
9	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	<1%

Índice

Resumen	14
Abstract	15
Introducción	16
Revisión literaria	18
Antecedente del problema.....	18
Internacionales	18
Nacionales	19
Locales	20
Bases teóricas	21
Tipos de Ams	21
Amortiguador de masa sintonizada traslacional	22
Amortiguadores de masa Pendulares.....	23
Amortiguador de columna liquida sintonizada.....	23
Edificaciones con Amortiguadores de masas en el Mundo.....	24
Burj Al-Arab.....	24
Edificio Taipéi 101, Taiwán:	24
Edificio Citicorp Center, New York:.....	25
John Hancock Chicago.....	26
Criterios de diseño para un AMS	26
Rigidez.....	27
Amortiguamiento:.....	27
Diseño Sismorresistente e.030	28
Peligro Sísmico	28
Zonificación	28
Parámetros de Sitio (<i>S</i> , <i>TP</i> y <i>TL</i>)	29
Facto del suelo “ <i>S</i> ”	29
Fuerza Cortante en la Base.....	30
Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.....	30
Aceleración Espectral.....	30
Análisis Dinámico Tiempo - Historia	31
Definición de términos básicos	31

• Análisis dinámico.....	31
• Amortiguador	31
• Acelero gramas.....	31
• Disipadores sísmicos	31
• Periodo	31
Materiales y métodos	32
Diseño metodológico.....	32
Tipo de Investigación	32
Población unidad de estudio y muestreo	32
Métodos y técnicas de recolección de datos.....	33
Técnicas de procesamiento de datos	33
Análisis de las estructuras	34
Generalidades	34
Materiales utilizados:	37
Medido de cargas	39
Carga Muerta	39
Carga Viva	39
Análisis modal.....	40
Verificación de la masa participativa	40
Análisis de respuesta sísmica	41
Análisis sísmico de la edificación la dos Torres de Salaverry	41
Factor Zona	41
Parámetros de sitio (S, TP, TL)	41
Categoría de edificación y factor de uso. U	42
Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R).....	44
Regularidad estructural	45
Estructuras Regulares	45
Estructuras Irregulares.....	46
Factores de Irregularidad (Ia, Ip).....	46
Irregularidad en altura (Ia):	46
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:	46
Irregularidad de resistencia – piso débil:.....	47
Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando:.....	48

Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil:	49
Irregularidad de Masa o Peso:	50
Irregularidad Geométrica Vertical:	50
Discontinuidad de Sistemas Resistentes:.....	51
Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes:	54
Irregularidad en planta (IP):	55
Irregularidad Torsional.....	56
Irregularidad Torsional Extrema	57
Esquinas entrantes.....	58
Discontinuidad de diafragma	59
Sistema no Paralelos	60
Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R.....	61
Análisis estático.....	61
Análisis dinámico.....	62
Fuerza cortante de entrepiso.....	63
Determinación de desplazamientos laterales	64
Análisis Tiempo Historia	65
Registros Sísmicos.....	65
Sismos Seleccionados	65
Corrección el software Sismo Signal	65
Aplicación de amortiguadores de masa sintonizada	69
Diseño de amortiguador a 1%	69
Rigidez del ams	70
Razón de amortiguamiento (ξ).....	71
Amortiguador de cada Aislador	71
Diseño del ams	71
Modelamiento del Ams en etabs	71
Modelamiento del bloque de concreto	71
Modelamiento de los aisladores.....	72
Ingreso de los valores en la Dirección u2 = u3.....	73
Ingreso de los valores en la dirección R1 al etabs.....	74
Ubicación en planta del Ams	75
75	
Presentación y discusión de resultados	76

Comparación técnica	76
Modos de vibracion con Ams y sin Ams	76
Desplazamientos maximos de la estructura con Ams y sin Ams	76
Derivas maximas con Ams y sin Ams	77
Cortante basal dinamico con Ams y sin Ams	78
Analisis tiempo historia de la estructura con AMS y sin AMS	78
Cortante basal del sismo lima 74 con Ams y sin Ams	78
Cortante basal del sismo amazonas con Ams y sin Ams.....	79
Cortante basal del sismo piura con Ams y sin Ams.....	79
Desplazamientos de los sismos de la estructura sin Ams con Ams:	80
Desplazamineto sismo lima 74 con Ams y sin Ams.....	80
Desplazamineto sismo amazonas con Ams y sin Ams	80
Desplazamineto sismo piura con Ams y sin Ams	81
Diseño Comparativo con AMS y sin AMS	81
Diseño de viga con Ams y sin Ams	81
Diseño De Columnas sin Ams y con Ams	85
Diseño de placas con Ams y sin Ams.....	90
Comparación Economica del edificio con amortiguadores de masa y sin amortiguadores de masa 93	
Conclusiones	96
Recomendaciones.....	97
Referencias	98
Bibliografía.....	98
Anexos.....	100

Lista de anexos

Anexo 1 calculo irregularidades en planta hasta geometría vertical	100
Anexo 2 cálculo de irregularidades en planta y en altura	101
Anexo 3 calculo de derivas y desplazamientos	102
Anexo 4 calculo de las fuerzas cortantes de entrepisos	103
Anexo 5 calculo del diseño del amortiguador de masa sintonizada.....	104
Anexo 6 calculo del amortiguamiento del ams y diseño del ams en bloque de concreto	105
Anexo 7 presupuesto de 9 pisos en la ciudad de chiclayo	106

Lista de tablas

Tabla 1 Factores de Zona [15].....	28
Tabla 2 Tipos de Suelo y Clasificación.....	29
Tabla 3 Factores de Suelo 's'	29
Tabla 4 Periodos 'TP' y 'TL'	29
Tabla 5 Propiedades del concreto.....	38
Tabla 6 Carga muerta utilizados en las losas	39
Tabla 7 Carga Vivas en losas	39
Tabla 8 Modos de vibración de la estructura	40
Tabla 9 Masa participativa de la Edificación	40
Tabla 10 Categoría de edificación y factor 'U'	44
Tabla 11 Sistemas Estructurales.....	44
Tabla 12 Categoría de Regularidad de las Edificaciones	45
Tabla 13 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección X.....	46
Tabla 14 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección Y	47
Tabla 15 Irregularidad de Resistencia-Piso débil en la dirección X	47
Tabla 16 Irregularidad de Resistencia-Piso débil en la dirección Y	48
Tabla 17 Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando: en la dirección X	48
Tabla 18 Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando: en la dirección Y	49
Tabla 19 Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil: dirección x.....	49
Tabla 20 Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil: dirección Y.....	50
Tabla 21 Irregularidad de Masa o Peso	50
Tabla 22 Irregularidad de Geometría Vertical en la dirección X.....	51
Tabla 23 Irregularidad de Geometría Vertical en la dirección Y	51
Tabla 24 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección x en placas.....	52
Tabla 25 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección X en Columnas.....	52
Tabla 26 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección Y en Placas.....	53
Tabla 27 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección Y en Columnas.....	53
Tabla 28 Irregularidad Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes Dirección X en Placas	54
Tabla 29 Irregularidad Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes: Dirección Y En Placas	55
Tabla 30 Verificación del desplazamiento relativo en la dirección X	56

Tabla 31 Verificación del desplazamiento relativo en la dirección Y	56
Tabla 32 Irregularidad Torsional en la Dirección X.....	57
Tabla 33 Irregularidad Torsional Extrema en la Dirección X.....	57
Tabla 34 Irregularidad Torsional Extrema en la Dirección Y.....	58
Tabla 35 Esquinas entrantes en la Dirección X.....	59
Tabla 36 Esquinas entrantes en la Dirección Y.....	59
Tabla 37 Discontinuidad de diafragma	60
Tabla 38 Sistema no paralelos en la Dirección X	60
Tabla 39 Sistema no paralelos en la Dirección Y	60
Tabla 40 Parámetros Sísmicos	61
Tabla 41 Fuerzas De entrepiso del sismo Dinámico X	63
Tabla 42 Fuerzas De entrepiso del sismo Dinámico Y	64
Tabla 43 Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico X-X.....	64
Tabla 44 Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico Y-Y	65
Tabla 45 Modos de Vibración con AMS y sin AMS	76
Tabla 46 Desplazamientos Máximas de la estructura con AMS Y sin AMS	77
Tabla 47 Derivas Máximas de la estructura con AMS Y sin AMS	78
Tabla 48 Fuerza cortante basal sin y con AMS.....	78
Tabla 49 Presupuesto de Chiclayo y las dos Torres Salaverri	93
Tabla 50 Presupuesto Del Ams	94
Tabla 51 Presupuesto Con AMS Y sin AMS.....	94

Lista de figuras

Figura 1 Efecto de un Amortiguador de Masa Sintonizada [4].....	21
Figura 2 AMS más utilizados.....	22
Figura 3 Amortiguado de masa sintonizada traslacional	22
Figura 4 Amortiguador de masa sintonizada pendular.....	23
Figura 5 Amortiguador de masa sintonizada de columna líquida.....	23
Figura 6 Edificación Burj Al-Arab.....	24
Figura 7 Taipéi 101, Taiwán	25
Figura 8 Edificio Citicorp Center, New York	25
Figura 9 John Hancock Chicago	26
Figura 10 División del Perú [15].....	28
Figura 11 Edificio las dos torres de Salaverry	32
Figura 12 Plano semisótano	35
Figura 13 Plano típico 1-8 piso	36
Figura 14 Plano Azotea.....	37
Figura 15 Etabs -Materiales	38
Figura 16 Definición De Cargas En Etabs	39
Figura 17 Esquinas entrantes Norma E0.30	58
Figura 18 Cortante Basal Estático del Etabs	62
Figura 19 Espectro de Respuesta Etabs.....	62
Figura 20 Definición en Load cases del sismo Dinámico X y Y	62
Figura 21 Archivo de texto del Acelerograma	66
Figura 22 Selección Baseline Correction and Flitering	66
Figura 23 Autocorrección Linear de los Sismos	67
Figura 24 Corrección sismo Amazonas	67
Figura 25 Corrección sismo Piura.....	68
Figura 26 Corrección Sismo Lima 74	68
Figura 27 Load Case Tipo Linear Tiempo Historia	69
Figura 28 Modelamiento del concreto en ETABS	72
Figura 29 Modelamiento de los Aisladores en Programa Etabs	72
Figura 30 Rigidez Y Amortiguamiento en la Dirección U2 Y U3.....	74
Figura 31 Rigidez y Amortiguamiento en la Dirección R1	75
Figura 32 Ubicación en planta y una vista 3D del AMS.....	75

Figura 33 Comparación de Derivas Máximas con AMS y sin AMS en la Dirección X y en la Dirección Y	77
Figura 34 Cortante en la Base del Sismo Lima 74 Con AMS y sin AMS	79
Figura 35 Cortante en la Base del Sismo Amazonas Con AMS y sin AMS	79
Figura 36 Cortante en la Base del Sismo Piura Con AMS y sin AMS	80
Figura 37 Desplazamiento del Sismo Lima 74 con AMS y sin AMS.....	80
Figura 38 Desplazamiento del Sismo Amazonas con AMS y sin AMS	81
Figura 39 Desplazamiento del Sismo Piura s con AMS y sin AMS	81
Figura 40 Diseño de Viga eje d sección 7-8.....	82
Figura 41 Comparación de Diseño de vigas con AMS y sin AMS.....	85
Figura 42 Diseño de Columna (C5) en la Base	86
Figura 43 Comparación De diseño de Columna Con AMS y sin AMS.....	89
Figura 44 Placa que se va diseñar Es PLX1	90
Figura 45 Diseño de placa con AMS y sin AMS	93

Resumen

Perú está ubicado en uno de los continentes que presentan mayor actividad sísmica causando muchas pérdidas humanas y daños excesivos en elementos estructurales y no estructurales, así mismo para disminuir estos movimientos sísmicos se ha estudiado un sistema de protección sísmica llamado Amortiguamiento de masa sintonizada con el fin de aumentar el desempeño sísmico, El edificio analizado es: las dos torres de Salaverry ubicado en la ciudad de Chiclayo del territorio Peruano, Dicho amortiguamiento de masa sintonizada se ha colocado en la parte final del edificio con el propósito de disminuir los desplazamientos laterales ,Los Análisis utilizados han sido el Estático,Dinámico Y el Análisis tiempo historia cumpliendo también con los requisitos de la Norma E030 , Para el análisis tiempo historia se han seleccionado los sismos ocurridos en Piura el 18 de octubre de 2021 y el 3 de febrero Condorcanqui Amazonas y uno de los sismos más fuertes de Perú que es de lima 1974, de los resultados obtenidos se ha concluido que este sistema de amortiguamiento de masas sintonizada al incorporar a edificios reduce considerablemente los desplazamientos laterales, resultando ser uno de sistemas de protección sísmica favorable

Palabras clave: Amortiguador de masa sintonizada, Protección Sísmica, Desempeño Sísmico, Vulnerabilidad, Análisis Dinámico [19]

Abstract

Peru is located in one of the continents that present the greatest seismic activity, causing many human losses and excessive damage to structural and non-structural elements. Likewise, in order to reduce these seismic movements, a seismic protection system called Tuned mass damping has been studied in order to increase the seismic performance, The analyzed building is the two Salaverry towers located in the city of Chiclayo in the Peruvian territory, This tuned mass damping has been placed in the final part of the building with the purpose of reducing lateral displacements, The Analyzes used have been the Static, Dynamic and Time History Analysis, also complying with the requirements of Standard E030. For the time history analysis, the earthquakes that occurred in Piura on October 18, 2021 and February 3, Condorcanqui Amazonas and one of the strongest earthquakes in Peru, which is from Lima 1974, of the results obtained It has been concluded that this tuned mass damping system when incorporated into buildings considerably reduces lateral displacements, turning out to be one of the favorable seismic protection systems.

Keywords: Tuned mass damper, Seismic Protection, Seismic Performance, Vulnerability, Dynamic Analysis[19]

Introducción

La vulnerabilidad sísmica se encuentra en todos los países del mundo unos más que otros como por ejemplo donde hay constante riesgo sísmico son los países de: Estados Unidos, México, Nueva Zelanda y por último Japón, El motivo de que estos países sufren de bastante actividad sísmica es que se encuentran en lugares donde hay constante interacción de placas tectónicas originando fenómenos naturales. [1].

Sin embargo, En el continente sudamericano principalmente los países de Argentina y Chile se encuentran las dos placas de Nazca y Sudamérica, sabiendo, Que la placa de Nazca se desplaza 6.6 cm/año hacia el este y al oeste la placa Sudamericana 3 cm/año, Esto hace que genere un proceso de convergencia ya que la placa de Nazca se inserta debajo de la placa de Sudamérica provocando una zona de alta riesgo sísmico [2][19]

Así mismo Perú se encuentra en esta placa sudamericana y Nazca y geográficamente se encuentra en el cinturón de fuego del Pacífico donde ocurre cerca del 90% de actividad sísmica mundial siendo los más afectados por sismos, las ciudades de Chiclayo, Piura, Ica, La Libertad, y algunas ciudades de la sierra. [3] [19]

. Dado a esto estamos, con altos índices de daños en las edificaciones, Por la actividad sísmica debido al cinturón de fuego, La construcción en las zonas sísmicas está aumentando día a día en el Perú y la seguridad estructural tiene un papel importante en el desarrollo nacional. Por ello, a lo largo del tiempo, se han investigado en nuestro país diversas formas de reducir la vulnerabilidad de las edificaciones convencionales ya que estos cuentan con desplazamientos laterales elevados llegando a que la estructura pueda colapsar ante los impactos sísmicos [4]. Así mismo en este proyecto de investigación se adoptó incorporar un amortiguador de masas sintonizada para contrarrestar la actividad sísmica ya que estos pueden ser de varios tipos como de concreto o masas de acero, descansando en apoyos elásticos, Los AMS pueden ser una opción factible debido a su diversidad comparándolos con otros sistemas de protección sísmica y también que su incorporación puedan ser en la base de un edificio o en el último piso[19], Dado a que no existe estudios sobre edificaciones con Con amortiguadores de masas sintonizada en la ciudad de Chiclayo se pretende hacer ,en este proyecto un análisis de comparativo con un Edificio convencional para así poder saber las ventajas que tiene este elemento de protección sísmica

En esta investigación se está tomando nueva tecnología como es el (ams) para evitar el riesgo sísmico de una edificación se centrará en ver el comportamiento sísmico de una estructura con amortiguadores de masas y realizar un análisis comparativo de una estructura con (ams) y otra sin (ams). Ya que nos encontramos en un área geográfica de vulnerabilidad sísmica [19]

La presente investigación es de suma importancia ya que al emplear amortiguadores de masas sintonizada en edificaciones ya sea en universidades, escuelas, o hoteles les dará a las personas ocupadas en estos edificios poder seguir con sus actividades o tener un tiempo de evacuación más prolongado ya que tendrán una mayor seguridad ante la actividad sísmica. Al mejorar el rendimiento sísmico de la edificación se evitará el colapso de este o no se obtendrá daños estructurales ante un sismo evitando el impacto ambiental que generan estos terremotos. Este estudio sobre el comportamiento sísmico de una estructura con amortiguadores de masas, generara nuevo conocimiento sobre este sistema estructural moderno que es necesaria en la formación universitaria del Ingeniero civil, ya que estos diseños estructurales modernos serán capaces de manifestar un adecuado comportamiento ante un sismo .Mi Objetivo general en esta presente tesis es Comparar el diseño y comportamiento sísmico entre un edificio con amortiguadores de masa sintonizada y un edificio convencional y con cumplir el objetivos general se trazaron los siguientes objetivos específicos

- Realizar el modelado a través del software SAP 2000 de una edificación de 9 pisos Incorporando amortiguadores de masa sintonizada y un edificio convencional.
- Identificar las condiciones necesarias para implementar los amortiguadores de masas sintonizada en el edificio de estudio.
- Evaluar el comportamiento sísmico de un edificio con amortiguadores de masa sintonizada (AMS) y del edificio convencional.
- Comparar los resultados de desplazamientos laterales o derivas entre el edificio de amortiguadores de masas sintonizada y el edificio convencional.
- Elaborar y comparar los costos del sistema con amortiguadores de masa sintonizada con el edificio convencional

Revisión literaria

Antecedente del problema

Internacionales

B. i. g. kogan, amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a registros sísmicos en Chile, Santiago de Chile, 2016.

En esta tesis el autor desarrollo una investigación para ver la efectividad de los amortiguadores de masas sintonizada seleccionando sismos registrados en Chile como es el terremoto de Maule (2010) y el terremoto de Tarapacá(2005) en la cual modelo la estructura para ver el comportamiento lineal y no lineal en el software SAP 2000 y Matlab, El Tesista concluyo que al colocar los registros sísmicos en un edificio de 10 pisos con amortiguadores de masa (AMS) se obtuvo una reducción de 55.3 % y una amplificación de 7.7% que el edificio sin amortiguador de masa sintonizada (AMS). [5] [19]

c. c. e. Israel, «disminución del análisis dinámico en edificio con amortiguamientos de masas sintonizante,» Loja-Ecuador, 2017.

Calderón en su tesis se ha dedicado a utilizar los amortiguadores de masa sintonizada como un elemento de protección sísmica ya que se encuentra ubicado en Loja, Sudamérica, el objetivo de su investigación, es modelar 2 estructuras con bastante altura y colocar los amortiguadores de masas sintonizada en el último piso diseñando el amortiguador a 0.2 % de la masa total de la edificación con la finalidad de conocer la influencia de los amortiguadores de masas, en la cual Calderón concluyó que la eficacia del Amortiguamiento de masas sintonizada (AMS) es mayor cuando este actúa para controlar la respuesta dinámica estructural por acción de cargas armónicas, y cuando los sismos son de larga duración es decir cuando el fenómeno sísmico y armónico en el tiempo es mayor. por último, el autor recomendó utilizar los AMS en estructuras de mayor elevación ya que cumplen un mejor desempeño sísmico. [6][19]

B. d. a. y. o. c. Martín Domizio, efectividad de los amortiguadores de masas sintonizada en estructuras de hormigón armado frente a sismos de falla cercana, universidad nacional de Cuyo centro-Argentina, pp. 551-566, 2017.

El presente artículo, consistió en evaluar en un sistema no lineal el desempeño de los Amortiguadores de masa para controlar la respuesta dinámica hasta que la estructura del hormigón armado llegue a su punto de colapso, El desempeño que analizo fue en dos

estructuras uno de 3 niveles y otro de 10 niveles con un diseño de Ams de 1%,2.5%,5% de la masa de la estructura , el autor concluyó que el edificio de 3 niveles a incorporarse la masa sintonizada mostró ser incluso perjudicial, disminuyendo la aceleración del colapso de la estructura, en el edificio de 10 niveles los elementos de amortiguadores de masas funcionan mejor en edificios con mayor altura ya que observó una tendencia clara sobre esta estructura. [7]

Nacionales

R. a. f. f. lozada Ramos helbert Gonzalo, reducción de desplazamientos laterales en edificios con sistemas estructural de porticos de 7 a 10 pisos utilizando amortiguadores de masas sintonizada,Arequipa , 2021.

Los autores Lozada y Rivera en esta investigación analizaron diferentes modelos estructurales con sistema tipo pórticos, ellos como objetivo general planteado es en reducir los desplazamientos laterales en estas edificaciones de pórticos ya que tenían excesivo desplazamiento, en la cual para reducir estas derivas los tesistas propusieron en colocar amortiguadores de masa sintonizada, diseñados con un 5 % y 10% de la masa de las estructura de los pórticos , en la cual los autores obtuvieron como resultados al hacer el análisis una reducción de 45% y 50 % de desplazamientos o derivas , siendo el diseño de 10% de la masa de la estructura que dio mejores resultados . [4]

R. a. a. j. Quizpe Rojas jorge Antonio, aumentar el diseño del analisis dinamico de una estructura de 26 pisos añadiendo amortiguadores de masas sintonizada en la ciudad de lima facultad de ingenieria , lima 2020.

Los tesistas en su investigación propusieron en aumentar el diseño del análisis dinámico de un edificación de bastante elevación y hacer una comparación técnica y económica de esta misma edificación con AMS y sin AMS, los autores para modelar el AMS , consideraron en colocar una masa de concreto que descansan sobre elastómeros con acero con un peso 1% de la masa de la estructura , Quispe Rojas y Rojas Arquíñigo concluyeron que los desplazamientos laterales se redujeron en un 2 a 3 % en X y en Y 3 a 4% y que el costo de la estructura sin ams es de S/ 8,885.385.83 y con AMS es de S/ 8,973.080.50 ,Al cabo los tesistas recomendaron en utilizar los (AMS) ya que mejoran la respuesta dinámica , el desempeño sísmico y un conveniente relación de beneficio y costo. [8]

F. e. n. h. Milton Andres Martinez Sasvedra, análisis estructural comparativo de una estructura de 7 niveles utilizando amortiguador de tipo masas sintonizante y una edificación de de 7 pisos de concreto armado sin amoriguamiento ;en la esperanza trujillo 2021, trujillo, 2021.

En este trabajo se realizó el diseño estructural de un edificio de 7 pisos incorporando en el último nivel amortiguadores de masa sintonizada para ver el desempeño sísmico que este tenía y comparándolo con un sistema sin amortiguadores de masas sintonizada, los tesisistas realizaron el diseño con la norma peruana E.0.30 y la norma internacional ASTM, Los autores modelaron la estructura considerando el análisis de suelos trabajando con los datos reales de la zona y también un análisis de cimentaciones, concluyeron que las derivas dieron mejores resultados incorporando el AMS ya que se consideró un peso de 15tnf de diseño b. [9]

Locales

J. e. a. c. Noemi Roxana Ayhuasi Sarmiento, comparación de la respuesta estructural en un edificio de 20 niveles con amortiguadores de masa sintonizada de tipo convencional y pendular mediante modelos físicos a escala reducida, juliaca-peru, 2020.

En esta investigación consistió en analizar el funcionamiento del elemento de AMS O (TMD) con el fin de mejorar el análisis dinámico, Los tesisistas modelaron un edificio de 20 niveles a escala miniatura con la finalidad de incorporar los AMS y reducir los desplazamientos máximos que producen un terremoto, a través de una mesa vibratoria se ocasionaban el sismo y modelaron dos tipos de AMS uno convencional y otro llamado masas sintonizada pendular, por consiguiente capturaron los datos utilizando acelerómetros adxl355 obteniendo como resultados un 29 y 43% de reducción en los desplazamientos, recomendaron que estos datos no pueden servir para un diseño de modelo de escala de estructura ya que tienen importantes variaciones en los parámetros de diseño. [10]

A.e. e. Apaza, «estudio de la influencia de las demandas de viento en un edificio de altura ubicado en zona alta sismicidad y de la efectividad de los medios para optimizar el diseño,» escuela técnica superior d'enginyeria de caminos, Canals i ports, Barcelona, mayo-2020.

En esta presente tesis tuvo como objetivo controlar los movimientos de una estructura diseñados en zonas vulnerables por eso adoptaron, En incorporar amortiguadores de masas sintonizada de tipo péndulo a un edificio de 62 niveles con la finalidad de disminuir las vibraciones causadas por las aceleraciones del viento, Apaza realizo el análisis dinámico espectral de la norma E 0.30 y una análisis de viento por la norma EC-1 en una estructura con

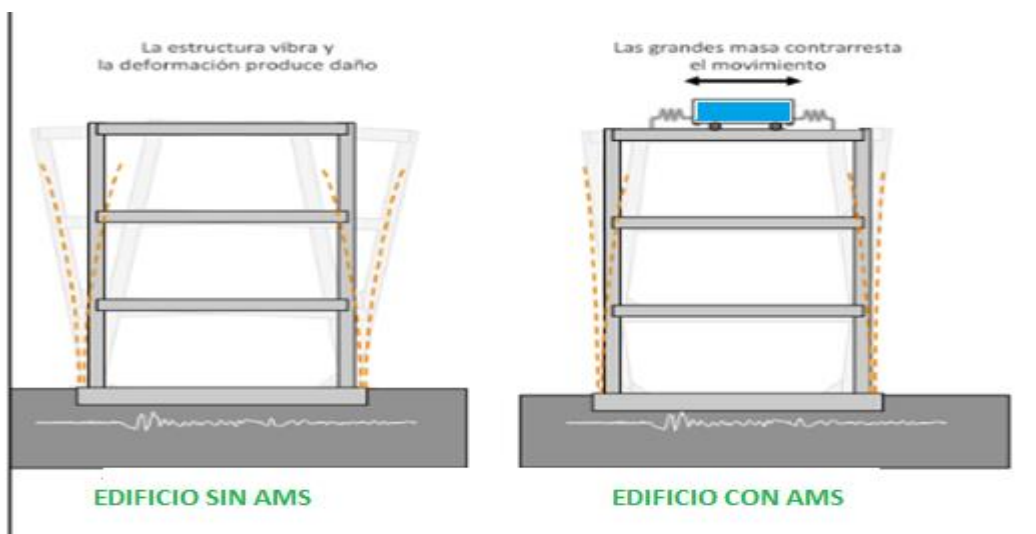
amortiguadores de masa y otro sin AMS ,El elemento de amortiguador modelado fue de una esfera suspendida por un cable colocado en los pisos de 50,60 y 61. [11]

Bases teóricas

Amortiguador de masas sintonizada (TMD) [12]

El (AMS) Amortiguador de masas sintonizada es un elemento de control pasivo que tiene un resorte que ejerce rigidez al cual se le coloca una masa y generalmente un amortiguador viscoso añadiéndolo a su sistema principal con la intención de disminuir las vibraciones indeseables que se puedan presentar, la noción principal de los amortiguadores es adjuntar un oscilador secundario con un oscilador primario de modo que una parte de energía vibratoria del oscilador primario se transfiera al oscilador secundario que mitiga la energía .Es recomendable usar un AMS como elemento de control de vibraciones ya a que algunas edificaciones tienen un diseño muy robusto; los AMS no se afectan por altas temperaturas, proporciona un amortiguamiento considerable a la estructura y además es relativamente de bajo costo [13]

Figura 1 Efecto de un Amortiguador de Masa Sintonizada [4]

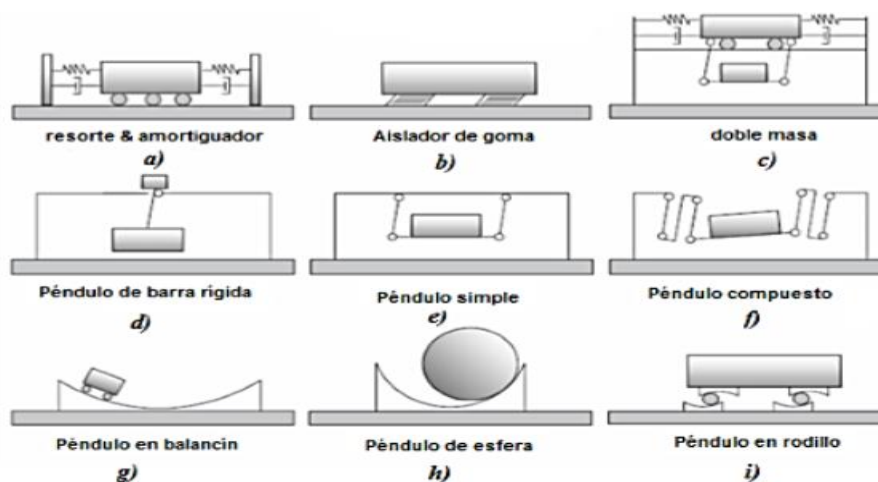


Fuente: R. A. F. F. Lozada Ramos Helbert Gonzalo,2021 [4]

Tipos de Ams

Los AMS más usuales añadidos a los edificios pueden ser de varios tipos en esta imagen se enseña los más utilizados

Figura 2 AMS más utilizados



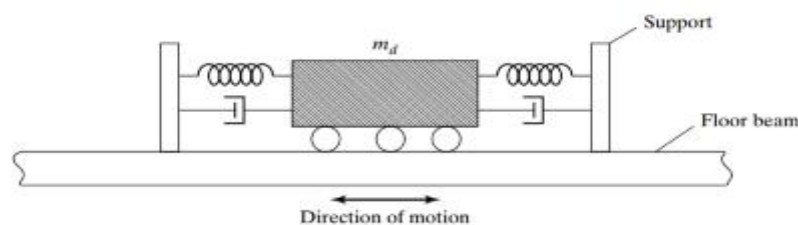
Fuente: F. E. N. H. Milton Andres Martinez Sasvedra,2021 [9]

Amortiguador de masa sintonizada traslacional

Estos tipos de amortiguadores se representan mediante una masa que descansa sobre unas ruedas permitiendo su movimiento lateral respecto al piso. En medio de la masa y los apoyos verticales se colocan resortes y amortiguadores que transmiten la fuerza que se encuentra fuera de fase al nivel del piso y luego al marco estructural [13]

En casos de Amortiguadores de masas traslacionales bidireccionales, los resortes y los amortiguadores se configuran en dos direcciones ortogonales, proporcionando a la estructura la capacidad de controlar el movimiento en esas dos direcciones. [12]

Figura 3 Amortiguado de masa sintonizada traslacional

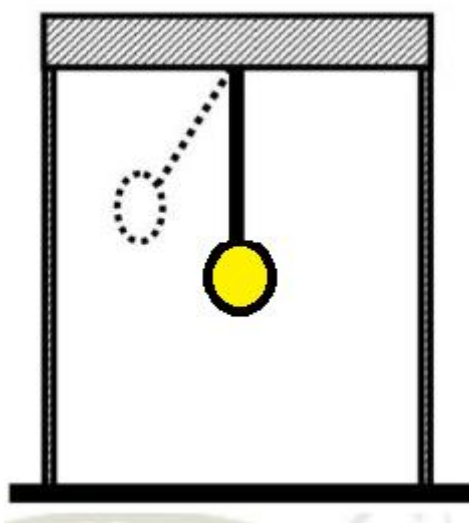


Fuente: F. E. N. H. Milton Andres Martinez Sasvedra,2021 [9]

Amortiguadores de masa Pendulares

Este tipo amortiguamiento consiste en soportar una gran masa por medio de cables en la parte superior del edificio, los péndulos tienen una gran virtud que es vibrar hacia un lado a otro , y no causaría ningún efecto en colocar cargas para variar su recorrido , El movimiento de esta masa genera una fuerza que contrarresta el sismo, de manera que cuando el edificio mueve por actividad sísmica o vientos fuertes hace que el péndulo se mueva en dirección opuesta, disipando la energía [4] [12]

Figura 4 Amortiguador de masa sintonizada pendular

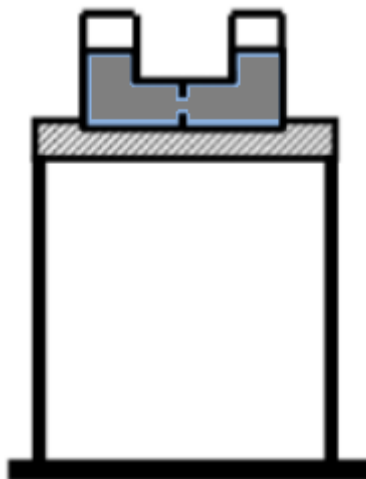


Fuente: R. A. F. F. Lozada Ramos Helbert Gonzalo,2021 [4]

Amortiguador de columna líquida sintonizada

Este tipo de amortiguamiento de masas sintonizada, el líquido sustituirá a la masa, este líquido puede ser de agua que está colocado en un tanque que también sirve como abastecimiento a la edificación, A medida que la estructura se mueve, el agua del interior de los tubos escurre de uno de ellos y llena el otro, en función del movimiento, amortiguando así la energía de un terremoto. [4]

Figura 5 Amortiguador de masa sintonizada de columna líquida



Fuente: R. A. F. F. Lozada Ramos Helbert Gonzalo,2021 [4]

Edificaciones con Amortiguadores de masas en el Mundo

Burj Al-Arab

Burj Al Azab es el cuarto hotel más alto del mundo y uno de los edificios hoteleros de 7 estrellas más representativos, tiene una altura de 321 metros que está ubicado en una isla artificial localizada a 270 metros de la playa Golfo Pérsico. Al Inicio de su construcción los ingenieros se dieron cuenta que el edificio serio vulnerable a las oscilaciones inducidas por el viento, debido a esto se incorporaron 3amortiguadorres de nasas en las secciones superiores del mástil para reducir el balanceo de la estructura [5]

Figura 6 Edificación Burj Al-Arab



Fuente: B. I. G. Kogan,2016

Edificio Taipéi 101, Taiwán:

Taipéi es uno de los edificios más grandes del mundo midiendo 508 metros de altura con 101 pisos tiene un amortiguador de masa pendular para controlar las vibraciones generadas por el viento. El edificio, que está construido sobre la base de marcos de acero, exhibe una

amortiguación crítica en su fundamental, que se estima en 1%. Esta baja amortiguación puede generar aceleraciones en los pisos altos que se consideran inaceptables. Para reducir estas aceleraciones 20, entre los niveles 87 y 91 [14]

Figura 7 Taipéi 101, Taiwán

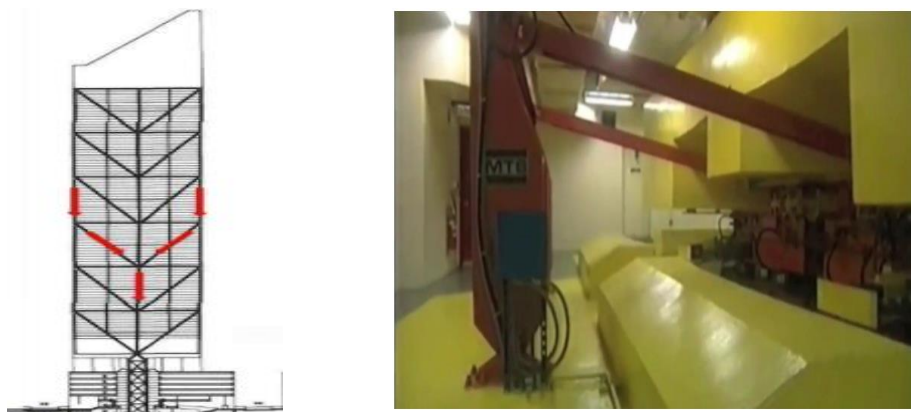


Fuente: P. I. B. G. Ortiz, 2015 [14]

Edificio Citicorp Center, New York:

Uno de los primeros edificios en utilizar estos dispositivos. Tiene 59, pisos de altura y 279 m de altura y tiene AMS instalado en la cima de la edificación. El dispositivo, con masa de 400 toneladas, se apoya sobre un sistema de almacenamiento que le permite mover hasta 1, m. De esta manera, los desplazamientos máximos de la torre se reducen en aproximadamente en un 50%. Desde el punto de vista económico, esto significa un ahorro de 2.800 toneladas de acero estructural, lo que habría sido necesario para cumplir con el con los desplazamientos laterales alcanzados por el AMS [4]

Figura 8 Edificio Citicorp Center, New York



Fuente: R. A. F. F. Lozada Ramos Helbert Gonzalo, 2021 [4]

John Hancock Chicago

Construido en 1969, la estructura de 100 pisos y 3 m de altura diseñada por el ingeniero civil Fazlur Khan fue una vez el edificio más alto del mundo fuera de Nueva York en sus días. Actualmente ocupa el tercer lugar en altura en Chicago y el cuarto en los Estados Unidos. Este rascacielos está considerado como una de las estructuras más famosas de lo que se conoce como Expresionismo Estructural y se caracteriza por sus arriostramientos externos y su amortiguador de masa colocado en la base principal de la estructura en, que, junto con los pilares, forman parte del sistema de tuberías que ayuda al edificio a sostenerse. en caso de terremotos o cargas de choque o de Viento [14]

Figura 9 John Hancock Chicago



Fuente: P. I. B. G. Ortiz, 2015 [14]

Criterios de diseño para un AMS

Los criterios de diseño del Amortiguador de masas sintonizada se calcula para llegar al límite de eficacia del amortiguador, que tiene que ver con la relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura) la relación de amortiguamiento y la relación de masa (masa AMS/masa de la estructura) se mencionan algunos criterios de optimización de los parámetros, tales como:

- ✓ Desplazamiento mínimo de la estructura principal (seguridad estructural)
- ✓ Rigidez dinámica máxima de la estructura principal
- ✓ Mínima trayectoria de la masa amortiguada con respecto a la estructura principal.
- ✓ Mínima aceleración de la estructura principal (confort y funcionalidad). [8]

Rigidez [15]

Quizpe Rojas y Rojas Arquñigo es su proyecto de tesis nos informa, Que la rigidez es la facultad de un componente estructural en aguantar esfuerzos sin ganar bastante desplazamiento o deformación, nos dice que los factores de rigidez son magnitudes que calculan la rigidez de un componente que resiste varias modelaciones de carga, debido a esto la facultad de la rigidez se puede calcular con esta relación: [8]

$$K_h = \frac{G_o * A_r}{h_{r_t}}$$

Donde:

K_h =Rigidez Horizontal

G_o : Módulo de corte que tiene un elastómero

A_r : sector de sección de los aisladores

h_{r_t} : Es la altura del elastómero

Los tesisistas Quizpe Rojas y Rojas Arquñigo nos mencionan otra manera para poder calcular esta rigidez [8]

$$K_h = \frac{4\pi^2 p_{t_c}}{h_{r_t}}$$

Siendo:

- ✓ P_{t_c} : Es máxima de compresión de carga actuante en un aislador
- ✓ T : Como la oscilación de una onda o vibración de una estructura

Amortiguamiento:

El amortiguamiento es muy pequeño debido a las velocidades mínimas que presenta un edificio bajo la acción de un sismo, es por esto que la idealización no contempla el factor de amortiguamiento propio de la estructura, simplificándose en la relación que existe entre el desplazamiento y la rigidez, como la relación entre la cantidad de masa dinámica y la aceleración del suelo causado por un movimiento telúrico. [16] Así mismo Quizpe Rojas y Rojas Arquñigo en su tesis nos habla que el amortiguamiento de los aisladores se puede calcular de la siguiente manera.

$$C = \frac{2\xi}{\nu} * \sqrt{k_{h_t} * m a}$$

Donde:

- ✓ ξ : Factor de amortiguamiento del sistema de aisladores
- ✓ C : Siendo el amortiguamiento efectivo

- ✓ K_{ht} (sumatoria de las rigideces de los aisladores): Rigidez del sistema
- ✓ m_a : Total de masa del sistema de aisladores
- ✓ n_u : cantidad de aisladores

Diseño Sismorresistente e.030

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Peligro Sísmico

Zonificación

La Norma e0.30 nos divide al Perú en 4 zonas como se indica en la figura 10, esta está fundamentada por la representación de fenómenos ocurridos en la tierra que son las características de las actividades sísmicas y la mitigación de la distancia epicentral

Figura 10 División del Perú [15]



Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Así mismo la norma E 0.30 a brindado a cada zona un factor que se puede descifrar como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 1 Factores de Zona [15]

FACTORES DE ZONA (Z)	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

La Tabla N.º 1 resumen de los valores de los diferentes tipos de suelos según se clasificación y su zona (z)

Tabla 2 Tipos de Suelo y Clasificación

		N	
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N.º 2 y N.º 3.

Facto del suelo "S"

Tabla 3 Factores de Suelo 's'

SUELO ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Tabla 4 Periodos 'TP' y 'TL'

Tabla N° 4				
<u>PERÍODOS “TP” Y “TL”</u>				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
TL (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Fuerza Cortante en la Base [15]

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Siendo:

- ✓ U= la categoría de edificación
- ✓ P= Peso sísmico
- ✓ El valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0,125$

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura [15]

Las fuerzas por nivel en cualquier piso, correspondientes a la dirección x o y la norma e0.30 lo halla de la siguiente fórmula

$$F_i = a_i \cdot V$$

Siendo

a_i = l factor de distribución de nivel.

V=cortante en la base

Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones en x analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por: [15]

$$S_d = \frac{Z * u * S * C}{R} * g$$

Siendo:

R= coeficiente de reducción

Para calcular el espectro de diseño en Y se halla 2/3 del espectro de diseño en X

Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis tiempo historia, es una metodología de análisis sísmico, el cual considera el peligro sísmico de la zona, expresado en aceleraciones (registros sísmicos), en el presente trabajo se toman registros sísmicos correspondientes a la zona 4, (costa) del Perú, además estos registros sísmicos deberán ser escalados, a fin de representar el valor de comportamiento inelástico de la estructura. [11]

Definición de términos básicos [8]

- **Análisis dinámico:** Procesos utilizados para determinar las propiedades estructurales de una edificación con métodos dinámicos
- **Amortiguador:** Dispositivos encargados de disipar la energía de un sismo en un edificio
- **Aceleración en g:** Es un registro cronológico de aceleraciones durante un sismo en el que se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.
- **Disipadores sísmicos:** Elementos que se adosan a la estructura para evitar daños, disipando las acumulaciones de energía producidos por sismos.
- **Periodo:** El periodo natural de la estructura representa el tiempo necesario para completar una oscilación completa.
- **Sismo:** Movimiento terrestre provocados por choques de placas tectónicas

Materiales y métodos

variable-operacionalización

variable independiente

- Diseño sismorresistente de una edificación

variable dependiente

- Amortiguador de masa sintonizada

Diseño metodológico

Tipo de Investigación

La presente investigación es de carácter aplicada-experimental o debido a que está encaminada a mejorar el comportamiento sísmico de un edificio con el uso amortiguadores de masa sintonizada y también se hará una comparación de una estructura con amortiguadores de masas sintonizada y una estructura de concreto armado o convencional en la cual se buscara cual propuesta tiene mejor desempeño sísmico.

Población unidad de estudio y muestreo

En el actual proyecto de tesis la muestra y la población será la edificación las dos torres de Salaverry ubicada avenida Salaverry Chiclayo 650 que este cuenta con 9 pisos más un sótano con un área 1400m² Se eligió la torre de Salaverry ya que este edificio es convencional de concreto armado y siendo uno de los edificios más altos de Chiclayo en la cual va ser analizado añadiendo el amortiguador de masa sintonizada para ver su comportamiento sísmico ya que estos amortiguadores de masas sintonizada se comportan mejor en edificios de mayor altura, comparado los con los sistemas de albañilería confinada que están limitados hasta 5 pisos en la cual no se podrán añadir en estos sistemas ya que no darán resultados óptimos en su comportamiento sísmico

Figura 11 Edificio las dos torres de Salaverry



Fuente: Elaboración Propia

Métodos y técnicas de recolección de datos

Instrumentos

- SAP 2000
- ETAB V.18
- Excel 2016

Fuentes

- ✓ Se realizará la compilación del tema a desarrollar, en relación al sistema de protección que el amortiguador de masas sintonizada
- ✓ Norma E0.30 diseño Sismorresistente
- ✓ Norma E0.31 Aislamiento sísmico

Técnicas de procesamiento de datos

Fase I: recopilación de información y elaboración del proyecto

- capacitación de análisis dinámico tiempo historia
- Recopilación de artículos, bibliografías virtuales y antecedentes del proyecto.
- Revisión de la normativa peruana actual e internacional.

***Elaboración del proyecto**

- Dimensiones/ejes de la edificación, estructuración
- Elaboración de planos

Fase II: análisis y modelamiento de la estructura convencional

- Modelamiento de la estructura convencional
- Obtención de la fuerza sísmica, Distribución de lateral por pisos
- Análisis estático, análisis dinámico (obtención de desplazamientos laterales)
- Análisis dinámico -tiempo - Historia

Fase III: Análisis y Modelamiento de la estructura con amortiguadores de masa sintonizada

- Modelamiento de la estructura convencional y diseño de amortiguamiento de masa
- Obtención de la fuerza sísmica, Distribución de lateral por pisos
- Análisis estático y dinámico (obtención de desplazamientos laterales)
- Análisis dinámico -tiempo - Historia

Fase IV: Análisis de resultados conclusiones y recomendaciones.

- Realizar el coto de la estructura convencional
- realizar el coto de la estructura con amortiguadores de masa

- Análisis y comparación de resultados
- Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

Análisis de las estructuras

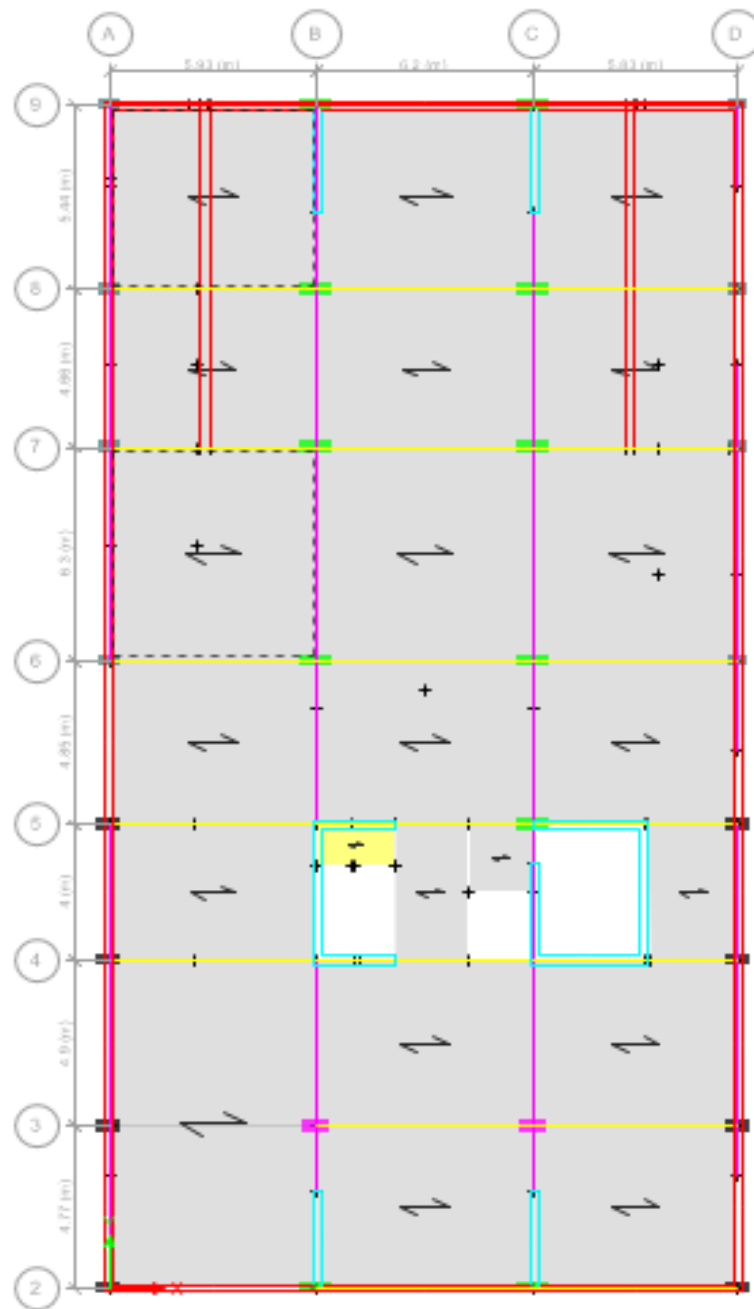
Generalidades

-La Edificación analizada las dos torres de Salaverry conta de 9 pisos + 1 sótano +1 azotea teniendo una altura de entrepiso de 3 metros desde el sótano a la base y desde la base a los pisos posteriores es de 2.7 metros.[19]

-Este diseño estructural es de concreto armado con un $f_c = 210$, El edificio consta de dos bloques A Y B con un área de 35.92 m² de ancho y 34.92 de largo obteniendo 1254 metros cuadrados, pero en esta Investigación analizaremos el bloque A ya que es un espejo del bloque B, El bloque A Tiene un área de 17.96 m² de ancho y 34.92m² de largo con un área total de 627.1632m²

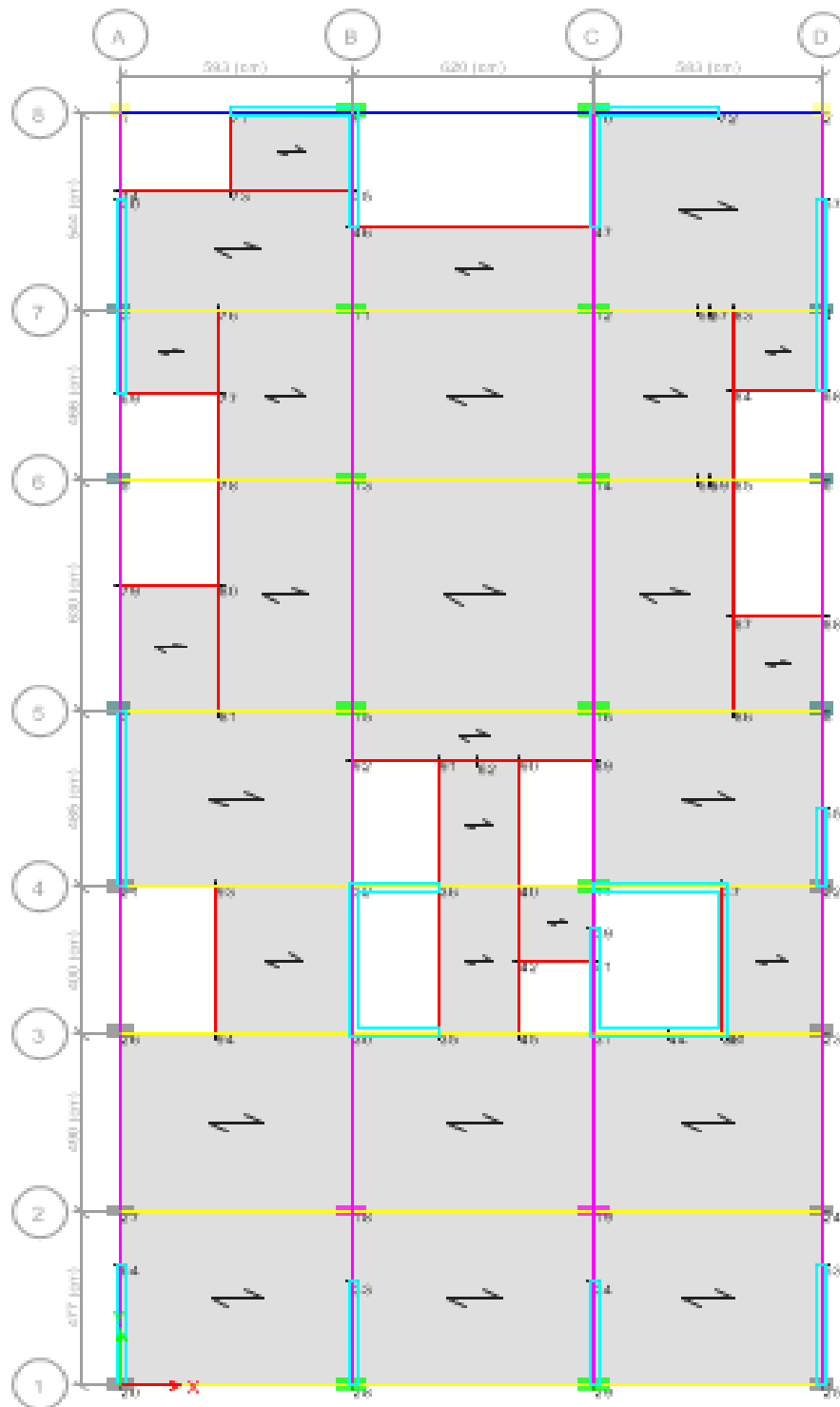
-Esta estructura presenta losas de $h = 20$ cm en la azotea y los demás pisos de, $h = 25$ cm de espesor, las vigas son la mayoría en dirección x de 35x65 cm y 25 x 60 cm en la dirección y con respecto a las columnas hay de varias dimensiones, pero en este modelo la más representativa es de 35cmx65 cm [19]

Figura 12 Plano semisótano



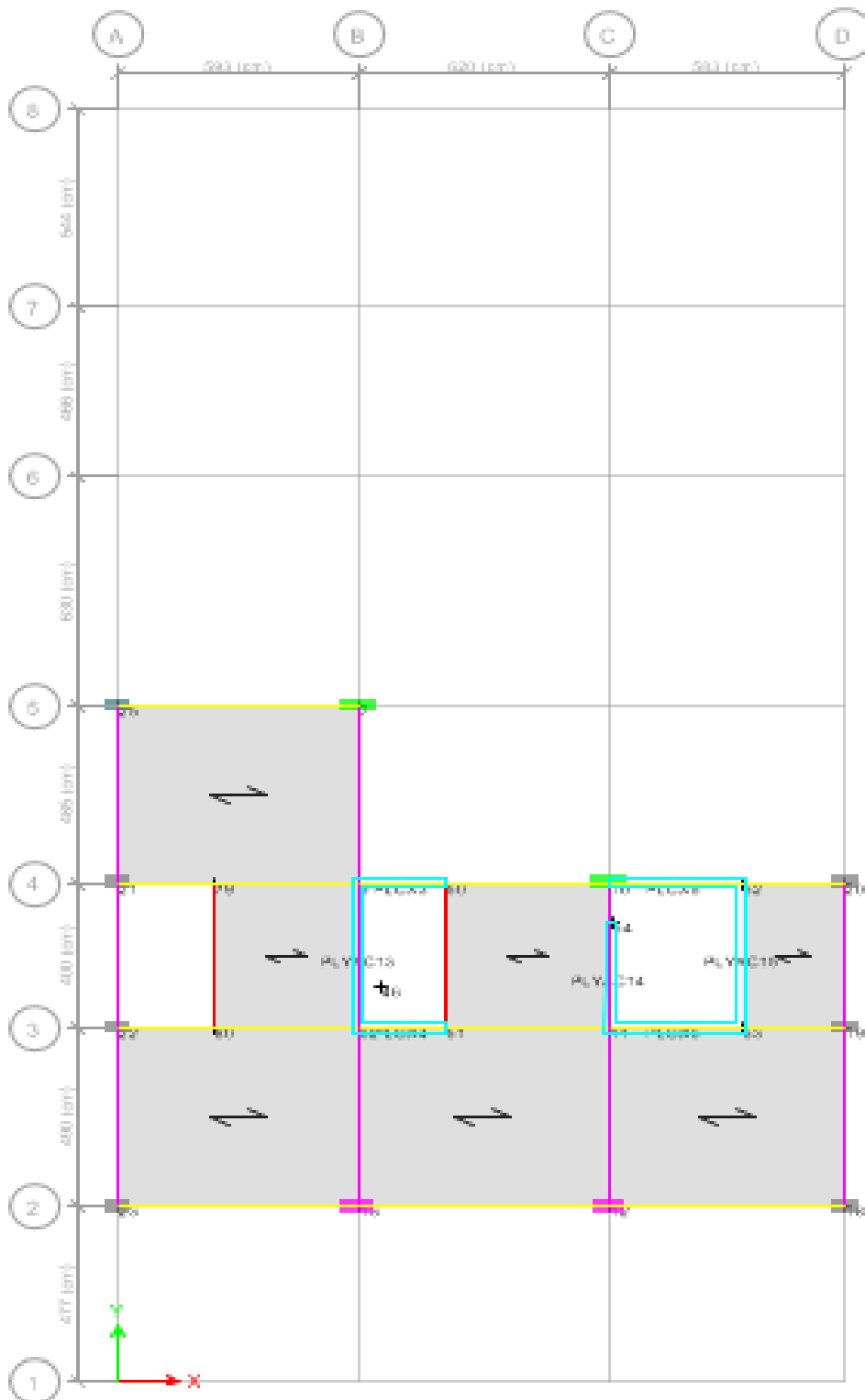
Fuente: Elaboración Propia

Figura 13 Plano típico 1-8 piso



Fuente: Elaboración Propia

Figura 14 Plano Azotea



Fuente: Elaboración Propia

Materiales utilizados:

Las propiedades de los materiales utilizados han sido de un concreto de f_c 210 en todos los elementos estructurales

Tabla 5 Propiedades del concreto

Características del concreto	Valor	Unidades
Resistencia a la compresión (f_c)	210	Kg/cm ²
Peso por unidad de volumen	0.244732	Ton/m ³
Masa por unidad de volumen	0.244732	Ton-s ² /m ⁴
Módulo de elasticidad	2173706.51	Ton/m ²
Coefficiente de Poison	0.2	
Módulo de corte	905711.05	Ton/m ²

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se mostrarán la definición de los materiales en el Software ETABS, para los materiales de concreto de $f_c=210$ kg/cm

Figura 15 Etabs -Materiales

Fuente: Elaboración Propia

Se puede apreciar en la figura 16 la definición del material tipo concreto de resistencia la compresión $f'c=280$ kg/cm, con todos sus parámetros y características. Este concreto se utilizó para columnas, placas, vigas y losas.

Metrado de cargas

Carga Muerta

Este análisis se realizó en base a las cargas que actúan permanentemente en la estructura en análisis tales como: Peso propio de vigas, Columnas, losas, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, etc. Estas cargas serán repartidas a cada uno de los elementos que componen la estructura. [8]

Tabla 6 Carga muerta utilizados en las losas

CARGAS MUERTAS					
CARGAS EN LOSA - PISOS INFERIORES			CARGAS EN LOSA - EN SEMISOTANO		
Losa Aligerada :	0.25	m	Losa Aligerada :	0.25	m
Peso Propio de losa	350.00	kg/m ²	Peso Propio de losa	350.00	kg/m ²
Acabados	100.00	kg/m ²	Acabados	100.00	kg/m ²
Tabiquería	150.00	kg/m ²	Tabiquería	150.00	kg/m ²
Total	600.00	kg/m ²	Total	600.00	kg/m ²
CARGAS EN LOSA - AZOTEA					
Losa Aligerada :	0.20	m			
Peso Propio de losa	300.00	kg/m ²			
Acabados	100.00	kg/m ²			
Total	400.00	kg/m ²			

Fuente: Elaboración Propia

Carga Viva

La Figura 18 muestra las cargas vivas consideradas en el diseño de la edificación, de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E020 y a los planos de estructuras. [8]

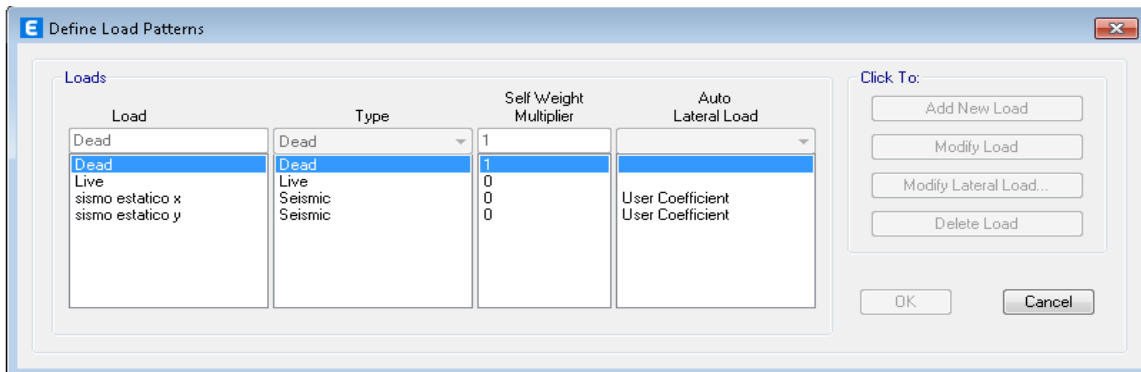
Tabla 7 Carga Vivas en losas

CARGAS VIVAS					
En losas - pisos inferiores	200	kg/m ²	TECHO SEMISÓTANO	400	kg/m ²
En losas - azotea	100	kg/m ²			

Fuente: Elaboración Propia

Se puede apreciar en la figura 19 la definición load patterns de las cargas en Software Etabs como DEAD la carga muerta y live como carga viva y viva de techo [8]

Figura 16 Definición De Cargas En Etabs



Fuente: Elaboración Propia

Análisis modal

Modos de vibración de la estructura

Tabla 8 Modos de vibración de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.509	0.6759	0.0008
Modal	2	0.423	0.0037	0.6264
Modal	3	0.408	0.0172	0.0305
Modal	4	0.143	0.1311	5.25E-06
Modal	5	0.11	0.0086	0.001
Modal	6	0.105	0.0003	0.1686
Modal	7	0.071	0.0533	2.45E-05
Modal	8	0.056	0.0045	0.0112
Modal	9	0.051	0.0059	0.0351
Modal	10	0.045	0.0292	0.0011
Modal	11	0.043	0.0004	0.0282
Modal	12	0.034	0.0265	0.002
Modal	13	0.032	0.0015	0.0095
Modal	14	0.03	0.0006	0.025
Modal	15	0.027	0.0193	0.001
Modal	16	0.024	2.78E-05	0.0179
Modal	17	0.023	0.0058	0.0011
Modal	18	0.022	0.0059	0.0007
Modal	19	0.02	0.0001	0.0207
Modal	20	0.02	0.0064	0.0002
Modal	21	0.019	0.0002	0
Modal	22	0.018	0.0026	6.40E-06
Modal	23	0.017	0.0009	8.94E-07
Modal	24	0.017	0	0.0122
Modal	25	0.016	0.0001	0.0001
Modal	26	0.014	0	0.0048
Modal	27	0.014	8.26E-07	0.0001
Modal	28	0.013	1.33E-06	6.30E-06
Modal	29	0.013	0	0.0015
Modal	30	0.012	0	0.0003

Fuente: Elaboración Propia

Verificación de la masa participativa

La Norma E0.30 nos dice que en cada dirección se considera aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis [15]

Tabla 9 Masa participativa de la Edificación

TABLE: Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	VERIFICACION
Text	Text	Text	Percent	Percent	
Modal	Acceleration	UX	100	100	SI CUMPLE
Modal	Acceleration	UY	100	100	SI CUMPLE
Modal	Acceleration	UZ	0	0	

Fuente: Elaboración Propia

Análisis de respuesta sísmica

El Análisis del comportamiento sísmico simula la respuesta de un edificio sometido a fuerzas sísmicas en la base de la estructura en esta presente tesis nos basamos en la dinámica y en el modelo matemático, en este trabajo hemos considerado desarrollar los métodos de análisis de Estático o fuerzas equivalentes, respuesta modal espectral Y análisis tiempo historia [11]

Análisis sísmico de la edificación la dos Torres de Salaverry

Parámetros sísmicos de la Estructura

Factor Zona

De acuerdo al Mapa de Zonificación sísmica del territorio peruano, presentada en las bases teóricas de la presente tesis, se considera que el mapa del Perú se encuentra dividido en cuatro zonas por lo tanto se consideró utilizar $z=4$ ya que el edificio estudiado las dos torres de Salaverry se encuentra en la ciudad de Chiclayo departamento de Lambayeque y este se ubica en la zona 4 según el mapa de zonificación sísmica [8]

Parámetros de sitio (S, TP, TL)

Para los parámetros de sitio del edificio, se considera un perfil de suelo S2, el cual corresponde a suelos intermedios, suelos medianamente rígidos con velocidades de propagación de onda entre 180 m/s a 500 m/s. [11]

Según la norma E0.30 este tipo de suelos se relación con el factor de zona, según la tabla 2 llamada factores de suelo presentada en las bases teóricas, se considera un $s=1.05$. así mismo de la tabla 3, en relación al tipo de suelo, se tiene los valores de T_p y T_L , que son los periodos del perfil de suelo. [11]

SUELO				
ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40

Z1	0,80	1,00	1,60	2,00
----	------	------	------	------

TABLA 2 FACTORES DE SUELOS

Tabla N° 3				
<u>PERÍODOS “TP” Y “TL”</u>				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
<i>TP</i> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
<i>TL</i> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

TABLA 3 PERIODOS TP Y TL

- Se obtuvieron los parámetros $T_p=0.6$ y $T_l=2$ de la tabla 3

Categoría de edificación y factor de uso. U

Cada edificación se clasifica según la categoría indicada en la norma E0.30 llamada Categoría de edificación y factor de uso. U, esta tabla N° indican los diferentes valores de U el cual depende de la categoría de la edificación. La Edificación estudiada

Al ser un residencial multifamiliar pertenece a la categoría de edificaciones en la cual corresponde un factor $U=1$ [11] [8]

Tabla N'10		
CATEGORIA DE EDIFICACIONES Y FACTOR 'U'		
CATEGORIA	DESCRIPCION	NOTA
A EDIFICACIONES ESENCIALES	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud	1.5
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. -Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamientos	
B EDIFICACIONES IMPORTANTES	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos otros	1.3

	almacenes importantes para el abastecimiento.	
--	---	--

Tabla 10 Categoría de edificación y factor 'U'

C EDIFICACIONES COMUNES	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D EDIFICACIONES TEMPORALES	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	VER NOTA 2

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R).

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 8 [15], se consideró utilizar un factor $R=6$ ya que en las dos direcciones se han colocado muros estructurales

Tabla 11 Sistemas Estructurales

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_d (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Regularidad estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla N° 9
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas. [15]

Tabla 12 Categoría de Regularidad de las Edificaciones

Ta CATEGORÍA Y REGULARIDAD		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: N. t. E0.030,2020 [15]

Estructuras Regulares

son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 10 y N.º 11 de la norma E 0.30. En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1.

Estructuras Irregulares

son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 10 y N° 11 de la norma E0.30

Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 de la norma e0.30 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla N.º 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis

Irregularidad en altura (I_a):

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:

En caso cumpla con una de las condiciones descritas en las ecuaciones 1 y 2, la estructura se considerará con irregularidad de piso blando, siendo $I_a = 0.75$. [8]

$$\bullet \text{ Rigidez}_i < 0.7 * \text{Rigidez}_{i+1} \quad (1)$$

$$\bullet \text{ Rigidez}_i < 0.8 \left(\frac{\text{Rigidez}_{i+1} + \text{Rigidez}_{i+2} + \text{Rigidez}_{i+3}}{3} \right) \quad (2)$$

Tabla 13 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección X

PISO	DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	RIGIDEZ	0.7 *RIGIDEZ	VERIFICACION 1	0.8*PROMEDIO DE LOS 3 SUPERIORES	VERIFICACION 2
AZOTEA	1.9991	0.137	62.5651	457.682	274.609	REGULAR		
PISO 8	1.8624	0.176	217.0783	1231.301	738.780	REGULAR		
PISO 7	1.6861	0.207	358.8265	1731.788	1039.073	REGULAR	912.205	REGULAR
PISO 6	1.4789	0.235	478.5397	2037.206	1222.324	REGULAR	1333.412	REGULAR
PISO 5	1.244	0.256	578.8884	2261.283	1356.770	REGULAR	1608.074	REGULAR
PISO 4	0.988	0.267	660.4921	2476.536	1485.921	REGULAR	1806.673	REGULAR
PISO 3	0.7213	0.262	723.486	2757.188	1654.313	REGULAR	1998.668	REGULAR
PISO 2	0.4589	0.238	767.5048	3222.102	1933.261	REGULAR	2254.887	REGULAR
PISO 1	0.2207	0.177	792.298	4478.790	2687.274	REGULAR	2788.821	REGULAR
BASE	0.0438	0.044	802.247	18316.142				

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente, se calcula la rigidez de la estructura en la dirección Y

Tabla 14 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección Y

PISO	DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	RIGIDEZ	0.7 *RIGIDEZ	VERIFICACION 1	0.8*PROMEDIO DE LOS 3 SUPERIORES	VERIFICACION 2
AZOTEA	1.5206	0.145	78.4942	542.087	379.461	REGULAR		
PISO 8	1.3758	0.173	270.0792	1558.449	1090.914	REGULAR		
PISO 7	1.2025	0.184	439.0696	2387.545	1671.282	REGULAR	1196.822	REGULAR
PISO 6	1.0186	0.192	576.0427	3003.351	2102.346	REGULAR	1853.159	REGULAR
PISO 5	0.8268	0.195	686.9447	3530.034	2471.024	REGULAR	2378.915	REGULAR
PISO 4	0.6322	0.190	776.31	4092.304	2864.613	REGULAR	2833.517	REGULAR
PISO 3	0.4425	0.175	845.5892	4845.783	3392.048	REGULAR	3324.832	REGULAR
PISO 2	0.268	0.146	893.9585	6118.812	4283.169	REGULAR	4015.173	REGULAR
PISO 1	0.1219	0.098	920.9778	9416.951	6591.866	REGULAR	5435.079	REGULAR
BASE	0.0241	0.024	932.5309	38694.228				

Fuente: Elaboración Propia

Se ha determinado que la edificación las dos torres de Salaverry no presenta irregularidad de piso blando en la dirección X y Y

Irregularidad de resistencia – piso débil:

El edificio tendrá la irregularidad de resistencia en caso cumpla con la condición dada por la ecuación 3 en las diferentes direcciones de análisis, por lo cual se consideraría $I_a = 0.75$. [8]

- **Fuerza Cortante_i < 0.8 Fuerza Cortante_{i+1}** (3)

Tabla 15 Irregularidad de Resistencia-Piso débil en la dirección X

PISO	V Acum (Ton)	V*0,80(Ton)	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	62.5651	50.05208	REGULAR
PISO 8	217.0783	173.66264	REGULAR
PISO 7	358.8265	287.0612	REGULAR
PISO 6	478.5397	382.83176	REGULAR
PISO 5	578.8884	463.11072	REGULAR
PISO 4	660.4921	528.39368	REGULAR
PISO 3	723.486	578.7888	REGULAR
PISO 2	767.5048	614.00384	REGULAR
PISO 1	792.298	633.8384	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente, se verifica la ecuación 3 en todos los pisos de la estructura en la dirección Y

Tabla 16 Irregularidad de Resistencia-Piso débil en la dirección Y

PISO	V Acum (Ton)	V*0,80(Ton)	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	78.4942	62.79536	REGULAR
PISO 8	270.0792	216.06336	REGULAR
PISO 7	439.0696	351.25568	REGULAR
PISO 6	576.0427	460.83416	REGULAR
PISO 5	686.9447	549.55576	REGULAR
PISO 4	776.31	621.048	REGULAR
PISO 3	845.5892	676.47136	REGULAR
PISO 2	893.9585	715.1668	REGULAR
PISO 1	920.9778	736.78224	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 15 y Tabla 16, se concluye que el edificio no presenta irregularidad por resistencia en ninguna de sus direcciones.

Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando:

En caso cumpla con una de las condiciones descritas en las ecuaciones 4 y 5, la estructura se considerará con irregularidad de piso blando, siendo $I_a = 0.50$

$$\bullet \text{ Rigidez}_i < 0.6 * \text{Rigidez}_{i+1} \quad (4)$$

$$\bullet \text{ Rigidez}_i < 0.7 \left(\frac{\text{Rigidez}_{i+1} + \text{Rigidez}_{i+2} + \text{Rigidez}_{i+3}}{3} \right) \quad (5)$$

Tabla 17 Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando: en la dirección X

DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	Rigidez	0.60 *RIGIDEZ	VERIFICACION 1	0.7*PROMEDIO DE LOS 3 SUPERIORES	VERIFICACION 2
1.999	0.137	62.204	455.042	273.025	REGULAR		
1.862	0.176	248.730	1410.832	846.499	REGULAR		
1.686	0.207	418.801	2021.238	1212.743	REGULAR	906.993	REGULAR
1.479	0.235	562.859	2396.165	1437.699	REGULAR	1359.922	REGULAR
1.244	0.256	682.302	2665.243	1599.146	REGULAR	1652.617	REGULAR
0.988	0.267	779.632	2923.255	1753.953	REGULAR	1863.088	REGULAR
0.721	0.262	854.506	3256.502	1953.901	REGULAR	2063.833	REGULAR
0.459	0.238	906.104	3803.963	2282.378	REGULAR	2329.534	REGULAR
0.221	0.177	934.872	5284.746	3170.848	REGULAR	2880.549	REGULAR
0.044	0.044	943.464	21540.279				

Fuente: Elaboración Propia

Este proceso de verificar las ecuaciones de irregularidad de extrema rigidez se a hecho en la tabla 18 en todos los pisos de la estructura en la dirección Y

Tabla 18 Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando: en la dirección Y

DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	Rigidez	0.6 *RIGIDEZ	VERIFICACION 1	0.7*PROMEDIO DE LOS 3 SUPERIORES	VERIFICACION 2
1.5206	0.14480	65.6313	453.255	271.9529	REGULAR		
1.3758	0.17330	266.327	1536.797	922.07848	REGULAR		
1.2025	0.18390	439.1355	2387.904	1432.7423	REGULAR	1021.523078	REGULAR
1.0186	0.19180	578.9246	3018.376	1811.0259	REGULAR	1620.051451	REGULAR
0.8268	0.19460	692.7085	3559.653	2135.7919	REGULAR	2092.051108	REGULAR
0.6322	0.18970	783.6727	4131.116	2478.6696	REGULAR	2498.800626	REGULAR
0.4425	0.17450	853.2737	4889.821	2933.8924	REGULAR	2935.470939	REGULAR
0.268	0.14610	901.6661	6171.568	3702.9409	REGULAR	3544.917765	REGULAR
0.1219	0.09780	927.4461	9483.089	5689.8534	REGULAR	4793.711461	REGULAR
0.0241	0.02410	934.7969	38788.253				

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla 17 y Tabla 18, se concluye que el edificio no presenta irregularidad por Extrema de Rigidez en ninguna de sus direcciones.

Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil:

El edificio tendrá la irregularidad extrema de resistencia en caso cumpla con la condición dada por la ecuación 6 en las diferentes direcciones de análisis, por lo cual se consideraría $I_a = 0.50$

- **Fuerza Cortante_i < 0.65 Fuerza Cortante_{i+1}** (6)

Tabla 19 Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil: dirección x

PISO	V Acum (Ton)	V*0,65(Ton)	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	62.565	40.667	REGULAR
PISO 8	217.078	141.101	REGULAR
PISO 7	358.827	233.237	REGULAR
PISO 6	478.540	311.051	REGULAR
PISO 5	578.888	376.277	REGULAR
PISO 4	660.492	429.320	REGULAR
PISO 3	723.486	470.266	REGULAR
PISO 2	767.505	498.878	REGULAR
PISO 1	792.298	514.994	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Este proceso de verificar las ecuaciones de irregularidad de extrema Resistencia se a hecho en la tabla 20 en todos los pisos de la estructura en la dirección Y

Tabla 20 Irregularidad Extrema de Resistencia – Piso Débil: dirección Y

PISO	V Acum (Ton)	V*0,65(Ton)	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	78.494	51.021	REGULAR
PISO 8	270.079	175.551	REGULAR
PISO 7	439.070	285.395	REGULAR
PISO 6	576.043	374.428	REGULAR
PISO 5	686.945	446.514	REGULAR
PISO 4	776.310	504.602	REGULAR
PISO 3	845.589	549.633	REGULAR
PISO 2	893.959	581.073	REGULAR
PISO 1	920.978	736.782	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Irregularidad de Masa o Peso:

Siempre y cuando se cumpla con una de las condiciones descritas en las ecuaciones 7.8, la estructura se considerará con irregularidad de masa o peso, siendo $I_a = 0.90$. [8]. Este criterio no es aplicable para sótanos ni azoteas

$$Masa_i > 1.5Masa_{i+1} \quad (7)$$

$$Masa_i > 1.5Masa_{i-1} \quad (8)$$

Tabla 21 Irregularidad de Masa o Peso

PISO	PESO-EDIF.	VERIFICACIÓN 1	verificaion 2
PISO 8	832.2057		
PISO 7	629.41	0.76	1.32
PISO 6	629.41	1.00	1.00
PISO 5	629.41	1.00	1.00
PISO 4	629.41	1.00	1.00
PISO 3	629.41	1.00	1.00
PISO 2	629.41	1.00	1.00
PISO 1	629.41	1.00	1.00
		REGULAR	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Se ha concluido que la estructura estudiada no presenta irregularidad de masa o peso

Irregularidad Geométrica Vertical:

Se presentará irregularidad de geometría vertical si la dimensión la planta de la edificación analizada es mayor a 130% de la dimensión correspondiente [17]. Este criterio no es aplicable para sótanos ni azoteas, siendo $I_a=0.90$

$$\frac{b_2}{b_1} > 1.3 \quad (9)$$

Tabla 22 Irregularidad de Geometría Vertical en la dirección X

PISO	LONGITUD	VERIFICACIÓN 1
PISO 8	17.96	
PISO 7	17.96	1.00
PISO 6	17.96	1.00
PISO 5	17.96	1.00
PISO 4	17.96	1.00
PISO 3	17.96	1.00
PISO 2	17.96	1.00
PISO 1	17.96	1.00
		REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente, en la tabla 23 se ha verificado la irregularidad de geometría vertical en la dirección Y

Tabla 23 Irregularidad de Geometría Vertical en la dirección Y

PISO	LONGITUD	VERIFICACIÓN 1
PISO 8	34.92	
PISO 7	34.92	1.00
PISO 6	34.92	1.00
PISO 5	34.92	1.00
PISO 4	34.92	1.00
PISO 3	34.92	1.00
PISO 2	34.92	1.00
PISO 1	34.92	1.00
		REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Se ha concluido de las tablas 19 y 20 que la edificación no presenta irregularidad de geometría vertical

Discontinuidad de Sistemas Resistentes:

Se presenta irregularidad de sistemas resistentes cuando un elemento que soporta más de 10% de la fuerza cortante de un entrepiso, presenta un giro en su sección transversal al pasar un piso a otro o también presenta desalineamiento en sus ejes verticales de la dimensión del elemento. Siendo $I_a=0.80$

$$V_{elemento} \geq 0.10V_{elemento Edificio} \quad (10)$$

$$e > 0.25b \quad (11)$$

Tabla 24 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección x en placas

ELEMENTO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.10*VD.element	LONGITUD DEL ELEMENTO (m)	DESALINEAMIE NTO VERTICAL e	25% DE LA LONGITUD DEL ELEMENTO	ES IRREGULAR SI e>0.25B
PLCX4	54.5849	6.80%	NO COMPROBAR				
PLCX3	53.1003	6.62%	NO COMPROBAR				
PLCX5	113.1865	14.11%	COMPROBAR	3.265	0	0.81625	REGULAR
PLCX6	147.1408	18.34%	COMPROBAR	3.265	0	0.81625	REGULAR
PLX1	76.5769	9.55%	NO COMPROBAR				
PLX2	79.0804	9.86%	NO COMPROBAR				
PLY1	24.6471	3.07%	NO COMPROBAR				
PLY2	4.6567	0.58%	NO COMPROBAR				
PLY3	4.7438	0.59%	NO COMPROBAR				
PLY4	25.2557	3.15%	NO COMPROBAR				
PLY5	40.8678	5.09%	NO COMPROBAR				
PLY6	11.4294	1.42%	NO COMPROBAR				
PLY7	11.6676	1.45%	NO COMPROBAR				
PLY8	9.1553	1.14%	NO COMPROBAR				
PLY9	13.1761	1.64%	NO COMPROBAR				
PLY10	9.0667	1.13%	NO COMPROBAR				
PLY11	6.9574	0.87%	NO COMPROBAR				
PLY12	8.1178	1.01%	NO COMPROBAR				
PLYAC13	8.5851	1.07%	NO COMPROBAR				
PLYAC14	23.5016	2.93%	NO COMPROBAR				
PLYAC15	32.418	4.04%	NO COMPROBAR				

Fuente: Elaboración Propia

La verificación de las ecuaciones 10 y 11 de irregularidad de Discontinuidad de Sistemas Resistentes también se debe determinar en las columnas

Tabla 25 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección X en Columnas

ELEMENTO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.10*VD.element	LONGITUD DEL ELEMENTO (m)	DESALINEAMIE NTO VERTICAL e	25% DE LA LONGITUD DEL ELEMENTO	ES IRREGULAR SI e>0.25B
C1	52.9791	6.60%	NO COMPROBAR				
C2	55.1978	6.88%	NO COMPROBAR				
C3	12.6532	1.58%	NO COMPROBAR				
C4	8.6691	1.08%	NO COMPROBAR				
C5	1.9434	0.24%	NO COMPROBAR				
C6	0.8697	0.11%	NO COMPROBAR				
C7	8.9292	1.11%	NO COMPROBAR				
C8	1.365	0.17%	NO COMPROBAR				
C10	104.9179	13.08%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C12	4.4647	0.56%	NO COMPROBAR				
C13	9.2318	1.15%	NO COMPROBAR				
C14	8.0061	1.00%	NO COMPROBAR				
C15	3.7047	0.46%	NO COMPROBAR				
C16	10.0642	1.25%	NO COMPROBAR				
C17	7.6385	0.95%	NO COMPROBAR				
C18	39.7937	4.96%	NO COMPROBAR				
C19	110.9528	13.83%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C20	53.9299	6.72%	NO COMPROBAR				
C21	13.4871	1.68%	NO COMPROBAR				
C22	32.1763	4.01%	NO COMPROBAR				
C23	40.2539	5.02%	NO COMPROBAR				
C24	47.2214	5.89%	NO COMPROBAR				
C25	32.2045	4.01%	NO COMPROBAR				
C26	21.8234	2.72%	NO COMPROBAR				

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente se hace la verificación para la dirección Y

Tabla 26 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección Y en Placas

PISO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.10*VD.elementos	LONGITUD DEL ELEMENTO (m)	DESALINEAMIENTO VERTICAL e	25% DE LA LONGITUD DEL ELEMENTO	ES IRREGULAR SI e>0.25B
PLCX4	7.2487	0.90355%	NO COMPROBAR				
PLCX3	11.0959	1.38310%	NO COMPROBAR				
PLCX5	15.4925	1.93114%	NO COMPROBAR				
PLCX6	24.6861	3.07712%	NO COMPROBAR				
PLX1	23.7065	2.95501%	NO COMPROBAR				
PLX2	18.9088	2.35698%	NO COMPROBAR				
PLY1	71.713	8.93902%	NO COMPROBAR				
PLY2	46.9985	5.85836%	NO COMPROBAR				
PLY3	47.5878	5.93181%	NO COMPROBAR				
PLY4	74.5639	9.29438%	NO COMPROBAR				
PLY5	121.8013	15.18252%	COMPROBAR	4.85	0	1.2125	REGULAR
PLY6	46.5547	5.80304%	NO COMPROBAR				
PLY7	36.8726	4.59617%	NO COMPROBAR				
PLY8	44.4687	5.54302%	NO COMPROBAR				
PLY9	41.5446	5.17853%	NO COMPROBAR				
PLY10	46.3058	5.77201%	NO COMPROBAR				
PLY11	43.6453	5.44038%	NO COMPROBAR				
PLY12	44.1427	5.50238%	NO COMPROBAR				
PLYAC13	66.8846	8.33716%	NO COMPROBAR				
PLYAC14	18.1094	2.25733%	NO COMPROBAR				
PLYAC15	83.8344	10.44995%	COMPROBAR	4	0	1	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27 Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Dirección Y en Columnas

ELEMENTO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.10*VD.elementos	LONGITUD DEL ELEMENTO (m)	DESALINEAMIENTO VERTICAL e	25% DE LA LONGITUD DEL ELEMENTO	ES IRREGULAR SI e>0.25B
C1	71.278	8.88%	NO COMPROBAR				
C2	63.781	7.95%	NO COMPROBAR				
C3	61.6606	7.69%	NO COMPROBAR				
C4	62.4522	7.78%	NO COMPROBAR				
C5	20.2076	2.52%	NO COMPROBAR				
C6	20.9996	2.62%	NO COMPROBAR				
C7	30.0708	3.75%	NO COMPROBAR				
C8	23.2922	2.90%	NO COMPROBAR				
C10	55.6704	6.94%	NO COMPROBAR				
C12	53.8041	6.71%	NO COMPROBAR				
C13	54.5272	6.80%	NO COMPROBAR				
C14	93.1113	11.61%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C15	92.6043	11.54%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C16	85.7816	10.69%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C17	85.4406	10.65%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C18	64.6861	8.06%	NO COMPROBAR				
C19	40.0033	4.99%	NO COMPROBAR				
C20	25.9375	3.23%	NO COMPROBAR				
C21	93.5918	11.67%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C22	28.1995	3.52%	NO COMPROBAR				
C23	68.6828	8.56%	NO COMPROBAR				
C24	47.3714	5.90%	NO COMPROBAR				
C25	97.9035	12.20%	COMPROBAR	3	0	0.75	REGULAR
C26	58.7463	7.32%	NO COMPROBAR				

Fuente: Elaboración Propia

Se puede concluir de la tabla 24, 25, 26, 27 no existe irregularidad Discontinuidad de Sistemas Resistentes en la dirección x y y, este proceso se determina para todos los elementos (columnas y placas) que soporten más de 10% de la fuerza cortante de entresuelo

Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes:

Cuando Existe en un entrepiso un elemento discontinuo que soporta más de 25% de la fuerza cortante del entrepiso, la norma considera discontinuidad Extrema [17] ,siendo Ia 0.60.

$$V_{elemento} \geq 0.25 V_{elemento Edificio} \quad (12)$$

$$e > 0.25b \quad (13)$$

Tabla 28 Irregularidad Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes Dirección X en Placas

PISO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.25*VD.elemento s
PLCX4	54.5849	6.80400%	NO COMPROBAR
PLCX3	53.1003	6.61895%	NO COMPROBAR
PLCX5	113.1865	14.10868%	NO COMPROBAR
PLCX6	147.1408	18.34108%	NO COMPROBAR
PLX1	76.5769	9.54530%	NO COMPROBAR
PLX2	79.0804	9.85736%	NO COMPROBAR
PLY1	24.6471	3.07226%	NO COMPROBAR
PLY2	4.6567	0.58046%	NO COMPROBAR
PLY3	4.7438	0.59131%	NO COMPROBAR
PLY4	25.2557	3.14812%	NO COMPROBAR
PLY5	40.8678	5.09417%	NO COMPROBAR
PLY6	11.4294	1.42467%	NO COMPROBAR
PLY7	11.6676	1.45437%	NO COMPROBAR
PLY8	9.1553	1.14121%	NO COMPROBAR
PLY9	13.1761	1.64240%	NO COMPROBAR
PLY10	9.0667	1.13016%	NO COMPROBAR
PLY11	6.9574	0.86724%	NO COMPROBAR
PLY12	8.1178	1.01188%	NO COMPROBAR
PLYAC13	8.5851	1.07013%	NO COMPROBAR
PLYAC14	23.5016	2.92947%	NO COMPROBAR
PLYAC15	32.418	4.04090%	NO COMPROBAR

Fuente: Elaboración Propia

Se ha verificado la ecuación 12 y 13 en la dirección Y para placas

Tabla 29 Irregularidad Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes: Dirección Y En Placas

PISO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.25*VD.elemento s
PLCX4	7.249	0.90%	NO COMPROBAR
PLCX3	11.096	1.38%	NO COMPROBAR
PLCX5	15.493	1.93%	NO COMPROBAR
PLCX6	24.686	3.08%	NO COMPROBAR
PLX1	23.707	2.96%	NO COMPROBAR
PLX2	18.909	2.36%	NO COMPROBAR
PLY1	71.713	8.94%	NO COMPROBAR
PLY2	46.999	5.86%	NO COMPROBAR
PLY3	47.588	5.93%	NO COMPROBAR
PLY4	74.564	9.29%	NO COMPROBAR
PLY5	121.801	15.18%	NO COMPROBAR
PLY6	46.555	5.80%	NO COMPROBAR
PLY7	36.873	4.60%	NO COMPROBAR
PLY8	44.469	5.54%	NO COMPROBAR
PLY9	41.545	5.18%	NO COMPROBAR
PLY10	46.306	5.77%	NO COMPROBAR
PLY11	43.645	5.44%	NO COMPROBAR
PLY12	44.143	5.50%	NO COMPROBAR
PLYAC13	66.885	8.34%	NO COMPROBAR
PLYAC14	18.109	2.26%	NO COMPROBAR
PLYAC15	83.834	10.45%	NO COMPROBAR

Fuente: Elaboración Propia

Debido que ningún elementó no pasa del 25% de la cortante de entrepiso no existe irregularidad Discontinuidad Extrema de Sistemas Resistentes no se evaluó para columnas ya que no soportan mas del 25 % de la fuerza cortante

-Se ha evaluado todas las irregularidades en altura de la norma e0.30 y se a tomado el valor de Ia=1

Irregularidad en planta (IP):

Como Irregularidades en planta la Norma Considera las Irregularidades de torsión, esquinas entrantes, discontinuidad de diafragmas y sistemas no paralelos [17]

Irregularidad Torsional

Deben cumplirse ambas condiciones descritas en las ecuaciones 14 y 15 en cualquiera de los niveles y en cualquier dirección X o Y, para que la estructura presente irregularidad torsional. [8] Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible, siendo $I_p=0.75$ [17]

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 0.5 \frac{\Delta}{h_i} \quad (14)$$

$$\frac{Dezp_{max}}{h_i} > 1.3 \frac{Dezp_{pro}}{h_i} \quad (15)$$

Tabla 30 Verificación del desplazamiento relativo en la dirección X

PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	50%*Δi/hi	VERIFICACIÓN
BASE	300	0.045	0.2025	0.2025	0.0007	0.0035	CUMPLE
PISO 1	270	0.2328	1.0476	0.8451	0.0031	0.0035	CUMPLE
PISO 2	270	0.4844	2.1798	1.1322	0.0042	0.0035	NO CUMPLE
PISO 3	270	0.7606	3.4227	1.2429	0.0046	0.0035	NO CUMPLE
PISO 4	270	1.0409	4.68405	1.26135	0.0047	0.0035	NO CUMPLE
PISO 5	270	1.3097	5.89365	1.2096	0.0045	0.0035	NO CUMPLE
PISO 6	270	1.5561	7.00245	1.1088	0.0041	0.0035	NO CUMPLE
PISO 7	270	1.7731	7.97895	0.9765	0.0036	0.0035	NO CUMPLE
PISO 8	270	1.9574	8.8083	0.82935	0.0031	0.0035	CUMPLE
AZOTEA	241	1.9991	8.99595	0.18765	0.0008	0.0035	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31 Verificación del desplazamiento relativo en la dirección Y

PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	50%*Δi/hi	VERIFICACIÓN
BASE	300	0.0242	0.1089	0.1089	0.0004	0.0035	CUMPLE
PISO 1	270	0.1219	0.54855	0.43965	0.0016	0.0035	CUMPLE
PISO 2	270	0.268	1.206	0.65745	0.0024	0.0035	CUMPLE
PISO 3	270	0.4455	2.00475	0.79875	0.0030	0.0035	CUMPLE
PISO 4	270	0.6417	2.88765	0.8829	0.0033	0.0035	CUMPLE
PISO 5	270	0.8455	3.80475	0.9171	0.0034	0.0035	CUMPLE
PISO 6	270	1.0489	4.72005	0.9153	0.0034	0.0035	CUMPLE
PISO 7	270	1.2463	5.60835	0.8883	0.0033	0.0035	CUMPLE
PISO 8	270	1.4347	6.45615	0.8478	0.0031	0.0035	CUMPLE
AZOTEA	241	1.5987	7.19415	0.738	0.0031	0.0035	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Debido que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible se debe comprobar la ecuación 15 de irregularidad torsional en la dirección x, y ya no en la Dirección Y ya que las derivas son menores que 50% del desplazamiento permisible

Tabla 32 Irregularidad Torsional en la Dirección X

PISO	DEZP. 1	DEZP. 2	DEZP. MÁXIMO	DEZP. PROMEDIO	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	0.1262	0.1309	0.1309	0.1286	1.0183
PISO 8	0.1623	0.1684	0.1684	0.1654	1.0184
PISO 7	0.1897	0.1974	0.1974	0.1936	1.0199
PISO 6	0.2143	0.2234	0.2234	0.2189	1.0208
PISO 5	0.2331	0.2432	0.2432	0.2382	1.0212
PISO 4	0.2422	0.2531	0.2531	0.2477	1.0220
PISO 3	0.2374	0.2484	0.2484	0.2429	1.0226
PISO 2	0.2139	0.2247	0.2247	0.2193	1.0246
PISO 1	0.1569	0.1659	0.1659	0.1614	1.0279
BASE	0.0417	0.0426	0.0426	0.0422	1.0107
					REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Se concluyo de la tabla 30, tabla 31y tabla 32: no cuenta con irregularidad torsional tanto para la Dirección x y para la Dirección Y

Irregularidad Torsional Extrema

Deben cumplirse la condición escrita de la ecuación 16 en cualquiera de los niveles y en cualquier dirección X o Y, para que la estructura presente irregularidad torsional extrema. siendo $I_p=0.60$ [8]

$$\frac{Dezp_{max}}{h_i} > 1.5 \frac{Dezp_{pro}}{h_i} \quad (16)$$

Tabla 33 Irregularidad Torsional Extrema en la Dirección X

PISO	DEZP. RELAT.	DEZP.PROMEDIO	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	0.1309	0.1286	1.0183
PISO 8	0.1684	0.1654	1.0184
PISO 7	0.1974	0.1936	1.0199
PISO 6	0.2234	0.2189	1.0208
PISO 5	0.2432	0.2382	1.0212
PISO 4	0.2531	0.2477	1.0220
PISO 3	0.2484	0.2429	1.0226
PISO 2	0.2247	0.2193	1.0246
PISO 1	0.1659	0.1614	1.0279
BASE	0.0426	0.0422	1.0107
			REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

De mismo modo se a verificado la ecuación 16 en la dirección Y

Tabla 34 Irregularidad Torsional Extrema en la Dirección Y

PISO	DEZP. RELAT.	DEZP.PROMEDIO	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	0.1640	0.1544	1.0622
PISO 8	0.1884	0.1809	1.0417
PISO 7	0.1974	0.1907	1.0354
PISO 6	0.2034	0.1826	1.1139
PISO 5	0.2246	0.2142	1.0486
PISO 4	0.1962	0.1930	1.0168
PISO 3	0.1779	0.1762	1.0096
PISO 2	0.1466	0.1464	1.0017
PISO 1	0.0978	0.0973	1.0051
BASE	0.0242	0.0242	1.0021
			REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Se Concluyo que en ambas direcciones no presenta irregularidad torsional extrema

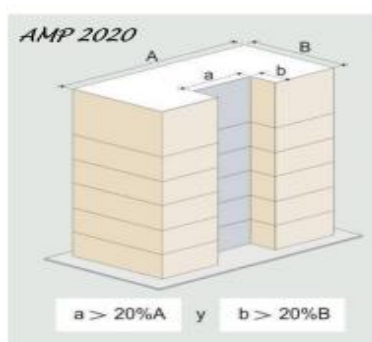
Esquinas entrantes

Esta Irregularidad considera las dimensiones de la esquina entrante en relación a las dimensiones de la planta. En función de las dimensiones mostradas en la figura, existe irregularidad cuando se cumpla que:

$$a > 0.2 * A \quad (17)$$

$$b > 0.2 * B \quad (18)$$

Figura 17 Esquinas entrantes Norma E0.30



Fuente: N. t. E0.030,2020

Tabla 35 Esquinas entrantes en la Dirección X

PISO	VERIFICACIÓN 1	hay esquinas entrantes
AZOTEA	17.96	
PISO 8	17.96	
PISO 7	17.96	
PISO 6	17.96	
PISO 5	17.96	
PISO 4	17.96	
PISO 3	17.96	
PISO 2	17.96	
PISO 1	17.96	
BASE	17.96	
REGULAR		

Fuente: Elaboración Propia

Se verifica la ecuación 18 en la dirección Y

Tabla 36 Esquinas entrantes en la Dirección Y

PISO	LONGITUD Y	ESQUINA ENTRANTE	VERIFICACIÓN 1
AZOTEA	13.75	4.85	IRREGULAR
PISO 8	34.92	no hay esquinas entrantes	
PISO 7	34.92		
PISO 6	34.92		
PISO 5	34.92		
PISO 4	34.92		
PISO 3	34.92		
PISO 2	34.92		
PISO 1	34.92		
BASE	34.92		

Fuente: Elaboración Propia

Se concluyo que en la dirección x no hay esquinas entrantes, pero en la dirección Y Si hay esquinas entrantes en la azotea y además se cumple la ecuación 18 y por lo tanto es irregular pero esta irregularidad se cumplir para ambas direcciones y por lo tanto no hay irregularidad en esquinas entrantes se tomar el valor $I_p=1$.

Discontinuidad de diafragma

Para que la estructura presente discontinuidad de diafragma, el área de los vacíos en planta debe ser mayor al 50% del área total del piso [17]

Tabla 37 Discontinuidad de diafragma

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
PISO	ÁREA TOTAL	ÁREA VACIOS	VERIFICACIÓN 1
PISO 8	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 7	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 6	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 5	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 4	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 3	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 2	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 1	627.1632	77.3805	12.34%
			REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Sistema no Paralelos

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso. [15]

Tabla 38 Sistema no paralelos en la Dirección X

ELEMENTO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.10*VD.elemento	VERIFICACION	COMPROBACION
PLCX5	113.1865	14.11%	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
PLCX6	147.1408	18.34%	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C10	104.9179	13.08%	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C19	110.9528	13.83%	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39 Sistema no paralelos en la Dirección Y

PISO	V2(TON)	V2/VDINAMICA	VERIFICACION 1 VD \geq 0.10*VD.elemento	VERIFICACION	COMPROBACION
PLY5	121.8013	0.151825186	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
PLYAC15	83.8344	0.104499487	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C14	93.1113	0.116063133	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C15	92.6043	0.115431158	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C16	85.7816	0.10692667	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C17	85.4406	0.106501614	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C21	93.5918	0.116662075	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR
C25	97.9035	0.122036605	COMPROBAR	PARALELO	REGULAR

Fuente: Elaboración Propia

Se concluyo que en la dirección X y Y si teníamos elementos que resistían más de 10% de la fuerza cortante del piso, pero son elementos paralelos por lo tanto no hay una irregularidad de sistema no paralelo

Para seleccionar el factor de irregularidad en planta, de acuerdo a la Norma E030, se toma el menor valor de todas las irregularidades en planta. Debido a que la estructura presenta irregularidad en esquinas entrantes, se toma un valor de $I_p = 1$ [8]

Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la tabla N 8 y de los factores I_a , I_p obtenidos de irregularidades en planta y en altura

Por lo tanto, el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas es de:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 7 * 1 * 1 = 7 \text{ para la Dirección X}$$

$$R = 6 * 1 * 1 = 6 \text{ Para la Dirección Y}$$

PARAMETROS SISMICOS				
UBICACIÓN:		FACTOR DE USO "U":		
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE	FACTOR DE USO:	C	
PROVINCIA:	CHICLAYO	EDIFICACIÓN:	Comunes	
DISTRITO:	CHICLAYO	U =	1	
FACTOR DE ZONA:		REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA:		
ZONA:	4	SISTEMA ESTRUCT:	Dirección X	Dirección Y
Z =	0.45		DUAL	M. ESTRUCT.
AMPLIFICACIÓN DEL SUELO:				
TIPO DE SUELO:	S2	$R_0 =$	7	6
S =	1.05	$I_a =$	1	1
T_p (s) =	0.60	$I_b =$	1	1
T_l (s) =	2.00	R =	7	6

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 40 Parámetros Sísmicos

Análisis estático

La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determinó usando la expresión dada por la Norma E-030: [19]

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * P$$

$$V = \frac{0.45 * 1 * 1.05 * 2.50}{7} * 5921.39tn$$

$$VX = 999.23 \text{ tn}$$

$$\frac{0.45 * 1 * 1.05 * 2.50}{6} * 5921.39tn$$

$$VY = 1165.77 \text{ tn}$$

-También se verifico la cortante basal del edificio por el Software Etabs

Figura 18 Cortante Basal Estático del Etabs

E Base Reactions										
File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Base Reactions										
Filter: ([Output Case] = 'SISMO EXTATICO X' OR [Output Case] = 'SISMO EXTATICO Y') AND ([Step Number] <= 1)										
	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-cm	MY tonf-cm	MZ tonf-cm
▶	SISMO EXTATI...	LinStatic	Step By Step	1	-999.1893	0	0	0	-1769647.501	1837355.23
	SISMO EXTATI...	LinStatic	Step By Step	1	0	-1165.5236	0	2064239.295	0	-1144886.72

Fuente: Elaboración Propia

Análisis dinámico

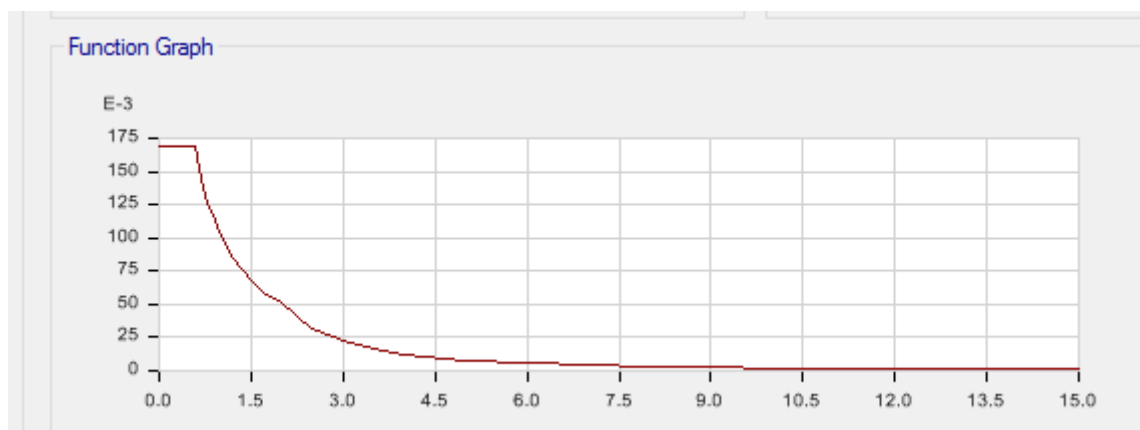
Aceleración Espectral

Según la Norma E 030 – Diseño Sismorresistente, en el capítulo 4 “Análisis estructural”, en el artículo 26 “Análisis Dinámico Modal Espectral”, punto 26.2. “Aceleración Espectral”, menciona lo siguiente: Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de Pseudo-aceleraciones definido por: [8]

$$S_a = \frac{Z * U * S * C}{R} * g$$

La definición del espectro de respuesta en el Software Etabs, se realizó considerando valores de la Tabla 40 de parámetros sísmico obteniendo el espectro de respuesta que se observa en la Figura

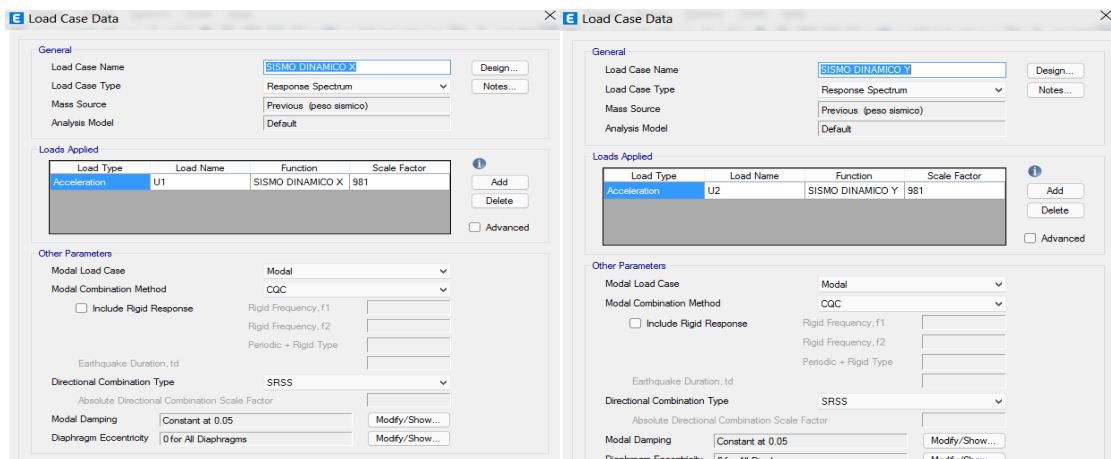
Figura 19 Espectro de Respuesta Etabs



Fuente: Elaboración Propia

Del Mismo Modo se definieron las cargas de espectro dinámico X y Y en el software Etabs en load Cases

Figura 20 Definición en Load cases del sismo Dinámico X y Y



Fuente: Elaboración Propia

Fuerza cortante de entrepiso

Del análisis modal espectral, se obtuvieron las fuerzas cortantes de entrepiso en cada dirección. En la Tabla 41 se muestran fuerzas cortantes obtenidas por el sismo dinámico X-X en cada nivel de la estructura, obteniendo como fuerza cortante basal de 802.247 tn

Tabla 41 Fuerzas De entrepiso del sismo Dinámico X

FUERZA DE ENTREPISO			
PISO	SISMO	VX(tonf)	Altura (m)
azotea	SISMO DX	62.5651	24.01
Story8	SISMO DX	217.0783	21.6
Story7	SISMO DX	358.8265	18.9
Story6	SISMO DX	478.5397	16.2
Story5	SISMO DX	578.8884	13.5
Story4	SISMO DX	660.4921	10.8
Story3	SISMO DX	723.486	8.1
Story2	SISMO DX	767.5048	5.4
Story1	SISMO DX	792.298	2.7
BASE	SISMO DX	802.247	0

Fuente: Elaboración Propia

Del mismo modo se obtuvo las fuerzas de entre piso en la dirección Y

Tabla 42 Fuerzas De entrepiso del sismo Dinámico Y

FUERZA DE ENTREPISO			
PISO	SISMO	VY(tonf)	Altura (m)
azotea	SISMO DY	78.4942	24.01
Story8	SISMO DY	270.0792	21.6
Story7	SISMO DY	439.0696	18.9
Story6	SISMO DY	576.0427	16.2
Story5	SISMO DY	686.9447	13.5
Story4	SISMO DY	776.31	10.8
Story3	SISMO DY	845.5892	8.1
Story2	SISMO DY	893.9585	5.4
Story1	SISMO DY	920.9778	2.7
BASE	SISMO DY	932.5309	0

Fuente: Elaboración Propia

Determinación de desplazamientos laterales.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75R$, los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.85R$, los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. En nuestra edificación como es una estructura regular en planta se multiplica por $0.75R$ [15] [19]

Tabla 43 Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico X-X

SISMO DINAMICO X							
PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	DESPL PERMISIBLE	VERIFICACIÓN
BASE	300	0.045	0.2025	0.2025	0.00068	0.007	CUMPLE
PISO 1	270	0.2328	1.0476	0.8451	0.00313	0.007	CUMPLE
PISO 2	270	0.4844	2.1798	1.1322	0.00419	0.007	CUMPLE
PISO 3	270	0.7606	3.4227	1.2429	0.00460	0.007	CUMPLE
PISO 4	270	1.0409	4.68405	1.26135	0.00467	0.007	CUMPLE
PISO 5	270	1.3097	5.89365	1.2096	0.00448	0.007	CUMPLE
PISO 6	270	1.5561	7.00245	1.1088	0.00411	0.007	CUMPLE
PISO 7	270	1.7731	7.97895	0.9765	0.00362	0.007	CUMPLE
PISO 8	270	1.9574	8.8083	0.82935	0.00307	0.007	CUMPLE
AZOTEA	241	1.9991	8.99595	0.18765	0.00078	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 44 Derivas de entrepiso de la estructura por sismo dinámico Y-Y

SISMO DINAMICO Y							
PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	DESPL PERMISIBLE	VERIFICACIÓN
BASE	300	0.0242	0.1089	0.1089	0.00036	0.007	CUMPLE
PISO 1	270	0.1219	0.54855	0.43965	0.00163	0.007	CUMPLE
PISO 2	270	0.268	1.206	0.65745	0.00244	0.007	CUMPLE
PISO 3	270	0.4455	2.00475	0.79875	0.00296	0.007	CUMPLE
PISO 4	270	0.6417	2.88765	0.8829	0.00327	0.007	CUMPLE
PISO 5	270	0.8455	3.80475	0.9171	0.00340	0.007	CUMPLE
PISO 6	270	1.0489	4.72005	0.9153	0.00339	0.007	CUMPLE
PISO 7	270	1.2463	5.60835	0.8883	0.00329	0.007	CUMPLE
PISO 8	270	1.4347	6.45615	0.8478	0.00314	0.007	CUMPLE
AZOTEA	241	1.5987	7.19415	0.738	0.00306	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Análisis Tiempo Historia

El análisis tiempo historia, es una metodología de análisis sísmico, el cual considera el peligro sísmico de la zona, expresado en acelerogramas (registros sísmicos), en el presente trabajo se toma registros sísmicos correspondientes a la zona 4, (costa) del Perú, además estos registros sísmicos deberán ser escalados y corregidos con el programa Sismo Signal [11]

Registros Sísmicos

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales. Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean al máximo sismo considerado [11]

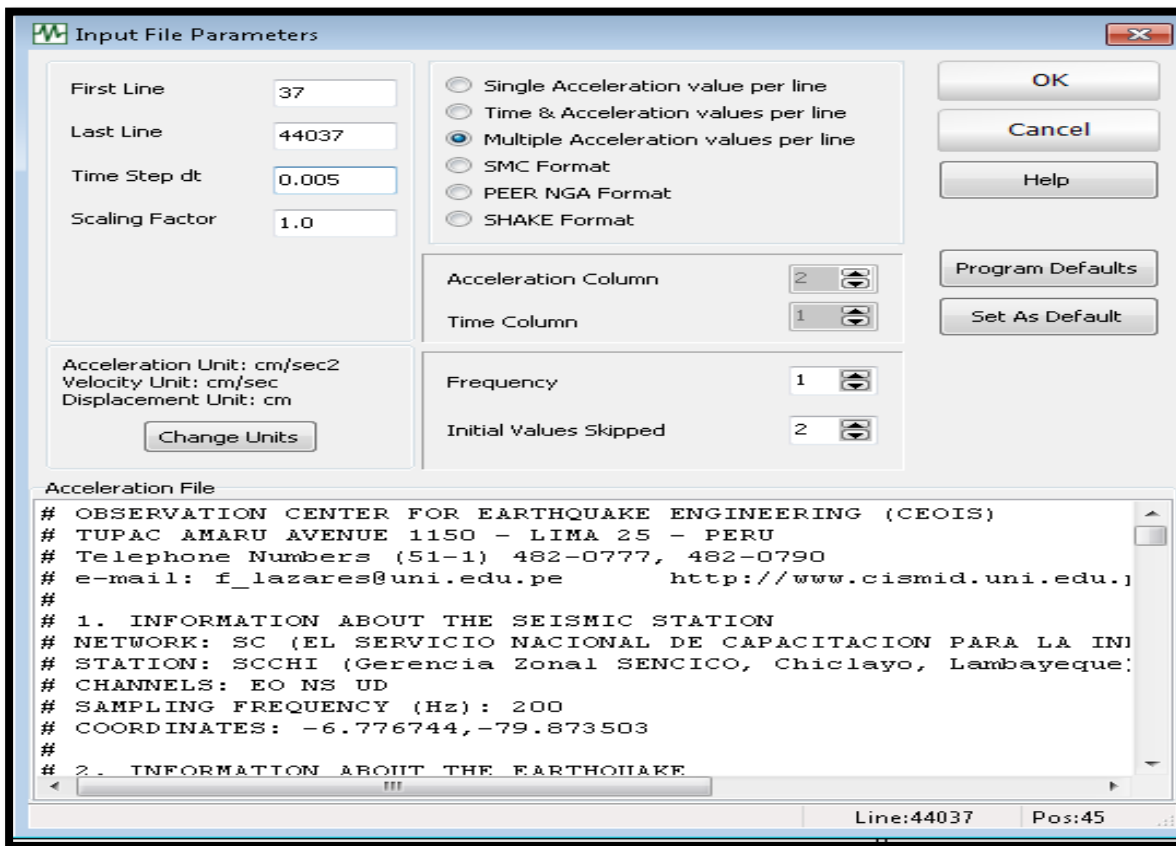
Sismos Seleccionados

Los sismos que han sido seleccionados y corregidos han sido los sismos ocurridos en el Piura 18 de octubre de 2021 y el 3 de febrero Condorcanqui Amazonas y uno de los sismos más fuertes de Perú que el de lima 1974 Estos registros sísmicos han sido extraídos de la página <http://www.cismid.uni.edu.pe/> [19]

Corrección el software Sismo Signal

Una vez extraído los acelerogramas de la página CISMID se procede a corregirlos a su línea base con el programa Sismo Signal este proceso consiste en tres pasos: Primero introducimos el acelerogramas al software

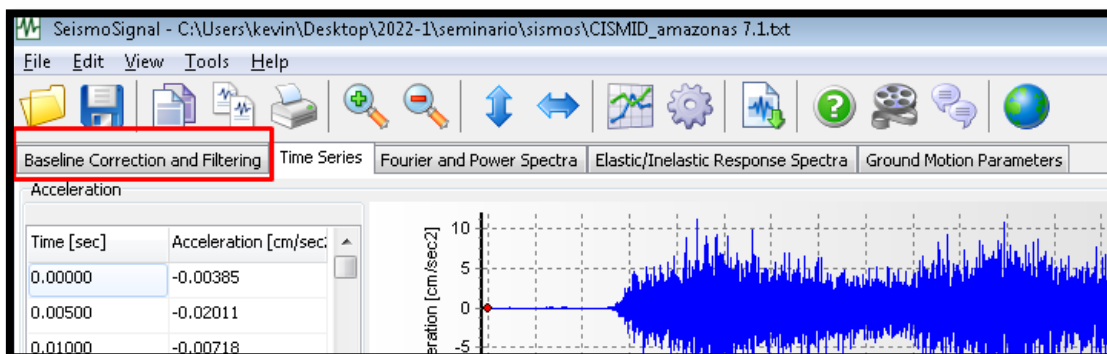
Figura 21 Archivo de texto del Acelerograma



Fuente: Elaboración Propia

-Como segundo paso entramos al Baseline Correction and Fliterin

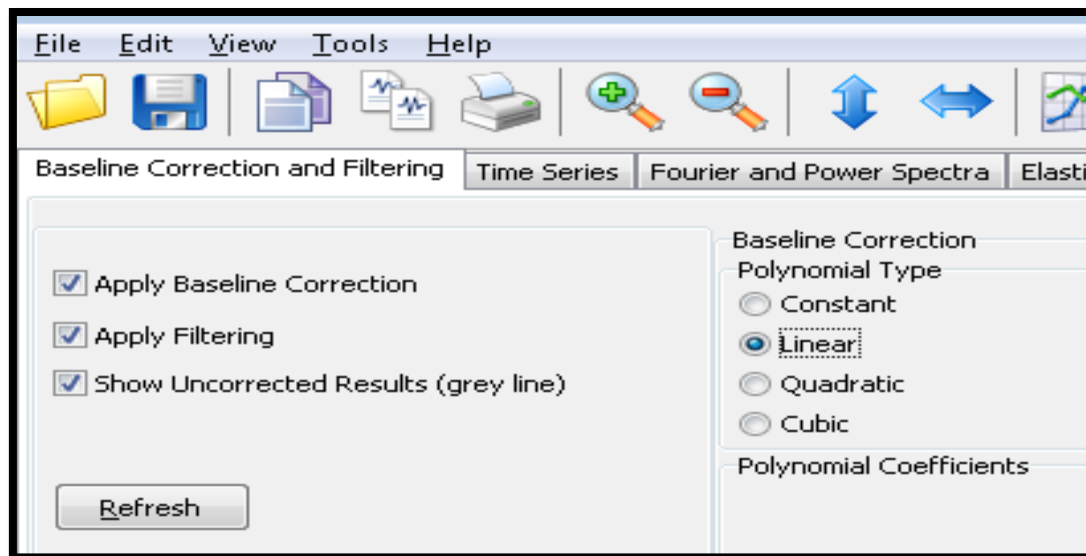
Figura 22 Selección Baseline Correction and Fliterin



Fuente: Elaboración Propia

Por último, seleccionamos en Baseline correction Polinomial Type y el programa procede a la corrección en la base de los acelerograma

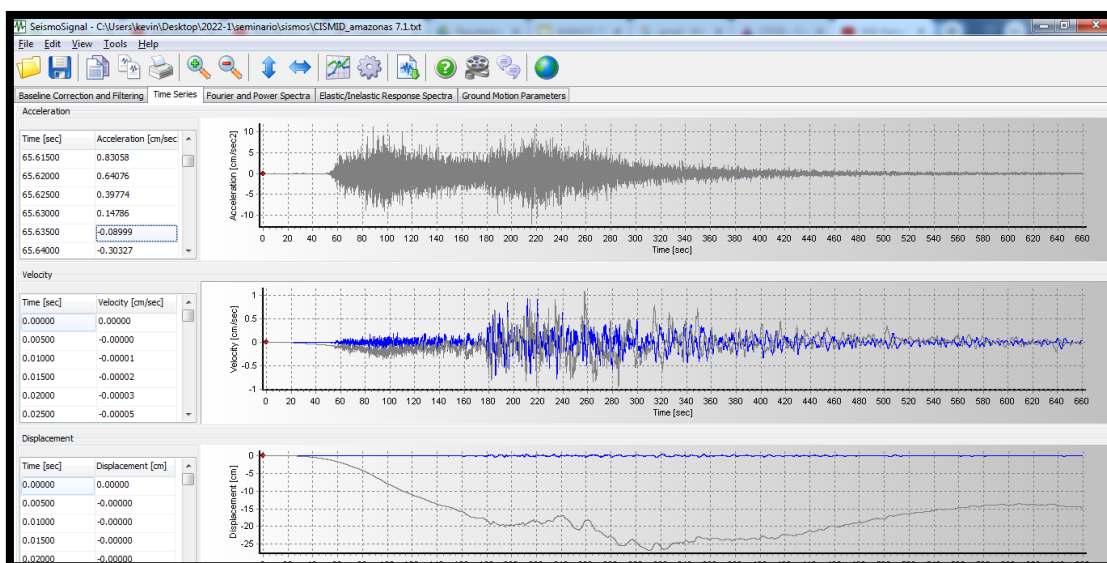
Figura 23 Autocorrección Linear de los Sismos



Fuente: Elaboración Propia

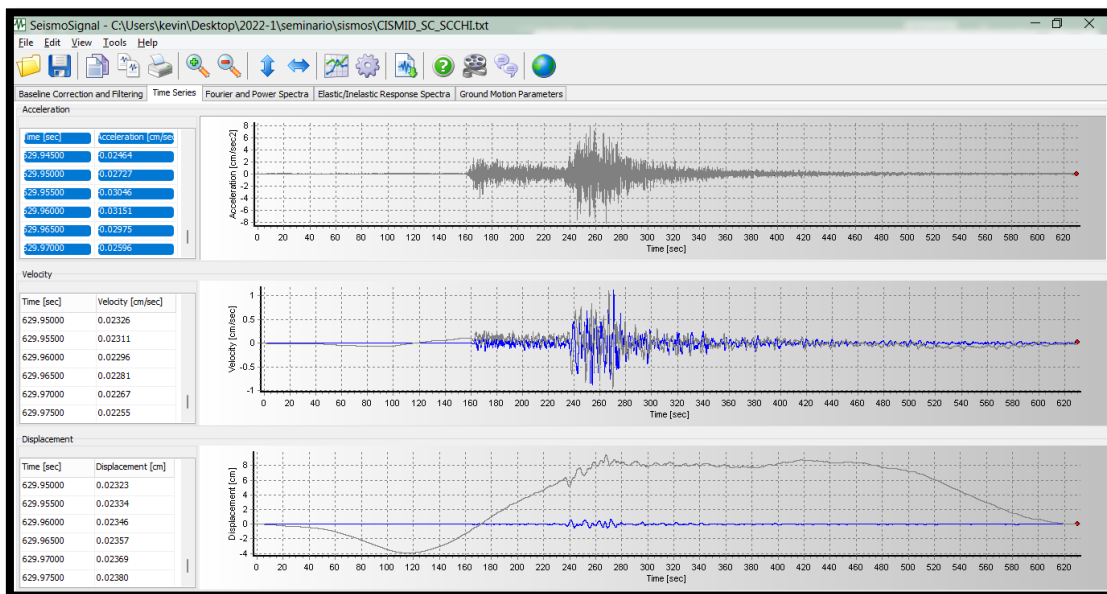
Automáticamente el programa autocorrigie el acelerograma a su línea base este proceso se ha hecho para todos los Sismos

Figura 24 Corrección sismo Amazonas



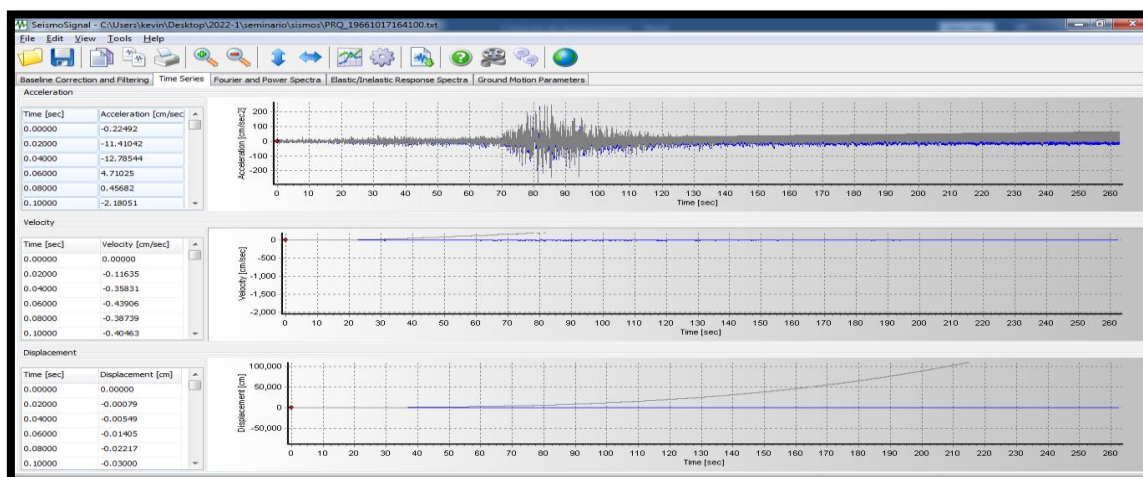
Fuente: Elaboración Propia

Figura 25 Corrección sismo Piura



Fuente: Elaboración Propia

Figura 26 Corrección Sismo Lima 74



Fuente: Elaboración Propia

Los registros obtenidos escalados son ingresados en el programa Etabs v18., definidos como una función Time history, para luego crear el caso de carga y en su dirección correspondiente en un tipo de caso lineal tiempo historia. [11] cómo se puede ver en la figura 27

Figura 27 Load Case Tipo Linear Tiempo Historia

E Load Case Data [Close]

General

Load Case Name: sismo lima 74 [Design...]

Load Case Type/Subtype: **Time History** [Linear Modal] [Notes...]

Mass Source: Previous (peso sismico)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	lima 74	2.466E-05

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Time History Motion Type: Transient

Number of Output Time Steps: 4899

Output Time Step Size: 0.02 sec

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Fuente: Elaboración Propia

Aplicación de amortiguadores de masa sintonizada

Para definir los parámetros óptimos, se tomaron en cuenta las siguientes

Consideraciones de acuerdo al método de Sadek et. al:

- La masa equivalente considerada es del 1% de la masa total de la estructura.

Siendo $u = 0.01$

- Se consideró una relación de frecuencias entre el AMS y el edificio igual a 1, siendo una sintonía perfecta. La rigidez del AMS se encuentra definida por la rigidez lateral de los aisladores elastómeros con refuerzo de acero.

Diseño de amortiguador a 1%

La masa del AMS corresponde a 1 % de la masa total de la estructura. De acuerdo a los valores obtenidos del ETABS, se obtuvo lo siguiente:

$$\text{Peso ams} = u * \text{Masa dela estructura}$$

$$\text{Peso ams} = 0.01 * 5921.390tn$$

$$\text{Peso ams} = 59.2139 tn$$

Rigidez del ams

La rigidez total del AMS corresponde a la suma de las rigideces horizontales de los aisladores elastoméricos. Para lo cual, de acuerdo a la ecuación 2.4, la rigidez total, del AMS es:

$$K_{ams} = n \frac{4\pi^2 * P_T}{T^2 * g} \quad (20)$$

Se calcula P_t la carga de compresión máxima de un aislador

$$P_t = c * \text{masa de la estructura}$$

$c =$ porcentaje de masa participativa del primer modo de vibración

$$P_t = 0.673 * 59.2139 \text{ tn}$$

$$P_t = 39.6733 \text{ tn}$$

Luego se procesa a hallar la rigidez del Ams con la fórmula número 20

$$K_{ams} = n \frac{4\pi^2 * P_T}{T^2 * g}$$

$$K_{ams} = 4 \frac{4\pi^2 * 39.673 \text{ tn}}{(0.509s)^2 * 9.81m/s^2}$$

$$K_{ams} = 2464.99 \text{ ton/m}$$

En la cual esta rigidez obtenida debemos dividirla entre número total de aisladores

$$K_{AISLADOR} = \frac{2464.99 \text{ tn/m}}{4}$$

$$K_{AISLADOR} = 616.248 \text{ tn}$$

Amortiguador de masa sintonizada

El amortiguamiento del AMS, corresponde al amortiguamiento total de los 4 aisladores elastoméricos, lo cual se obtiene mediante la expresión 21. [19]

$$C = 2\xi\sqrt{K_{ams} * A_{ams}} \quad (21)$$

Donde:

$$M_{ams} = \frac{\text{PesoAMS}}{g}$$

$$M_{ams} = \frac{59.2139 \text{ tn}}{9.81m/s^2}$$

$$M_{ams} = 6.036075 \text{ tn} * s^2/m$$

Y la razón de amortiguamiento lo hallaremos con formula según Den Hartog

Razón de amortiguamiento (ξ)

$$\xi = \sqrt{\frac{3 * u}{8 * (1 + u)^3}}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{3 * 0.01}{8 * (1 + 0.01)^3}}$$

$$\xi = 0.0603$$

$$C = 2(0.0603) * \sqrt{\frac{C = 2\xi \sqrt{K_{ams} * M_{ams}}}{2464.9928 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 6.0360756 \text{tn} * s^2/m}}$$

Amortiguador de cada Aislador

$$C = 14.7179 \text{ tn/m}$$

$$C_{aislador} = \frac{C_{aislador} = \frac{C}{4}}{4}$$

$$C_{aislador} = 3.67949 \text{ tn/m}$$

Diseño del ams

El AMS está conformado por un bloque de concreto y cuatro aisladores elastoméricos con refuerzo de acero, los cuales actúan como un sistema de protección pasivo provisto de masa, rigidez y amortiguamiento a la estructura. El bloque de concreto se definió a fin de cumplir con la masa requerida del AMS, con un [8] peso específico de 2.4 ton/m³, por lo tanto, se obtuvo lo siguiente:

$$a * b * c * 2.4 = \text{peso AMS}$$

Dónde a y b son los lados del bloque de concreto del AMS y c es la altura. Considerando c = 2 m y una sección cuadrada se tuvo:

$$a^2 = \frac{568.342379 \text{tn}}{2.4 \text{ton/m}^3 * 2 \text{m}}$$

$$a = 7.83 \text{ m}$$

Se a optado en colocar el ams en una dimensio de 6.10 m x 4.25 m

Modelamiento del Ams en etabs

Modelamiento del bloque de concreto

Para el modelado del bloque de concreto, se definió una sección en el programa ETABS de área Slab, tipo Shell Thin, en el cual se ingresaron las propiedades del bloque de concreto, como se puede observar en la Figura 27

Figura 28 Modelamiento del concreto en ETABS

The image shows a dialog box titled "Slab Property Data" with the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name: BLOQUE
 - Slab Material: FC 210
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Modeling Type: Shell-Thin
 - Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
 - Display Color: (Green color swatch) Change...
 - Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:**
 - Type: Slab
 - Thickness: 2 m

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Fuente: Elaboración Propia

Modelamiento de los aisladores

Para el modelado de los aisladores, se realizó lo siguiente:

- Se definió un Link con el nombre Aislador, en el cual se asignó el tipo y los grados de libertad del AMS, tal y como se muestra en la Figura 28 [8]

Figura 29 Modelamiento de los Aisladores en Programa Etabs

The image shows a dialog box titled "General" with the following fields and options:

- General:**
 - Link Property Name: LINK AMS1
 - Link Type: Rubber Isolator
 - Link Property Notes: Modify/Show Notes...
 - P-Delta Parameters: Modify/Show...
 - Acceptance Criteria: Modify/Show... None specified
- Total Mass and Weight:**
 - Mass: 6.03 tonf-s²/m
 - Weight: 0 tonf
 - Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²
 - Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²
 - Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Bottom section: Factors for Line and Area Springs

Fuente: Elaboración Propia

-Se colocó la masa del Ams que es 6.03 5tn-s²/m

Se ingresó la rigidez efectiva y el amortiguamiento de cada aislador en sus diferentes grados de libertad. Para lo cual se mencionó que los ejes locales, para un elemento Link en el programa ETABS, están definidos de la siguiente manera:

U1 → UZ: traslación en dirección del eje 1 local y Z global

U2 → UX: traslación en dirección del eje 2 local y X global

U3 → UY: traslación en dirección del eje 3 local e Y global

R1 → RZ: rotación en torno al eje 1 local y Z global

R2 → RX: rotación en torno al eje 2 local y X global

R3 → RY: rotación en torno al eje 3 local e Y global

Es por ello que, los grados de libertad que se consideraron para el AMS son U2, U3 y R1, en donde se ingresaron las rigideces efectivas y amortiguamiento de acuerdo a lo calculado En el diseño de Ams.

La rigidez para la rotación R1 está dada por lo siguiente Ecuación:

$$\mathbf{Rigidez Efectiva} = kh * (x^2 + y^2)$$

Siendo X y Y distancias del centro de masa del Ams al centro de masa del aislador

Se consideró un x=3.1 m ya que el centro masa de X hacia el centro de masa del aislador y un Y=2.45 m

Remplazando los datos sería:

$$\mathbf{Rigidez Efectiva} = kams * (x^2 + y^2)$$

$$\mathbf{Rigidez Efectiva} = 2464.9928 * (3.1^2 + 10.04^2)$$

$$\mathbf{Rigidez Efectiva} = 38484.70 \text{ tn/m}$$

Ingreso de los valores en la Dirección u2 = u3

En la Figura 30 se muestra el ingreso de los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento

Figura 30 Rigidez Y Amortiguamiento en la Dirección U2 Y U3

The image displays two instances of the 'Link/Support Directional Properties' dialog box. The left instance is for direction U2, and the right instance is for direction U3. Both instances show the same fields and values:

Field	Value	Unit
Property Name	LINK AMS1	
Direction	U2 (left) / U3 (right)	
Type	Rubber Isolator	
NonLinear	No	
Effective Stiffness	616.248	tonf/m
Effective Damping	3.679	tonf-s/m
Distance from End-J	0	m

Fuente: Elaboración Propia

Ingreso de los valores en la dirección R1 al etabs

En la figura 31 se muestra el ingreso de los valores de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo para la dirección R1 del aislador.

Figura 31 Rigidez y Amortiguamiento en la Dirección R1

Identification	
Property Name	LINK_AMS1
Direction	R1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

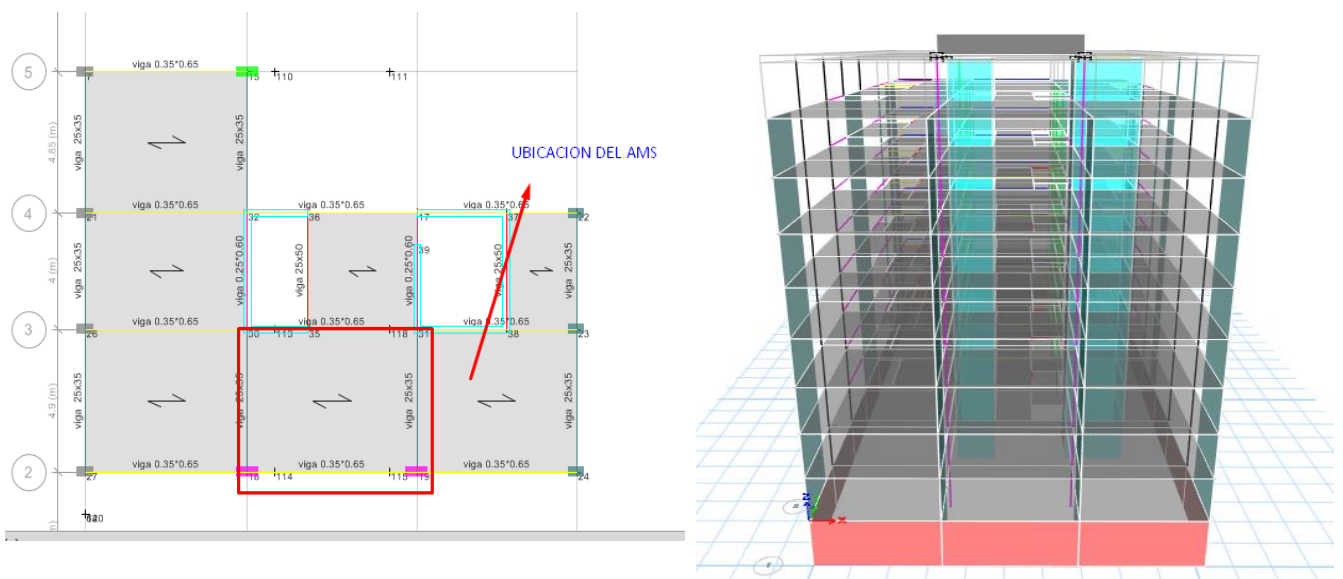
Linear Properties	
Effective Stiffness	38484.7012 tonf-m/rad
Effective Damping	616.248 tonf-m-s/rad

Fuente: Elaboración Propia

Ubicación en planta del Ams

Para ubicar el amortiguador de masa sintonizada se obtuvo en cuenta de que lugar sea un espacio libre y un lugar estratégico para que no se ocasione torsión en la estructura. En la figura 35 se observa la ubicación de amortiguador en planta y en una vista 3D en la estructura.

Figura 32 Ubicación en planta y una vista 3D del AMS



Presentación y discusión de resultados

Comparación técnica

Al incluir el AMS a la estructura, su comportamiento dinámico varía debido al amortiguamiento propuesto y a la rigidez del sistema, los cuales se obtuvieron a partir de sus parámetros óptimos.

Modos de vibración con Ams y sin Ams

En esta Tabla 45 se muestran los resultados de comparación de los modos de vibración de la edificación con AMS Y SIN AMS

Tabla 45 Modos de Vibración con AMS y sin AMS

MODO	SIN AMS				CON AMS			
	PERIODOS	UX	UY	RZ	PERIODOS	UX	UY	RZ
1	0.509	0.6759	0.0008	0.0226	0.589	0.3995	0.0009	0.0726
2	0.423	0.0037	0.6264	0.0266	0.532	0.0009	0.2449	2.72E-05
3	0.408	0.0172	0.0305	0.6142	0.445	0.3004	3.54E-05	0.1343
4	0.143	0.1311	5.25E-06	0.0057	0.393	0.0036	0.093	0.3493
5	0.11	0.0086	0.001	0.135	0.388	0.0015	0.3282	0.112
6	0.105	0.0003	0.1686	0.0005	0.158	3.89E-05	4.65E-06	0.0022
7	0.071	0.0533	2.45E-05	0.0034	0.143	0.127	7.22E-06	0.0037
8	0.056	0.0045	0.0112	0.031	0.11	0.0078	0.0008	0.1332
9	0.051	0.0059	0.0351	0.0197	0.104	0.0002	0.1637	0.0004
10	0.045	0.0292	0.0011	0.0044	0.071	0.052	2.75E-05	0.0027
11	0.043	0.0004	0.0282	0.0119	0.055	0.0043	0.0106	0.0316
12	0.034	0.0265	0.002	0.0059	0.051	0.0056	0.0346	0.0193
13	0.032	0.0015	0.0095	0.0227	0.045	0.0285	0.0011	0.0038
14	0.03	0.0006	0.025	0.012	0.042	0.0003	0.0272	0.0117
15	0.027	0.0193	0.001	2.27E-05	0.034	0.0259	0.0019	0.0063
16	0.024	2.78E-05	0.0179	0.0047	0.032	0.0015	0.0092	0.0221
17	0.023	0.0058	0.0011	0.0157	0.03	0.0005	0.0245	0.0118
18	0.022	0.0059	0.0007	0.0123	0.027	0.0188	0.0009	0.0001
19	0.02	0.0001	0.0207	0.0001	0.024	2.28E-05	0.0174	0.0047
20	0.02	0.0064	0.0002	0.0004	0.023	0.0056	0.0011	0.0159
21	0.019	0.0002	0	0.0172	0.022	0.0058	0.0007	0.0116
22	0.018	0.0026	6.40E-06	0.0116	0.02	0.0001	0.0201	0.0001
23	0.017	0.0009	8.94E-07	0.0002	0.02	0.0063	0.0002	0.0003
24	0.017	0	0.0122	1.33E-06	0.019	0.0002	0	0.0171
25	0.016	0.0001	0.0001	0.0162	0.018	0.0026	6.07E-06	0.0112
26	0.014	0	0.0048	1.19E-05	0.017	0.0008	8.52E-07	0.0002
27	0.014	8.26E-07	0.0001	0.0049	0.017	0	0.0119	1.33E-06
28	0.013	1.33E-06	6.30E-06	0.0009	0.016	0.0001	0.0001	0.0159
29	0.013	0	0.0015	0	0.014	0	0.0047	1.19E-05
30	0.012	0	0.0003	0	0.014	8.07E-07	0.0001	0.0049

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que al agregar el peso del amortiguador de 59.21 ton, los periodos de la edificación experimentan un cambio ligero, pero se puede observar que en la masa participativa UX se reduce a un 40% y para UY un 60%

Desplazamientos maximos de la estructura con Ams y sin Ams

En la tabla 46 se muestran los desplazamientos de la estructura con AMS y sin AMS de las cuales han obtenidos del análisis dinámico

Tabla 46 Desplazamientos Máximas de la estructura con AMS Y sin AMS

PISO	SIN AMS		CON AMS		REDUCCION	
	DESPLA X	DESPLA Y	DESPLA X	DESPLA Y	X	Y
BASE	0.00079	0.00036	0.00060	0.00028	23.6%	22.7%
PISO 1	0.00365	0.00163	0.00281	0.00126	23.1%	22.9%
PISO 2	0.00489	0.00244	0.00380	0.00187	22.3%	23.1%
PISO 3	0.00537	0.00296	0.00423	0.00223	21.3%	24.6%
PISO 4	0.00545	0.00327	0.00436	0.00242	19.9%	26.0%
PISO 5	0.00523	0.00340	0.00430	0.00248	17.8%	26.9%
PISO 6	0.00479	0.00339	0.00408	0.00245	14.9%	27.7%
PISO 7	0.00422	0.00329	0.00377	0.00237	10.7%	28.0%
PISO 8	0.00358	0.00314	0.00339	0.00235	5.5%	25.3%
AZOTEA	0.00091	0.00306	0.00060	0.00233	33.8%	23.9%

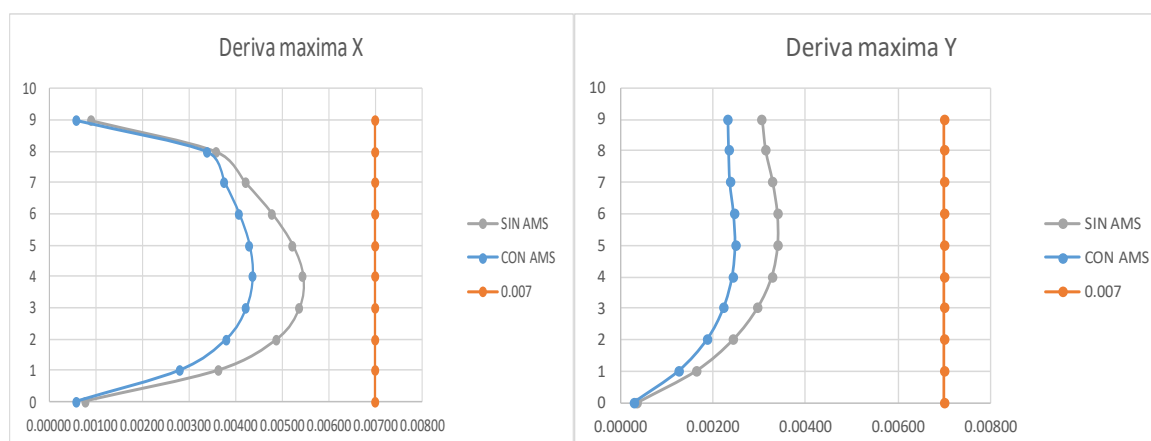
Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que en la tabla 46 que el modelo con Amortiguador, los desplazamientos se han reducido en un 23.6% en la Dirección X y un aproximado de 30 % en la Dirección Y, esta reducción se ha dado en todos los niveles de la edificación

Derivas máximas con Ams y sin Ams

Se puede observar de la línea azul que son las derivas tanto para la dirección X y Y de la estructura con amortiguadores habido una reducción en todos los pisos comparándolo con la estructura sin amortiguadores de masa esta reducción se verá con más detalle en la tabla 47

Figura 33 Comparación de Derivas Máximas con AMS y sin AMS en la Dirección X y en la Dirección Y



Fuente: Elaboración Propia

Se muestra en la tabla 47 las derivas máximas de la estructura con AMS y sin AMS, así mismo en esta tabla se evidencia el porcentaje de reducción para ambas direcciones

Tabla 47 Derivas Máximas de la estructura con AMS Y sin AMS

PISO	SIN AMS		CON AMS		REDUCION	
	DERIVAS X	DERIVAS Y	DERIVAS X	DERIVAS Y	X	Y
BASE	0.00079	0.00036	0.00060	0.00028	23.6%	22.7%
PISO 1	0.00365	0.00163	0.00281	0.00126	23.1%	22.9%
PISO 2	0.00489	0.00244	0.00380	0.00187	22.3%	23.1%
PISO 3	0.00537	0.00296	0.00423	0.00223	21.3%	24.6%
PISO 4	0.00545	0.00327	0.00436	0.00242	19.9%	26.0%
PISO 5	0.00523	0.00340	0.00430	0.00248	17.8%	26.9%
PISO 6	0.00479	0.00339	0.00408	0.00245	14.9%	27.7%
PISO 7	0.00422	0.00329	0.00377	0.00237	10.7%	28.0%
PISO 8	0.00358	0.00314	0.00339	0.00235	5.5%	25.3%
AZOTEA	0.00091	0.00306	0.00060	0.00233	33.8%	23.9%

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la tabla 47 las derivas en la base se ha reducido en un 23.6 % y en el piso 8 en un 5.5% en la dirección X , En la Dirección Y la Reducción con amortiguador de masa en la base ha sido de un 25.3% y en el piso 8 de 25.3%

Cortante basal dinamico con Ams y sin Ams

Con la incorporación del AMS en la estructura se obtiene, una reducción de la fuerza cortante basal, obtenidas de los análisis dinámicos, las cuales se muestran en la Tabla 48.

Tabla 48 Fuerza cortante basal sin y con AMS

CORTANTES	SIN AMS		CON AMS		REDUCION	
	VX(TON)	VY (TON)	VX(TON)	VY (TON)	X	Y
DINAMICO	813.8738	793.6434	636.3013	616.8074	22%	22%

Fuente: Elaboración Propia

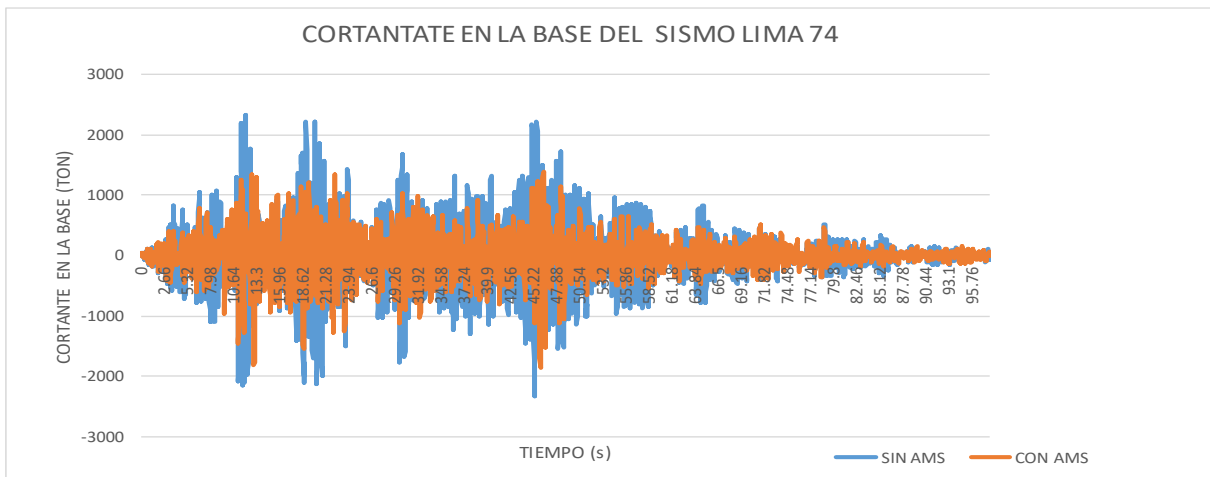
Se puede observar que fuerza cortante sin amortiguadores en la dirección X es 813.8738ton y con amortiguadores es 636.3013 en la cual se ha reducido en un 22% y en la dirección Y la cortante sin amortiguadores de masa es de 793.6334 ton y con amortiguadores es de 616.8074 ton igualmente con una reducción de 22%

Análisis tiempo historia de la estructura con AMS y sin AMS

Se Muestra en las siguientes figuras la comparativa de fuerza cortante en la base de los sismos de Lima 74, Piura y Amazonas

Cortante basal del sismo lima 74 con Ams y sin Ams

Figura 34 Cortante en la Base del Sismo Lima 74 Con AMS y sin AMS

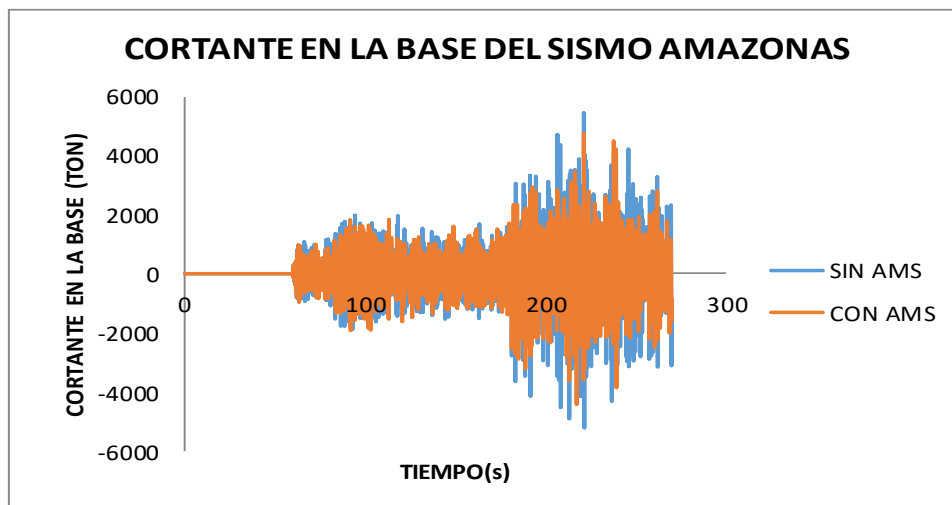


Fuente: Elaboración Propia

La Figura 34 es la cortante en la base del sismo de lima se puede ver La Reducción con amortiguadores de masa de la cortante en la base del análisis tiempo historia, sin amortiguadores se ha llegado a un máximo de cortante de 2339.32 ton y con amortiguadores 1389.46 ton

Cortante basal del sismo amazonas con Ams y sin Ams

Figura 35 Cortante en la Base del Sismo Amazonas Con AMS y sin AMS

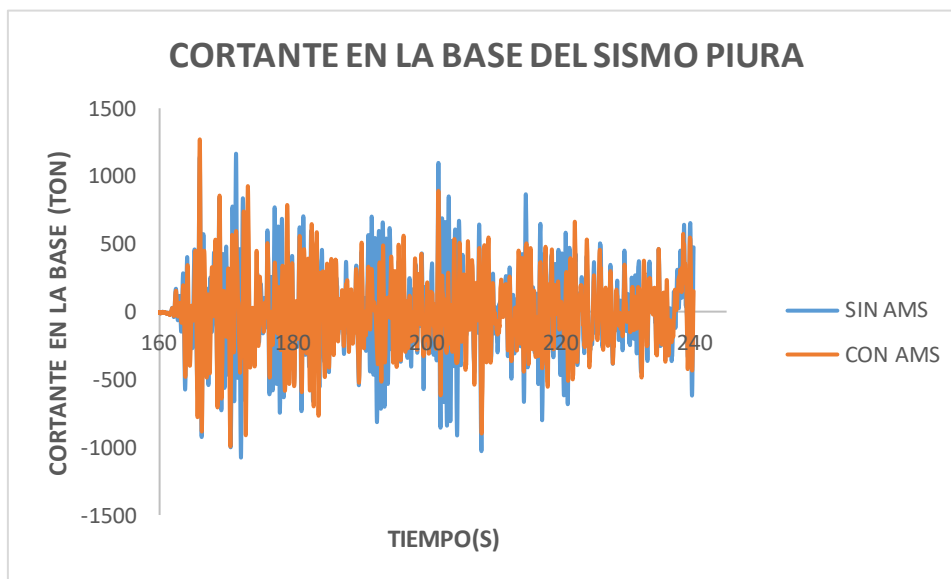


Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar de la figura 35 que fuerza cortante en la base con amortiguadores de masa a los 221 segundos se ha obtenido una fuerza cortante de 4732.627 ton y sin amortiguadores de masa en mismo tiempo de 5432.43 ton

Cortante basal del sismo piura con Ams y sin Ams

Figura 36 Cortante en la Base del Sismo Piura Con AMS y sin AMS



Fuente: Elaboración Propia

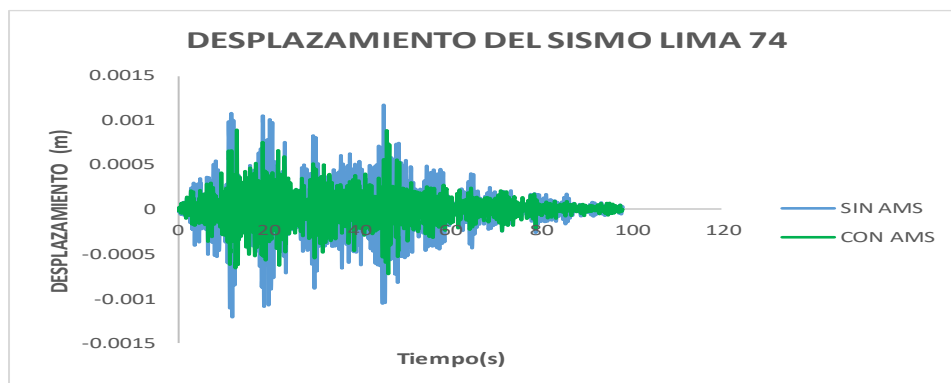
De la figura 36 la cortante en la base del sismo Piura la reducción con amortiguadores de masa en el tiempo de 180 a 200 segundos se ve más notable la reducción de la cortante en la base.

Desplazamientos de los sismos de la estructura sin Ams con Ams:

En las siguientes tablas se puede observar los desplazamientos de los sismos estudiados

Desplazamiento sismo lima 74 con Ams y sin Ams

Figura 37 Desplazamiento del Sismo Lima 74 con AMS y sin AMS

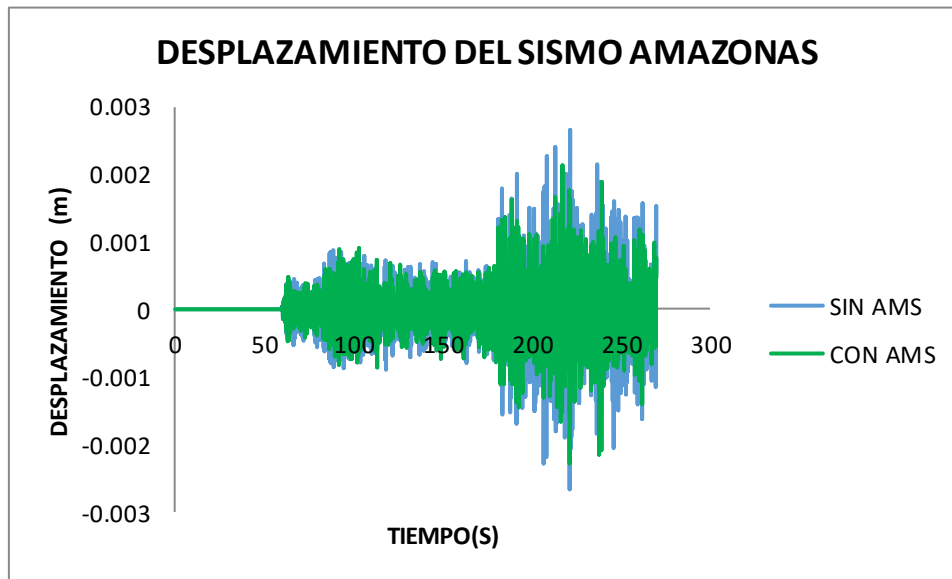


Fuente: Elaboración Propia

De la figura 37 se ha obtenido que el desplazamiento máximo sin amortiguadores es de 0.00118 m y con amortiguadores es de 0.000886 m

Desplazamiento sismo amazonas con Ams y sin Ams

Figura 38 Desplazamiento del Sismo Amazonas con AMS y sin AMS



Fuente: Elaboración Propia

De la figura 38 se ha obtenido que el desplazamiento máximo sin amortiguadores es de 0.002653 m y con amortiguadores es de 0.002129 m

Desplazamiento sismo piura con Ams y sin Ams

Figura 39 Desplazamiento del Sismo Piura s con AMS y sin AMS



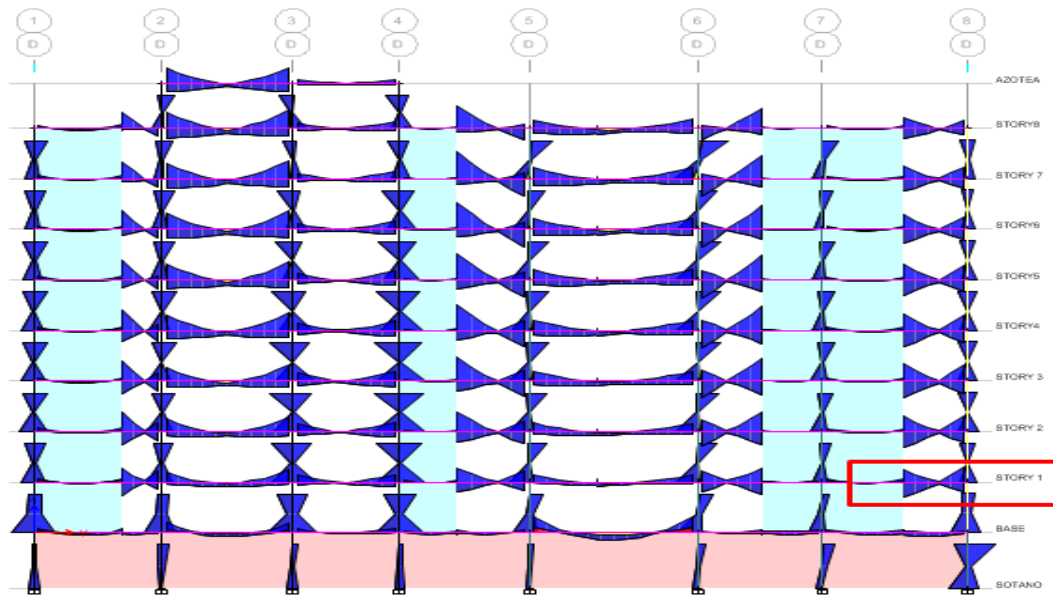
Fuente: Elaboración Propia

De la figura 38 se ha obtenido que el desplazamiento máximo sin amortiguadores es de 0.000524 m y con amortiguadores es de 0.000481 m

Diseño Comparativo con AMS y sin AMS

Diseño de viga con Ams y sin Ams

Figura 40 Diseño de Viga eje d sección 7-8



Fuente: Elaboración Propia

La Viga que se compara es la viga del eje D 7-8

Análisis técnico de vigas

DISEÑO DE VIGA POR CAPACIDAD X-X

"As" y "a" se calculan por un proceso iterativo

DATOS

$f'c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$\phi =$	0.9
Armadura=	Una sola capa
estribos=	3/8"
Recub.=	4.00 cm
$\beta_1 =$	0.85
$d' =$	6.00
$b =$	25.00 cm
$h =$	60.00 cm
$d =$	54.00 cm

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

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{F'_c}}{F_y}$$

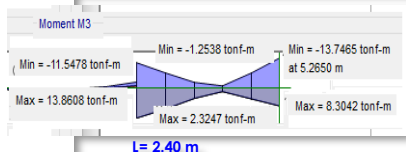
$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Nº	ÁREA (cm ²)	ϕ (cm)
1/4"	0.32	0.64
3/8"	0.71	0.95
1/2"	1.29	1.27
5/8"	1.98	1.59
3/4"	2.85	1.91
1"	5.1	2.54

DISEÑO POR FLEXIÓN



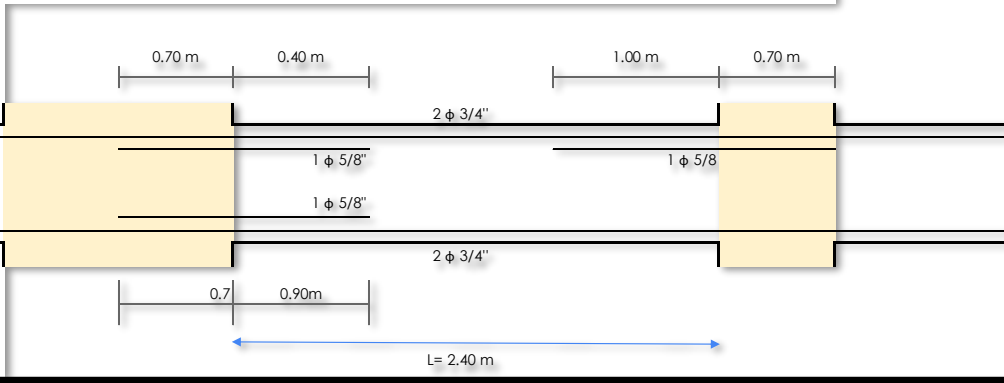
	Nudo Izq		Claro	Nudo Der	
Mu (tnf.m)	M inf	M sup	M inf	M inf	M sup
d (cm)	54.00 cm	54.00 cm	54.00 cm	54.00 cm	54.00 cm
ρ min	0.00242	0.00242	0.00242	0.00242	0.00242
A_s min	3.26	3.26	3.26	3.26	3.26
a asum	6.82	5.62	1.08	6.86	6.76
A_s calc (cm ²)	7.25	5.97	1.15	4.34	7.18
a calc	6.82	5.62	1.08	4.09	6.76
A_s req (cm ²)	7.25	5.97	3.26	4.34	7.18

	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	ABAJO	ARRIBA
Nº BARRAS	2	2	2	2	2
A_s escogido	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
A_s prop (cm ²)	7.68	7.68	5.70	5.70	7.68
a	7.23	7.23	5.36	5.36	7.23
Mn (ton-m)	16.25	16.25	12.29	12.29	16.25

	0.00569	0.00569	0.00422	0.00422	0.00569
ρ	0.00569	0.00569	0.00422	0.00422	0.00569
ρ min	0.00242	0.00242	0.00242	0.00242	0.00242
ρ max	0.01626	0.01626	0.01626	0.01626	0.01626

Verificaciones					
A_s	OK	OK	OK	OK	OK
Cuantía	OK	OK	OK	OK	OK
Ancho min	OK	OK	OK	OK	OK

Verif Cap 21					
$A_s(+)$ >= 1/3 * $A_s(-)$	OK	OK	OK	OK	OK
A_s >= 1/4 * A_{smax}	OK	OK	OK	OK	OK



CALCULAR BASTÓN M-
 $M_u = f'c A_s^2 y^2 / (d a^2)$
 $a = A_s f_y / (0.85 f'c b)$
 Momento que toman las dos barras de = 3/4
 $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$
 $a = 5.365 \text{ cm}$
 $d = 55 \text{ cm}$
 $M_u = 11.28 \text{ Tn}\cdot\text{m}$ ver en ETABS
 $x = 32 \text{ cm}$ ver en ETABS
 $12db = 22.92 \text{ cm}$
 $L_{ex} = (d \text{ o } 12db)$
 $L_1 = 87.05 \text{ cm}$
 $L_1 = 90.00 \text{ cm}$
 $L_1 > L_d$ barras a tracción (norma E.060)
 $L_d = 90.00 \text{ cm}$
 $L = 90.00 \text{ cm}$

Nº	ÁREA (cm ²)	φ (cm)
1/2"	0.32	0.24
3/8"	0.71	0.95
1/2"	1.29	1.27
5/8"	1.98	1.59
3/4"	2.85	1.91
1"	5.1	2.54

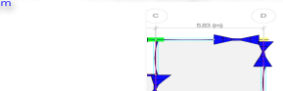
$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$

Barras superiores			Barras inferiores		
Nº	φ (cm)	Ld cal (cm)	Ld (cm)	Ld cal (cm)	Ld (cm)
3/8"	0.95	43.5344691	44	33.48905	34.00
1/2"	1.27	58.19871133	59	44.76824	45.00
5/8"	1.59	72.86295355	73	56.04843	57.00
3/4"	1.91	87.52719577	88	67.32861	68.00
1"	2.54	144.1110947	145	89.53648	90.00

DISEÑO POR CORTANTE
 Una vez calculadas las capacidades las cantidades en los apoyos, obtenemos las cortantes según lo indicado en 21.4.3 del **metrado de cargas** tenemos:

-Metrado de cargas de viga entre dos placas
 Ancho trib. (m) 2.92 m
 $b = 0.25 \text{ m}$
 $h = 0.60 \text{ m}$

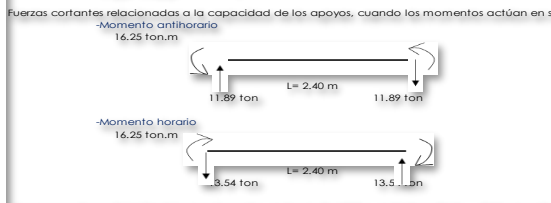
Carga muerta	P.unif. (ton/m ²)	P.unif. (ton/m)	Total (ton/m)
Peso propio (ton/m)	0.35	0.36	0.36 ton/m
Loja e=20cm	0.1	0.29	1.02 ton/m
Tabiquería	0.51	0.51 ton/m	
CM		2.18 ton/m	
Carga viva	0.2	0.58 ton/m	
S/C (Norma E-020)		0.58 ton/m	
CM=		2.18 ton/m	
CV=		0.58 ton/m	
1.25 (CM+CV)		3.45	
wu (ton/m)		3.45	
lnl (m)		2.40	



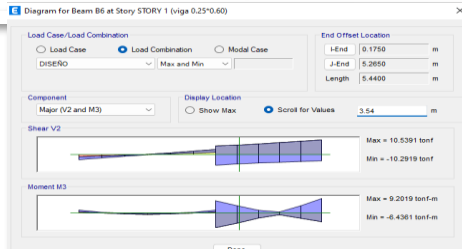
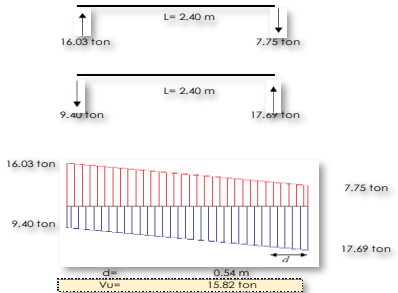
METRADO DE CARGAS - VIVIENDA MULTIFAMILIAR

CARGAS EN LOSA - PISO INFERIOR		CARGAS EN LOSA - EN SEMESTADO	
Item	Valor	Item	Valor
Losa Alargada	0.12	Losa Alargada	0.12
Peso Propio de losa	1.00	Peso Propio de losa	1.00
Acabados	0.05	Acabados	0.05
Tabiquería	0.05	Tabiquería	0.05
Losa Alargada	0.05	Losa Alargada	0.05
Peso Propio de losa	0.05	Peso Propio de losa	0.05
Acabados	0.05	Acabados	0.05
Tabiquería	0.05	Tabiquería	0.05

Fuerzas cortantes isostáticas
 $V_{\text{isost 1}} = 4.14$



Si a todos estos valores los sumamos la fuerza cortante isostática correspondiente, obtenemos las fuerzas cortantes mostradas en la siguiente figura. Además se muestran los envolventes de



*Cargas por ENVOLVENTE, son menores a una distancia "d" del apoyo.

Se observa que las cortantes con el sismo amplificado son menores en alguna medida a las cortantes por capacidad, por lo tanto se usará el cortante

Vu	15.82 ton	Cortante por capacidad
Vc (ton)	10.37	
φ Vc (ton)	8.81	
φ Vc/2 (ton)	4.41	
Vs (ton)	8.24	
Usando estribos de:	3/8"	
Av (cm ²)	0.71	
Nº de ramas	2	
s (cm)	39	
Vs máx (ton)	41.08	
Vs lfm (ton)	21.52	
s máx (cm)	27.0 cm	o 40 cm

Requiere estribos

Consideraciones E.060, Cap. 21
 *En la zona de confinamiento 2h (cm) : 120 cm

d/4 =	13.5	s máx = 13.50 cm
10db (3/4")	19.1	
24db (3/8")	22.8	

1 estribo mínimo a 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento
 d/2 27.0 cm

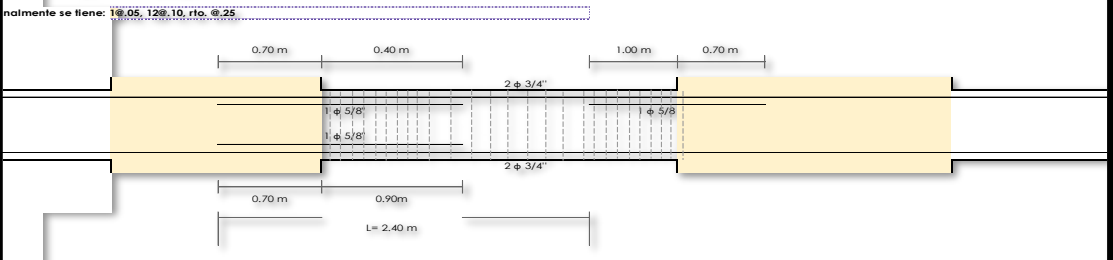
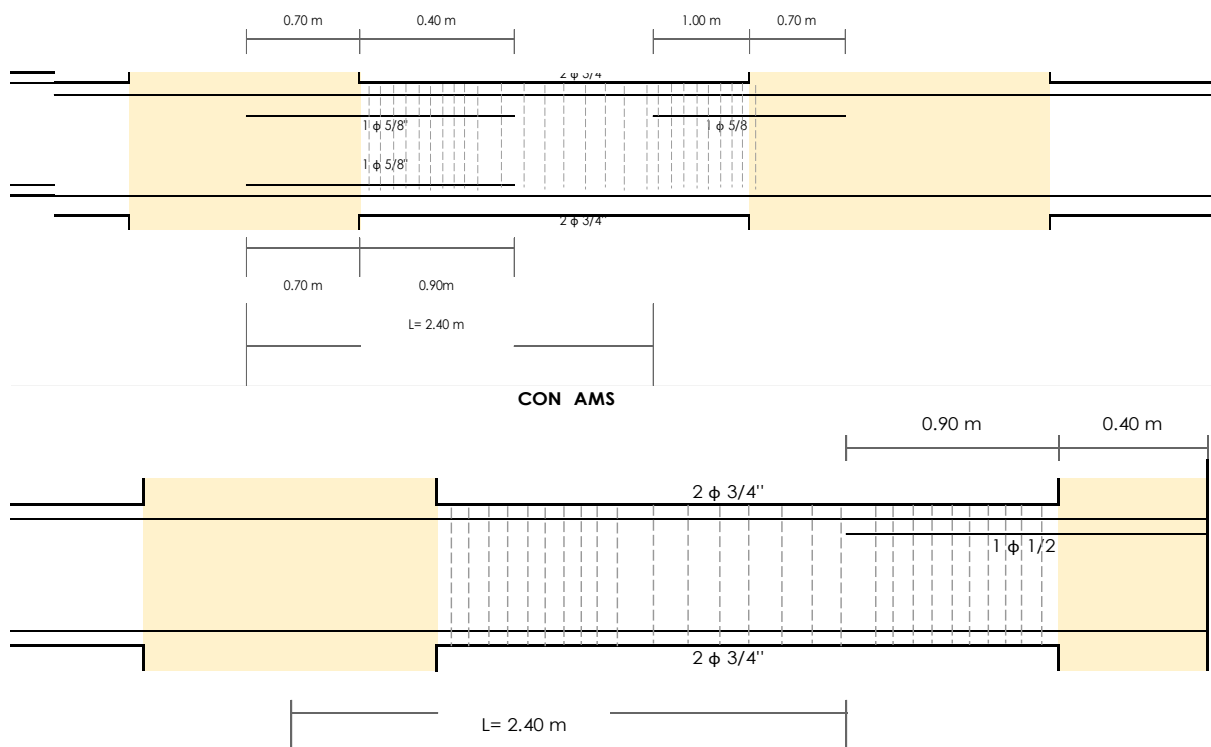


Figura 41 Comparación de Diseño de vigas con AMS y sin AMS

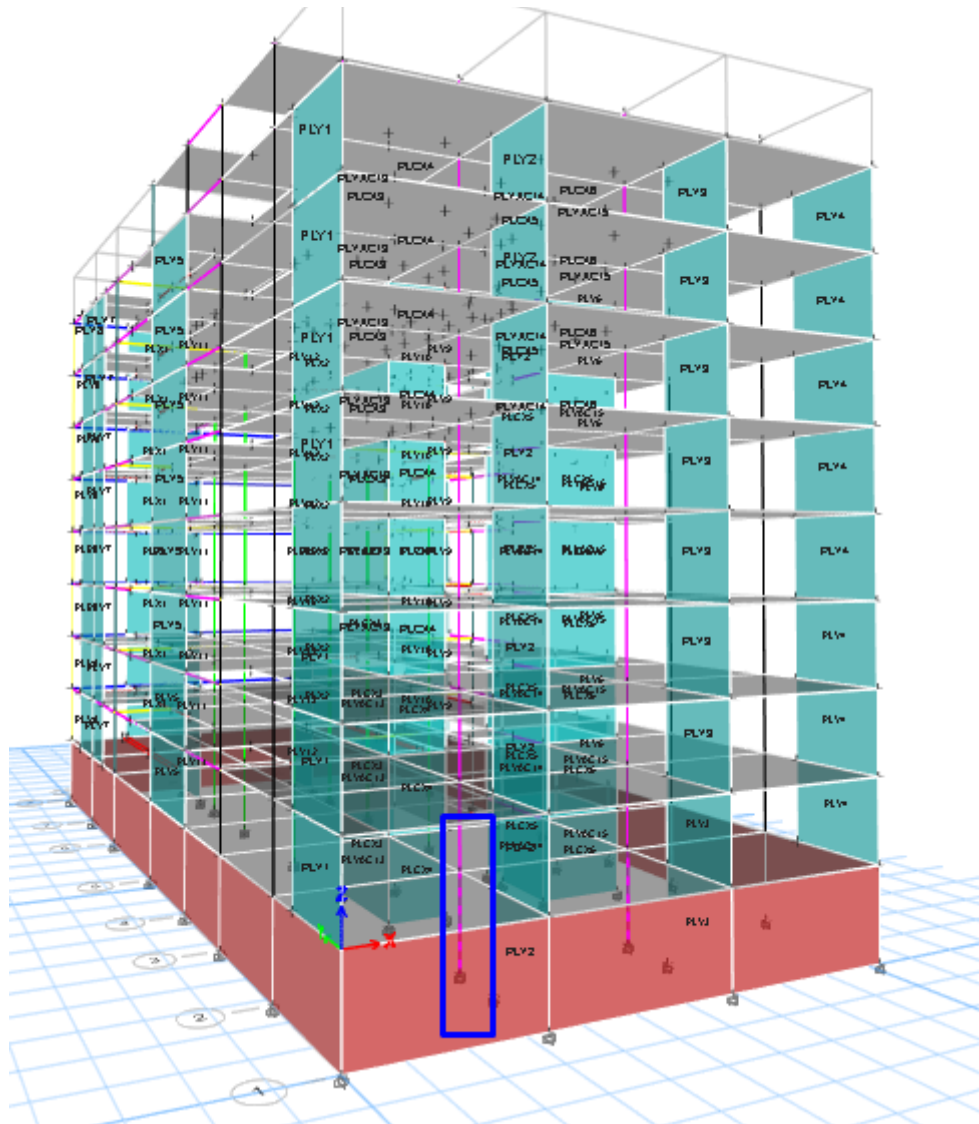


Elaboración Propia

Se puede observar en el diseño de vigas con AMS que solo se necesita 2 aceros de $\frac{3}{4}$ y un bastón de $\frac{1}{2}$ a cambio en sin AMS se necesita 2 barras de $\frac{3}{4}$ y 3 bastones de $\frac{5}{4}$

Diseño De Columnas sin Ams y con Ams

Figura 42 Diseño de Columna (C13) en la Base



Elaboración Propia

Análisis Técnico

COLUMNA 80 *35 C13 SOTANO

$f_c = 210.000 \text{ kgf/cm}^2$ Resistencia a compresión del concreto

$f_y = 4200.000 \text{ kgf/cm}^2$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$d_u = 80.000 \text{ cm}$

$d_l = 35.000 \text{ cm}$

$A_g = 2800.000 \text{ cm}^2$ Área bruta de la sección transversal

$r = 4.000 \text{ cm}$ Recubrimiento libre

$d_{est} = 0.950 \text{ cm}$ Diámetro del estribo de confinamiento

$A_{s_{est}} = 0.709 \text{ cm}^2$ Área de acero del estribo de confinamiento

$d_{var} = 1.910 \text{ cm}$ Diámetro de la varilla longitudinal

$A_{s_{var}} = 2.865 \text{ cm}^2$ Área de acero de la varilla longitudinal

$h_n = 3.000 \text{ m}$ Altura libre de la columna

$\phi_s = 0.850$ Factor de reducción de resistencia en corte

$\phi_c = 0.700$ Factor de reducción de resistencia en compresión

$\phi_{min} = 0.010$

$A_{s_{min}} = 28.000$

$\rho_{max} = 0.060$

$A_{s_{max}} = 168.000 \text{ cm}^2$

$A_{s_{sig}} = 19.100 \text{ cm}^2$

$\rho_{sig} = 0.007$

$\phi_{Pr,max} = 322.902 \text{ ton}$

Usar 10 de 3/4

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Story1	C10	30 Dead	LinStatic		0	0	-110.206	-0.2795	-1.3292	-0.0002	-1.2041	-0.282
Story1	C10	30 Live	LinStatic		0	0	-27.6969	-0.0754	-0.757	-0.0001	-0.6858	-0.0789
Story1	C10	30 SDINAMICO X	LinRespSpec	Max	0	0	9.5236	1.3165	0.106	0.0073	0.0907	2.3118
Story1	C10	30 SDINAMICO Y	LinRespSpec	Max	0	0	57.1067	0.2719	0.8	0.0031	1.074	0.1603

	Dead	Live
	110.206	27.6969

	P	M22	M33
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	201.37313	-2.8516
	1.25CM+1.25CV-SX	181.902225	-2.271675
	1.25CM+1.25CV-SX	162.85025	-2.453075
	0.9CM-SX	108.709	-0.99299
	0.9CM-SX	89.6618	-1.17439
			2.271675
			-1.860675
			2.453075
			2.762925
			0.99299
			-2.058
			1.17439
			2.5654

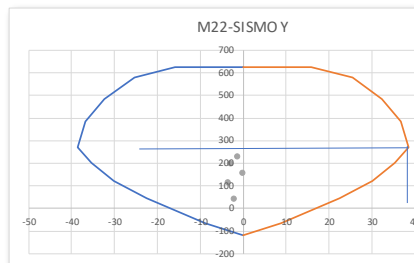
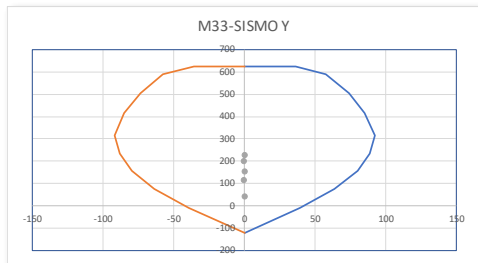
Curva 0				Curva 180				Curva 90				Curva 270			
Punto	P	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m	Punto	P	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m	Punto	P	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m	Punto	P	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
1	625.4097	0	0	1	625.4097	0	0	1	625.4097	0	0	1	625.4097	0	0
2	625.4097	0	35.9022	2	625.4097	0	-35.9022	2	625.4097	15.8772	0	2	625.4097	-15.8772	0
3	589.1583	0	57.6006	3	589.1583	0	-57.6006	3	577.8257	25.415	0	3	577.8257	-25.415	0
4	503.4647	0	73.8822	4	503.4647	0	-73.8822	4	484.6569	32.4018	0	4	484.6569	-32.4018	0
5	413.8554	0	84.9915	5	413.8554	0	-84.9915	5	384.9386	36.756	0	5	384.9386	-36.756	0
6	313.979	0	91.9981	6	313.979	0	-91.9981	6	271.2768	38.5938	0	6	271.2768	-38.5938	0
7	235.842	0	88.4517	7	235.842	0	-88.4517	7	200.5444	35.4297	0	7	200.5444	-35.4297	0
8	157.7059	0	79.7196	8	157.7059	0	-79.7196	8	120.374	30.1763	0	8	120.374	-30.1763	0
9	74.4743	0	63.5874	9	74.4743	0	-63.5874	9	46.6648	22.433	0	9	46.6648	-22.433	0
10	-7.7281	0	39.2529	10	-7.7281	0	-39.2529	10	-63.6223	8.9222	0	10	-63.6223	-8.9222	0
11	-119.2256	0	0	11	-119.2256	0	0	11	-119.2256	0	0	11	-119.2256	0	0

M33-SISMO X

Mn	91.99 Tnf-m
pu	313.97 Tnf-m

M22-SISMO X

	P	M22	M33
1.4CM+1.7CV	201.37313	-2.8516	-0.52893
1.25CM+1.25CV+SY	229.485325	-1.288375	-0.290825
SISMO YY 1.25CM+1.25CV-SY	115.271925	-3.436375	-0.611425
0.9CM+SY	156.2921	-0.00969	-0.0935
0.9CM-SY	42.0787	-2.15769	-0.4141
		1.288375	0.290825
		3.436375	0.611425
		0.00969	0.0935
		2.15769	0.4141



Mm 38.40 Tnf.m

Es una columna cuadrada se puede tomar momento nominal XX o YY
V22-SISMO EN X

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{Hc} \quad \text{CAPACIDAD}$$

Vu= 61.3266667 Tnf

$$Vu = 1.25V22cm + 1.25V22cv + 2.5V22sismo$$

Vu= 2.847625 Tnf

Vu= -3.734875 Tnf

Vu= 3.734875 Tnf

Eligo el menor= 3.734875 Tnf

Diseño con= 3.734875 Tnf

De forma conservadora eligo= 3.734875 Tnf

V33-SISMO EN Y

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{Hc} \quad \text{CAPACIDAD}$$

Vu= 25.6 Tnf

Vu= -0.60775 Tnf

Vu= -4.60775 Tnf

Vu= 4.60775 Tnf

Eligo el menor= 4.60775 Tnf

Diseño con= 4.60775 Tnf

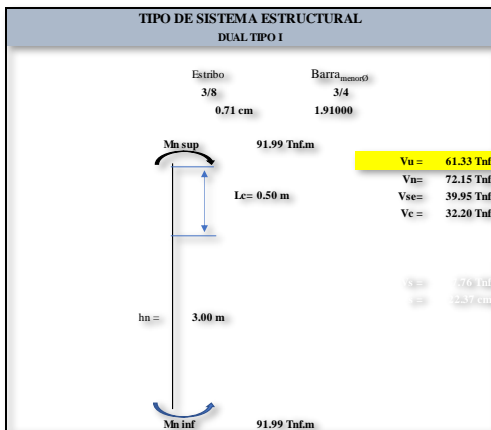
DISÑO POR CORTANTE POR CAPACIDAD EN LA COLUMNA

- b= 80 cm
- h= 35 cm
- Pu= 313.97 Tnf
- Mux= 1.86 Tnf.m
- fc= 210 kgf/cm²
- fy= 4200 kgf/cm²
- d= 29.10 cm

En elementos sometidos a compresión axial
 $Vc = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) bw \cdot d \quad (f'c \text{ en Kgf/cm}^2)$

Barra N°	Diámetro [pulg.] (cm.)	Peso (Kg/m)	Area (cm ²)	Perimetro (cm)
3	3/8	0.98	0.550	0.71
4	1/2	1.27	0.993	1.27
5	5/8	1.59	1.552	1.98
6	3/4	1.91	2.238	2.85
7	7/8	2.22	3.042	3.88
8	1	2.54	3.973	5.07
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40

CAPACIDAD FORMA GRÁFICA



VERIFICACIONES CON EL CAPITULO 11 V21 DE LA NORMA E060

EN ZONA DE CONFINAMIENTO

Según Cap 11

Colocar refuerzo mínimo por cortante

Lc >= hc/6 =	0.50 cm
Lc >= b o h =	35 cm
Lc >= 500mm	50 cm
Lc <= considerar	50.00 cm
s <= 8db =	15.28 cm
s <= b/2 o h/2 =	17.5 cm
s <= considerar	10 cm

usar estribos de 3/8 5 @10cm

FUERA DE ZONA DE CONFINAMIENTO

Según cap 21 sin embargo la norma nos indica que debemos incorporar

Colocar refuerzo mínimo por cortante

s <= 16db =	30.56 cm
s <= 48de =	45.6 cm
s <= b o h =	35 cm
11.5.5.1.	
s <= d/2 =	15.0 cm

calculo de los estribos

$$S = Av \cdot Fy \cdot \frac{d}{VSe} = 9.00 \text{ cm}$$

S Fuera zona confinamiento = 15 cm

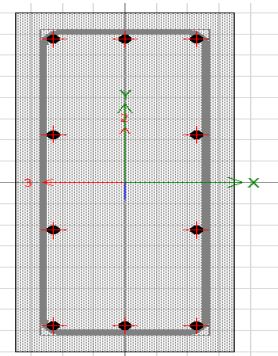
RESUMEN

1	@	0.05 m	por norma
5	@	0.10 m	
Rsto.	@	0.15 m	

Figura 43 Comparación De diseño de Columna Con AMS y sin AMS

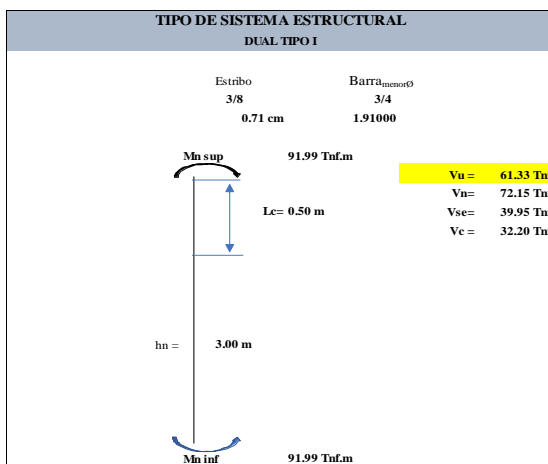
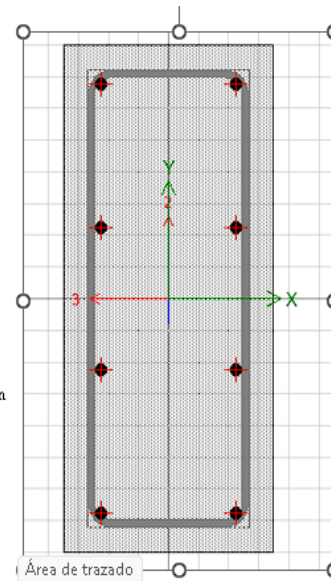
COLUMNA 80 *35 C13 SOTANO SIN AMS

$f_c =$	210.000 kgf/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
$f_y =$	4200.000 kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
$b_w =$	80.000 cm	
$h_w =$	35.000 cm	
$A_g =$	2800.000 cm ²	Área bruta de la sección transversal
$r =$	4.000 cm	Recubrimiento libre
$d_{est} =$	0.950 cm	Diámetro del estribo de confinamiento
$A_{s_{est}} =$	0.709 cm ²	Área de acero del estribo de confinamiento
$d_{var} =$	1.910 cm	Diámetro de la varilla longitudinal
$A_{s_{var}} =$	2.865 cm ²	Área de acero de la varilla longitudinal
$h_n =$	3.000 m	Altura libre de la columna
$\beta_s =$	0.850	Factor de reducción de resistencia en corte
$\beta_c =$	0.700	Factor de reducción de resistencia en compresión
$\rho_{min} =$	0.010	
$A_{s,min} =$	28.000	
$\rho_{max} =$	0.060	
$A_{s,max} =$	168.000 cm ²	
$A_{s,asig} =$	19.100 cm ²	
$\rho_{asig} =$	0.007	
$\beta_{Pn,max} =$	322.902 ton	



COLUMNA 80 *35 C13 SOTANO CON AMS

$f_c =$	210.000 kgf/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
$f_y =$	4200.000 kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
$b_w =$	80.000 cm	
$h_w =$	35.000 cm	
$A_g =$	2800.000 cm ²	Área bruta de la sección transversal
$r =$	4.000 cm	Recubrimiento libre
$d_{est} =$	0.950 cm	Diámetro del estribo de confinamiento
$A_{s_{est}} =$	0.709 cm ²	Área de acero del estribo de confinamiento
$d_{var} =$	1.910 cm	Diámetro de la varilla longitudinal
$A_{s_{var}} =$	2.865 cm ²	Área de acero de la varilla longitudinal
$h_n =$	3.000 m	Altura libre de la columna
$\beta_s =$	0.850	Factor de reducción de resistencia en corte
$\beta_c =$	0.700	Factor de reducción de resistencia en compresión
$\rho_{min} =$	0.010	
$A_{s,min} =$	28.000	
$\rho_{max} =$	0.060	
$A_{s,max} =$	168.000 cm ²	
$A_{s,asig} =$	15.280 cm ²	
$\rho_{asig} =$	0.005	
$\beta_{Pn,max} =$	314.299 ton	



VERIFICACIONES CON EL CAPITULO 11 Y 21 DE LA NORMA E060

EN ZONA DE CONFINAMIENTO
Según Cap 11

Colocar refuerzo mínimo por cortante

$L_c > hc/6 =$	0.50 cm
$L_c > b \text{ o } h =$	35 cm
$L_c > 500\text{mm} =$	50 cm
$L_c = \text{considerar} =$	50.00 cm
$s \leq 8db =$	15.28 cm
$s \leq b/2 \text{ o } h/2 =$	17.5 cm
$s \leq \text{considerar} =$	10 cm

usar estribos de 3/8 5 @10cm

FUERA DE ZONA DE CONFINAMIENTO
Según cap 21 sin embargo la norma nos indica que debemos incorporar

Colocar refuerzo mínimo por cortante

$s \leq 16db =$	30.56 cm
$s \leq 48de =$	45.6 cm
$s \leq b \text{ o } h =$	35 cm
11.5.5.1.	
$s \leq d/2 =$	15.0 cm

calculo de los estribos $s = 9.00 \text{ cm}$

S Fuera zona confinamiento = 15 cm

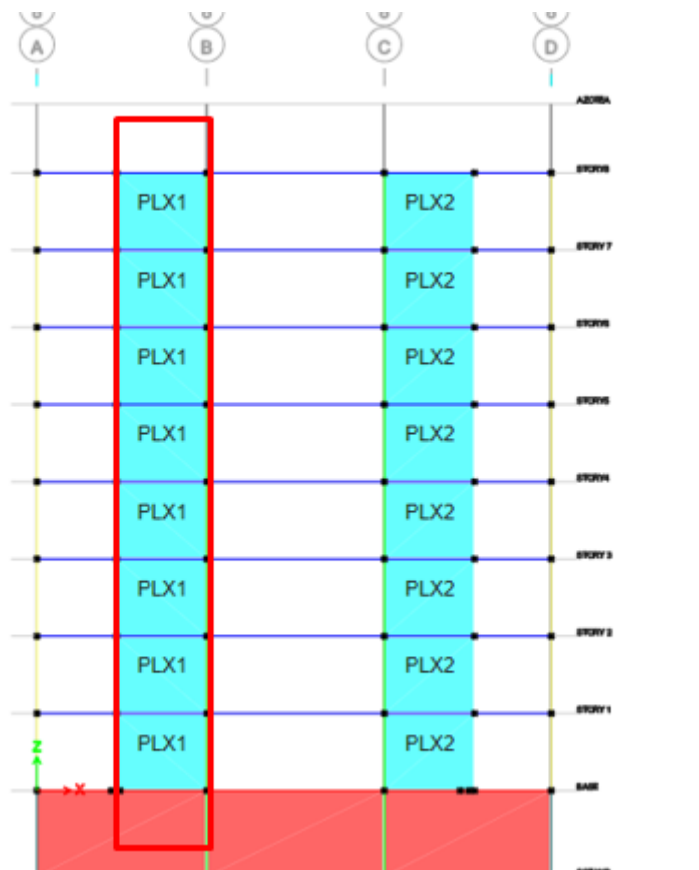
RESUMEN

1	@	0.05 m	por norma
5	@	0.10 m	
Rsto.	@	0.15 m	

Se Puede observar que para el diseño de columnas sin Ams se obtuvo un refuerzo de 10 varillas de $\frac{3}{4}$ y con Ams las varillas han sido 8 de $\frac{3}{4}$ y para ambos casos se han diseñado los mismos estribos de $\frac{3}{8}$ que es de $1@0.05m$, $5@0.10m$ y resto $0.15 m$

Diseño de placas con Ams y sin Ams

Figura 44 Placa que se va diseñar Es PLX1



Elaboración Propia

Análisis técnico

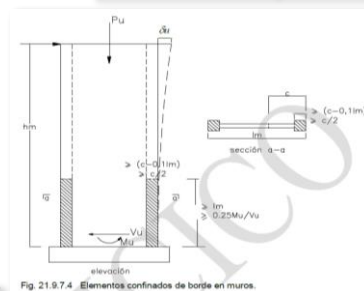
Diseño de Muro de Corte

Muro:	PLX 1		Nivel:	1--8
--------------	--------------	--	---------------	-------------

1. Consideraciones Previas:

1.1. Esbeltez de muro:

t: (cm)	25
Verificación de espesor:	Ok
Hm: (cm)	2160
Lm: (cm)	315
fy : (kg/cm2)	4200
TIPO:	MURO ESBELTO
fc: (kg/cm2)	210



$\frac{Hm}{Lm} > 2 \dots \text{muro esbelto}$

1.2. Necesidad de elementos de borde

Desplazamiento inelástico : (cm)

$\frac{\delta u}{hm} \geq 0.005$

1.22
0.005

Los elementos de borde en las zonas de confinamiento de profundidad del muro exceda de:

$$\frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)} \leq c$$

Desplazamiento inelástico último nivel

c : (cm)	31
----------	----

Elementos de borde:
Confinados: **Si**

Verificación de elementos de confi:

Necesita elemento de confinamiento

1.3. Longitud mínima de zona de confinamiento (elementos de borde)

Lmin 1: (cm)	0	$Lmin = c - 0.1 * Lm$
Lmin 2: (cm)	16	
Lmin 3: (cm)	50	
Lmin 4: (cm)	47	

Elemento de borde:

Longitud de elemento de borde (cm)	40
------------------------------------	----

Longitud (cm)	40
Espesor (cm)	25

1.4. Análisis del muro de corte

ANÁLISIS - MURO

COMBINACION	P (ton)	Mx (ton.m)	P (ton)	My (ton.m)
1.4 CV + 1.7 CV	171	3	171	50
1.25 (CM + CV) +SSXX	259	3	259	263
1.25 (CM + CV) -SSXX	38	1	38	-176
1.25 (CM + CV) +SSYY	237	5	237	84
1.25 (CM + CV) -SSYY	60	0	60	3
0.9 CM + SSXX	205	2	205	247
0.9 CM - SSXX	-16	0	-16	-193
0.9 CM + SSYY	182	4	182	67
0.9 CM - SSYY	6	-1	6	-14

2. Predimensionamiento del refuerzo

2.1. Determinación de Mua y Vua:

Mua: (ton.m) **136** Vua: (ton) **86**

2.2. Refuerzo vertical de los elementos de confinamiento

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y Z} = \frac{M_u}{0.9 f_y \cdot 0.7 L_m}$$

Mu (ton.m): **136**
 As (cm²): **16.30** As mín (cm²): **10**
 Distribución del refuerzo: **6 de 3/4"** As: (cm²): **17.1**

Recomendación:
 1 a 3 pisos --- 4 de 5/8"
 4 a 6 pisos --- 6 de 5/8" a 6 de 3/4"
 7 a más --- 6 de 1" a más

2.3. Refuerzo vertical del alma

R: **6** Acw: (cm²) **7875**
 Vu: (ton) **516.61** $V_u \leq 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot Acw$

Determinación de la cuantía:

Cuantía vertical: **0.0025**
 Cuantía horizontal: **0.0025**

$A_s = \text{Cuantía} \cdot b \cdot h$

Análisis a 1 metro:
 b (cm): **100**
 h (cm): **25**
 Asv (cm²/m): **6.25**
 Ash: (cm²/m): **6.25**

Distribución del refuerzo: **2 capas de 3/8" cada 20 cm**

Se asume al inicio cuantía vertical mínima de 0.0025
Espesor del muro de corte
Espaciamiento: Menor de 3 veces el espesor del muro y 40 cm
Después de realizar el D.I.

3. Diseño por corte

3.1. Determinación del cortante demandante Vu:

R: **7**
 Mn (ton.m): **468**
 Mu (ton.m): **146**

Para asegurar que la columna falle primero por flexión y no por corte, se incrementará el valor de la cortante, pero como máximo un valor de R.

Relacion: **3-45**
 Vua (ton): **86.10**
 Vu (ton): **206.68**

Coefficiente de reducción sísmica
Sacada del D.I.
Sacada del análisis

3.2. Determinación del cortante resistente por el concreto Vc:

$$V_c = \alpha \cdot c \cdot Acw \cdot \sqrt{f'_c}$$

hm/lm: **6.9**
 alpha c: **0.53**
 Acw (cm²): **7875**
 phi Vc (ton): **514.1**
 Resiste?: **NO**

alpha c	hm/lm
0.8	1.5
1.32	0.5
0.53	2

Menor o igual a 1.5

3.3. Determinación de la cuantía:

Cuantía horizontal: **0.0002**
 Cuantía vertical: **0.0018**
 Vs (kg): **305338**
 Vn: (kg) **259589**

$V_s = Acw \cdot \rho_h \cdot f_y$

$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A$

Mayor a 2
Area transversal del alma

3.4. Verificación de sección adecuada:

Verificado

3.5. Refuerzo horizontal del alma

Acero horizontal: (cm²/m) **23.08** $A_{sh} = \rho_h \cdot 100 \cdot h$
 Se recomienda colocar aceros de 3/8", 1/2"

Nº capas: **2**
 As: (cm²): **0.71**
 S: (cm): **6**

$S \leq \frac{N^\circ \text{ capas} \cdot A_s}{A_{sh}}$

3/8" --- 0.71 cm²
1/2" --- 1.29 cm²

Caso de Vu > phi Vc
Refuerzo horizontal del alma

3.5. Refuerzo vertical del alma

As vertical: (cm²/m) **4.5**
 As refuerzo vertical: (cm²) **2.54**
 Separación del refuerzo vertical: (cm) **20**

2 capas de aceros de 1/2" cada 20cm

Caso de Vu > phi Vc
De 3/8" ... 0.71 cm²
De 1/2" ... 1.27 cm²
A una capa, pero se debe colocar a dos chico

4. Corte por fricción

$\phi V_n = \phi_u (N_u + A_v f_y)$
 $N_u = 0.9 N_{ucm} = 0.9 \cdot 1.25 \cdot P_{cm}$

Pcm: (ton) **105**
 Nu: (ton) **118**
 Av: (cm²) **61.51**

Necesita estribo el refuerzo vertical? **Ok no**
 Coeficiente de fricción: **1.4**
 phi: **0.85**
 phi Vn: (ton) **308**
 Vu: (ton) **206.68**

Termina el Diseño

Carga muerta axial
Acero vertical total del muro

5. Diseño final:

Se tendrá una placa de 2.55 m, con espesor de 15 cm

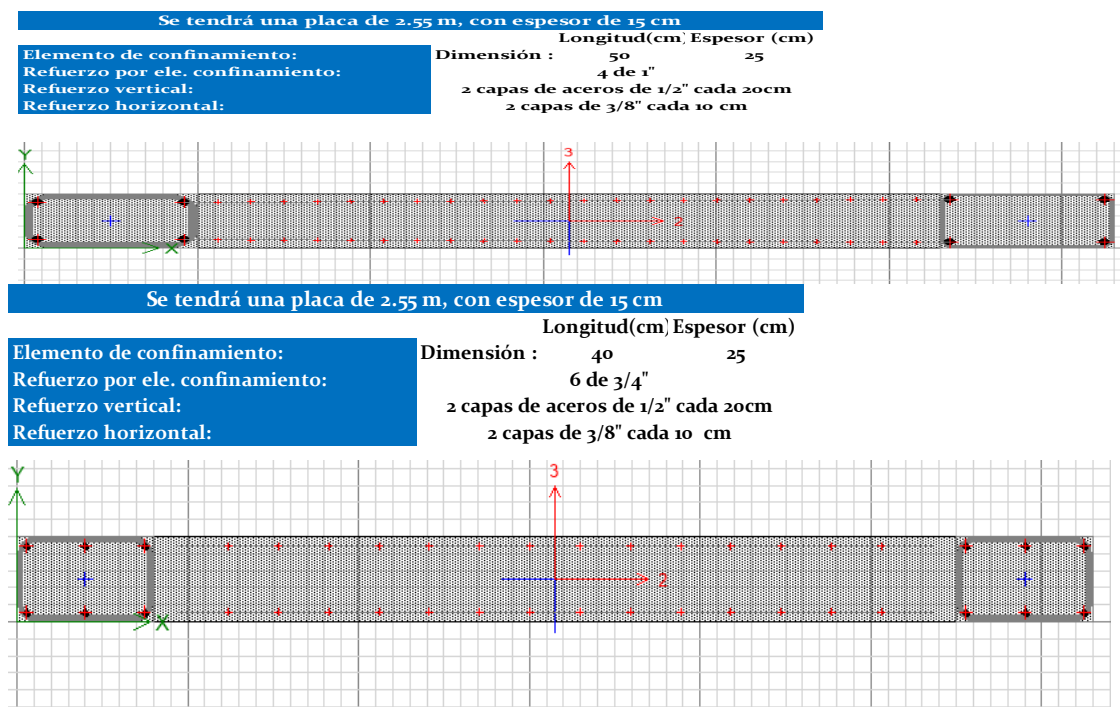
Elemento de confinamiento:	Longitud (cm)	Espesor (cm)
Refuerzo por ele. confinamiento:	40	25
Refuerzo vertical:	6 de 3/4"	
Refuerzo horizontal:	2 capas de aceros de 1/2" cada 20cm	
	2 capas de 3/8" cada 10 cm	

Barra Nº	Diámetro		Peso (Kg/m)	Área (cm ²)	Perímetro (cm)
	[pulg.]	(cm.)			
3	3/8	0.98	0.559	0.71	2.99
4	1/2	1.27	0.993	1.27	3.99
5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4	1.91	2.235	2.85	5.98
7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
8	1	2.54	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

DIAGRAMA DE INTERACCION X

DIAGRAMA DE INTERACCION Y

Figura 45 Diseño de placa con AMS y sin AMS



Elaboración Propia

Se puede ver en la figura 45 que para el diseño con AMS se ha tenido para refuerzo de confinamiento para la estructura, sin AMS 4 barras de 1" y con AMS 6 barras de 3/4. Y el mismo refuerzo vertical y horizontal en la estructura con AMS y sin AMS

Comparación Económica del edificio con amortiguadores de masa y sin amortiguadores de masa

-Para estimar el costo del edificio las dos torres Salaverry se ha tomado como referencia un presupuesto de un edificio de 9 pisos + azotea ver anexo 13, ubicado igualmente en la ciudad de Chiclayo, ya que no se ha podido conseguir este presupuesto de las dos torres de Salaverry.

Tabla 50 Presupuesto de Chiclayo y las dos Torres Salaverry

Prosupuesto para una edificación de 10 pisos en Chiclayo		Prosupuesto Sin Ams Las dos Torres Salaverry	
Piso o nivel	Area techada	Piso o nivel	Area techada
1 Nivel	528.22 m2	1 Nivel	627.16 m2
2 Nivel	531.69 m2	2 Nivel	627.16 m2
3 Nivel	531.69 m2	3 Nivel	627.16 m2
4 Nivel	531.69 m2	4 Nivel	627.16 m2
5 Nivel	531.69 m2	5 Nivel	627.16 m2
6 Nivel	391.97 m2	6 Nivel	627.16 m2
7 Nivel	391.97 m2	7 Nivel	627.16 m2
8 Nivel	391.97 m2	8 Nivel	627.16 m2
9 Nivel	391.97 m2	9 Nivel	627.16 m2
Azotea	25.98 m2	Azotea	171.53 m2
Total	4248.84 m2	Total	5816.00 m2
Prosupuesto total	S/. 3,309,603.90	Prosupuesto total	S/. 4,530,331.18

Fuente: Elaboración Propia

-Esta edificación tiene un presupuesto total de s/.3,309,603.90 para un área de 4248.84 m2 y la edificación las dos torres de Salaverry tiene Un área total de 5816.00m2

-para obtener un presupuesto referencial se ha calculado:

$$\text{Prosupuesto Salaverry} = \frac{5816 * 3,309,603.90}{4248.84}$$

$$\text{Prosupuesto Salaverry} = s/ 4,530,331.18$$

Tabla 52 Presupuesto Del Ams

Presupuesto con ams				
Partida	UND	Metrado	Pu (s/.)	Parcial (S/.)
Concreto premezclado	m3	32	320.51	10256.32
Encofrado y desencofrado	m2	29.16	90.18	2629.6488
Aisladores	und	4	15000	60000
Grua Bomba de concreto	GLB	1	960	960
				S/. 73,845.97

Fuente: Elaboración Propia

Se trató de calcular un presupuesto del amortiguador de masa sintonizada con 4 elastómeros obteniendo un valor total de s/73,845,97

Tabla 53 Presupuesto Con AMS Y sin AMS

Prosupuesto con Ams y sin Ams	
Prosupuesto de la edificación	S/. 4,530,331.18
Prosupuesto de la edificación con asms	S/. 4,604,177.14
Costo del ams	S/. 73,845.97

Fuente: Elaboración Propia

El valor con amortiguador e de s/. 4,604,1774.14 y sin amortiguador es de s/.4,530,331. La diferencia que se ha obtenido es de 1.60%, este costo puede ser una gran inversión ya que se ha obtenido la mejora del desempeño sísmico.

Conclusiones

-Las condiciones que sean colocado al amortiguador de masa sintonizada han sido optimas ya que se obtuvieron una reducción considerable en las derivas de la estructura

-Se ha podido concluir que a incluir este sistema de amortiguamiento de masas sintonizada a edificios reduce considerablemente los desplazamientos laterales, resultando ser uno de sistemas de protección sísmica favorable ya que se puede incluir en la base del edificio y en la parte final.

-Al incluir el amortiguador de masa sintonizada se ha obtenido una reducción considerable de cortantes de piso dinámico aproximadamente de un 22% en cada piso y en los desplazamientos laterales la reducción ha sido un 20% para dirección X y para la dirección Y de un 17%, también para las derivas se han reducido en un 23% tanto para la dirección X como en Y.

-Se ha podido concluir que los amortiguadores de masas sintonizada son más eficientes cuando se hace un análisis dinámico la reducción Es más notoria a comparación de un Análisis Estático

-Se obtuvo la comparación económica del amortiguador y se concluyó que el costo fue de s/73,845,97. siendo una inversión muy justa para los resultados que se obtuvieron de esta protección sísmica

Recomendaciones

-Se Debe tener en Cuenta las Condiciones Necesarias de este amortiguador ya que al colocar en un lugar indebido se podría ocasionar torsión a la estructura

-Al Analizar Un edificio para evaluar su desempeño sísmico debemos tener en cuenta la norma e 0.30 ya que este nos ayudara a ver si cumple con los requisitos de esta norma ya que también nos ayudara para hacer los análisis respectivos como es el Tiempo historia y Dinámico

-Este Sistema de Protección Sísmica, debería ser más estudiado o utilizado ya que los resultados que se han obtenidos han sido bastante buenos, y ya que también podría ser de cualquier material como de concreto o una cisterna.

-En esta investigación se ha hecho el estudio para un edificio tipo regular, Se recomienda hacer la evaluación de esta Protección sísmica en edificios Irregulares para ver cómo se comporta antes estas edificaciones.

Referencias

Bibliografía

- [1] E. Marquez, «SoyNómada,» 21 Mayo 2021. [En línea]. Available: <https://www.soynomada.news/noticias/Cuales-son-los-paises-con-mayor-riesgo-sismico-en-el-mundo-20210523-0009.html>.
- [2] G. A. B. Z. A. S.-G. Omar-Darío Cardona, «AMENAZA Y RIESGO SÍSMICO DEL CONO SUR,» *Revista de Estudios*, nº 1, pp. 43-69, 2017.
- [3] E. C. PERÚ, «Sismo: ¿Qué es el Cinturón de Fuego del Pacífico y dónde se localiza?,» *EL COMERCIO PERÚ*, 23 Junio 2021.
- [4] R. A. F. F. Lozada Ramos Helbert Gonzalo, «Reducción de desplazamientos laterales en edificios con sistemas estructural de porticos de 7 a 10 pisos utilizando Amortiguadores de masas sintonizada,» Arequipa, 2021.
- [5] B. I. G. Kogan, «Amortiguadores de masa sintonizada en edificios sometidos a registros sísmicos en Chile,» Santiago de Chile , 2016.
- [6] C. C. E. Israel, «Reducción de la respuesta dinamica en estructuras resistentes con amortiguamientos de masas sintonizada,» Loja-Ecuador , 2017.
- [7] b. D. A. y. O. C. Martín Domizioa, «Efectividad de los Amortiguadores de masas sintonizada en estructuras de hormigón armado frente a sismos de falla cercana,» *Universidad Nacional de Cuyo Centro-Argentina*, pp. 551-566, 2017.
- [8] R. A. A. J. Quizpe Rojas Jorge Antonio, «Mejoramiento de la Respuesta dinamica de un edificio de 26 niveles incorporando Amortiguadores de masas sintonizada en Jesús María,» Facultad de Ingeniería, Lima-Peru, 2020.
- [9] F. E. N. H. Milton Andres Martinez Sasvedra, «Análisis Estructural Comparativo de una edificacion de 7 niveles de concreto armado utilizando amortiguador de tipo masas sintonizante y una edificación de de 7 niveles de concreto armado sin amoriguamiento ;En el distrito de la Esperanza Trujillo 2021,» Trujillo, 2021.
- [10] J. E. A. C. Noemi Roxana Ayhuasi Sarmiento, «Comparación de la respuesta estructural en un edificio de 20 niveles con amortiguadores de masa sintonizada de tipo convencional y pendular mediante modelos físicos a escala reducida,» Juliaca-Peru, 2020.

- [11] A. E. E. Apaza, «Estudio de la influencia de las demandas de viento en un edificio de altura ubicado en zona alta sismicidad y de la efectividad de los medios para optimizar el diseño,» Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i ports , Barcelona, Mayo-2020.
- [12] G. M. Castellón, «Título: “Estudio de los componentes del sistema,» Santa Clara-Cuba, 2019.
- [13] I. E. M. Franco, «Efectos de los Amortiguadores de masa sintonizada en la respuesta sísmica de estructuras de la ciudad de México,» Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019.
- [14] P. I. B. G. Ortiz, «Amortiguador de masa sintonizada AMS,» p. 21, 2015.
- [15] N. t. E0.030, *Diseño sismoresistente*, LIMA-PERU: Ministerio de vivienda y construcción, 2020.
- [16] A. K. Chopra, *Dinamica de estructuras*, Mexico: Departamento de Materiales Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, 2014.
- [17] A. M. Peláez, «Comentarios a la Norma E.030,» *Servicio Nacional para la Industria de la Construcción*, 2020.
- [18] J. A. A. Zapata, «Citicorp Center, el rascacielos que pudo colapsar en la Gran Manzana,» 18 Octubre 2016. [En línea]. Available: <https://estructurando.net/2016/10/18/citicorp-center-el-rascacielos-que-pudo-colapsar/>.
- [1] K. A. Llontop, I. Asesor, R. Esteban, and V. Maguiña, “UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL Evaluación del desempeño sísmico de un edificio incorporando amortiguadores de masa sintonizada.” [Online]. Available: <https://orcid.org/0000-0002-3707-5503>

DISCONTINUIDAD EXTRIMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES			
DIRECCION Y			
PISO	V2(TON)	V2/DINAMICA	VERIFICACION 1
			V2
			0,25*Vd elemento
PLC4	7.249	0.90%	NO COMPROBAR
PLC3	11.096	1.38%	NO COMPROBAR
PLC5	15.493	1.93%	NO COMPROBAR
PLC6	24.689	3.08%	NO COMPROBAR
PL31	23.707	2.96%	NO COMPROBAR
PL2	18.999	2.36%	NO COMPROBAR
PL1	17.173	2.14%	NO COMPROBAR
PL12	46.999	5.86%	NO COMPROBAR
PL3	37.580	4.70%	NO COMPROBAR
PL4	14.554	1.82%	NO COMPROBAR
PL5	121.801	15.18%	NO COMPROBAR
PL6	86.555	10.81%	NO COMPROBAR
PL7	56.973	7.14%	NO COMPROBAR
PL8	44.469	5.54%	NO COMPROBAR
PL9	42.545	5.30%	NO COMPROBAR
PL10	46.306	5.77%	NO COMPROBAR
PL11	43.645	5.44%	NO COMPROBAR
PL12	44.163	5.50%	NO COMPROBAR
PL13	66.885	8.34%	NO COMPROBAR
PL14	18.109	2.26%	NO COMPROBAR
PL15	82.834	10.35%	NO COMPROBAR
			REGULAR
			REGULAR

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift (m)
Story1	-CasesSBO	Lateral			X	0.1923
Story1	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1762
Story7	-CasesSBO	Lateral			X	0.2054
Story7	-CasesSBO	Lateral			Y	0.2048
Story8	-CasesSBO	Lateral			X	0.2051
Story8	-CasesSBO	Lateral			Y	0.2048
Story9	-CasesSBO	Lateral			X	0.2074
Story9	-CasesSBO	Lateral			Y	0.2071
Story10	-CasesSBO	Lateral			X	0.2077
Story10	-CasesSBO	Lateral			Y	0.2074
Story11	-CasesSBO	Lateral			X	0.2123
Story11	-CasesSBO	Lateral			Y	0.2120
Story12	-CasesSBO	Lateral			X	0.2179
Story12	-CasesSBO	Lateral			Y	0.2176
BASE	-CasesSBO	Lateral			X	0.0307

1.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

IRREGULARIDAD TORSIONAL						
DIRECCION X-						
PISO	DEZP. 1	DEZP. 2	DEZP. MAXIMO	DEZP. PROMEDIO	VERIFICACION 1	
						Ip=
						0,75
1.8177	1.899	0.1262	0.1269	0.1258	1.0147	
1.6915	1.7671	0.1663	0.1664	0.1654	1.0184	
1.5292	1.5997	0.1974	0.1974	0.1936	1.0139	
1.3395	1.4013	0.2343	0.2344	0.2189	1.0254	
1.1252	1.1779	0.2831	0.2832	0.2382	1.0212	
0.9921	0.9347	0.2422	0.2531	0.2477	1.0220	
0.8499	0.8044	0.2374	0.2484	0.2429	1.0226	
0.4125	0.4332	0.2139	0.2247	0.2193	1.0246	
0.2088	0.2088	0.1849	0.1859	0.1814	1.0279	
0.0497	0.0497	0.0417	0.0426	0.0412	1.0307	
						REGULAR

DIRECCION X+							
PISO	ALTURA	DISPLA. 1-SAP	DISPLA.1-REAL	DISP. RELATIVO	DERIVAS	SP9%AI/hi	VERIFICACION
BASE	300	0.045	0.2025	0.0047	0.0077	0.0035	CUMPLE
PISO 1	270	0.2338	1.0476	0.0451	0.0031	0.0035	CUMPLE
PISO 2	270	0.4384	2.1788	0.1327	0.0047	0.0035	NO CUMPLE
PISO 3	270	0.7906	3.4227	0.2429	0.0046	0.0035	NO CUMPLE
PISO 4	270	1.0248	4.68805	0.2635	0.0047	0.0035	NO CUMPLE
PISO 5	270	1.3007	5.99245	0.2996	0.0045	0.0035	NO CUMPLE
PISO 6	270	1.5586	7.00245	0.3188	0.0047	0.0035	NO CUMPLE
PISO 7	270	1.7707	7.97895	0.32745	0.0035	0.0035	NO CUMPLE
PISO 8	270	1.9574	8.88835	0.32935	0.0031	0.0035	CUMPLE
ADUTEA	241	1.9991	8.99595	0.31875	0.0030	0.0035	CUMPLE

DIRECCION Y							
PISO	ALTURA	DISPLA. 1-SAP	DISPLA.1-REAL	DISP. RELATIVO	DERIVAS	SP9%AI/hi	VERIFICACION
BASE	300	0.034	0.1389	0.0039	0.0034	0.0035	CUMPLE
PISO 1	270	0.2128	0.94555	0.0316	0.0016	0.0035	CUMPLE
PISO 2	270	0.328	1.206	0.02745	0.0024	0.0035	CUMPLE
PISO 3	270	0.4465	1.60475	0.02975	0.0020	0.0035	CUMPLE
PISO 4	270	0.5647	2.00765	0.0329	0.0021	0.0035	CUMPLE
PISO 5	270	0.6835	2.40475	0.0317	0.0024	0.0035	CUMPLE
PISO 6	270	0.8028	2.79865	0.0313	0.0024	0.0035	CUMPLE
PISO 7	270	0.9243	3.18935	0.0303	0.0023	0.0035	CUMPLE
PISO 8	270	1.0487	3.57645	0.0278	0.0021	0.0035	CUMPLE
ADUTEA	241	1.0383	3.19415	0.270	0.0031	0.0035	CUMPLE

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTRIMA				
DIRECCION X-				
PISO	DEZP. RELAT.	DEZP.PROMEDIO	VERIFICACION 1	
ADUTEA	0.1262	0.1269	1.0147	1.0222
PISO 8	0.1664	0.1664	1.0184	1.0217
PISO 7	0.1974	0.1936	1.0139	1.0254
PISO 6	0.2343	0.2189	1.0254	1.1139
PISO 5	0.2832	0.2382	1.0212	1.0486
PISO 4	0.2531	0.2477	1.0220	1.0308
PISO 3	0.2484	0.2429	1.0226	1.0077
PISO 2	0.2247	0.2193	1.0246	1.0017
PISO 1	0.1849	0.1814	1.0279	1.0051
BASE	0.0417	0.0412	1.0307	1.0021
				REGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTRIMA				
DIRECCION Y-				
PISO	DEZP. RELAT.	DEZP.PROMEDIO	VERIFICACION 1	
ADUTEA	0.1262	0.1269	1.0147	1.0222
PISO 8	0.1664	0.1664	1.0184	1.0217
PISO 7	0.1974	0.1936	1.0139	1.0254
PISO 6	0.2343	0.2189	1.0254	1.1139
PISO 5	0.2832	0.2382	1.0212	1.0486
PISO 4	0.2531	0.2477	1.0220	1.0308
PISO 3	0.2484	0.2429	1.0226	1.0077
PISO 2	0.2247	0.2193	1.0246	1.0017
PISO 1	0.1849	0.1814	1.0279	1.0051
BASE	0.0417	0.0412	1.0307	1.0021
				REGULAR

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Story1	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1973	0.1911	1.037
Story8	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1703	0.16	1.066
Story7	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1744	0.1685	1.033
Story9	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1751	0.1728	1.013
Story10	-CasesSBO	Lateral			Y	0.174	0.1728	1.009
Story4	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1661	0.1667	1.002
Story3	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1658	0.1661	1.004
Story2	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1248	0.1233	1.012
Story11	-CasesSBO	Lateral			Y	0.1818	0.1801	1.013
BASE	-CasesSBO	Lateral			Y	0.0172	0.0172	1.004

NO HAY ESQUINAS ENTRANANTES EN X	
PISO	VERIFICACION 1
ADUTEA	1.796
PISO 8	1.796
PISO 7	1.796
PISO 6	1.796
PISO 5	1.796
PISO 4	1.796
PISO 3	1.796
PISO 2	1.796
PISO 1	1.796
BASE	1.796
REGULAR	

NO HAY ESQUINAS ENTRANANTES EN X				
PISO	LONGITUD Y	ESQUINA ENTRANANTE	VERIFICACION 1	IRREGULAR
ADUTEA	34.92	4.85	1	
PISO 8	34.92		1	
PISO 7	34.92		1	
PISO 6	34.92		1	
PISO 5	34.92		1	
PISO 4	34.92		1	
PISO 3	34.92		1	
PISO 2	34.92		1	
PISO 1	34.92		1	
BASE	34.92		1	
				1

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
PISO	AREA TOTAL	AREA VAGOS	VERIFICACION 1
PISO 8	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 7	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 6	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 5	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 4	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 3	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 2	627.1632	77.3805	12.34%
PISO 1	627.1632	77.3805	12.34%
			REGULAR

SISTEMAS NO PARALELOS EJE X				
ELEMENTO	V2(TON)	V2/DINAMICA	VERIFICACION	COMPROBACION
VERIFICACION 1				
V2				
0,10*Vd elemento				
PLC5	121.805	14.11%	COMPROBAR	REGULAR
PLC6	197.688	18.34%	COMPROBAR	REGULAR
C10	184.9179	14.88%	COMPROBAR	REGULAR
C19	118.9528	13.83%	COMPROBAR	REGULAR

Ip=	1
Ip=	1

SISTEMAS NO PARALELOS EJE Y				
PISO	V2(TON)	V2/DINAMICA	VERIFICACION	COMPROBACION
VERIFICACION 1				
V2				
0,10*Vd elemento				
PL5	121.8013	0.151825186	COMPROBAR	REGULAR
PL15C15	838344	0.104499487	COMPROBAR	REGULAR
C14	931113	0.11668713	COMPROBAR	REGULAR
C15	92.6043	0.115431158	COMPROBAR	REGULAR
C16	85.7816	0.10629267	COMPROBAR	REGULAR
C17	85.4406	0.106091614	COMPROBAR	REGULAR
C21	93.5918	0.116662075	COMPROBAR	REGULAR
C25	97.9035	0.122036605	COMPROBAR	REGULAR

Anexo 2 Cálculo de Irregularidades en Planta y en Altura

SISMO DINAMICO X								
PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	DESPL PERMISIBLE	VERIFICACIÓN	
0	BASE	300	0.045	0.23625	0.23625	0.00079	0.007	CUMPLE
1	PISO 1	270	0.2328	1.2222	0.98595	0.00365	0.007	CUMPLE
2	PISO 2	270	0.4844	2.5431	1.3209	0.00489	0.007	CUMPLE
3	PISO 3	270	0.7606	3.99315	1.45005	0.00537	0.007	CUMPLE
4	PISO 4	270	1.0409	5.464725	1.471575	0.00545	0.007	CUMPLE
5	PISO 5	270	1.3097	6.875925	1.4112	0.00523	0.007	CUMPLE
6	PISO 6	270	1.5561	8.169525	1.2936	0.00479	0.007	CUMPLE
7	PISO 7	270	1.7731	9.308775	1.13925	0.00422	0.007	CUMPLE
8	PISO 8	270	1.9574	10.27635	0.967575	0.00358	0.007	CUMPLE
9	AZOTEA	241	1.9991	10.495275	0.218925	0.00091	0.007	CUMPLE

SISMO DINAMICO Y								
PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	DESPL PERMISIBLE	VERIFICACIÓN	
0	BASE	300	0.0242	0.1089	0.1089	0.00036	0.007	CUMPLE
1	PISO 1	270	0.1219	0.54855	0.43965	0.00163	0.007	CUMPLE
2	PISO 2	270	0.268	1.206	0.65745	0.00244	0.007	CUMPLE
3	PISO 3	270	0.4455	2.00475	0.79875	0.00296	0.007	CUMPLE
4	PISO 4	270	0.6417	2.88765	0.8829	0.00327	0.007	CUMPLE
5	PISO 5	270	0.8455	3.80475	0.9171	0.00340	0.007	CUMPLE
6	PISO 6	270	1.0489	4.72005	0.9153	0.00339	0.007	CUMPLE
7	PISO 7	270	1.2463	5.60835	0.8883	0.00329	0.007	CUMPLE
8	PISO 8	270	1.4347	6.45615	0.8478	0.00314	0.007	CUMPLE
9	AZOTEA	241	1.5987	7.19415	0.738	0.00306	0.007	CUMPLE

SISMO DINAMICO X CON AMS								
PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	DESPL PERMISIBLE	VERIFICACIÓN	
	BASE	300	0.0344	0.1806	0.1806	0.00060	0.007	CUMPLE
	PISO 1	270	0.1789	0.939225	0.758625	0.00281	0.007	CUMPLE
	PISO 2	270	0.3744	1.9656	1.026375	0.00380	0.007	CUMPLE
	PISO 3	270	0.5918	3.10695	1.14135	0.00423	0.007	CUMPLE
	PISO 4	270	0.8162	4.28505	1.1781	0.00436	0.007	CUMPLE
	PISO 5	270	1.0372	5.4453	1.16025	0.00430	0.007	CUMPLE
	PISO 6	270	1.2469	6.546225	1.100925	0.00408	0.007	CUMPLE
	PISO 7	270	1.4406	7.56315	1.016925	0.00377	0.007	CUMPLE
	PISO 8	270	1.6147	8.477175	0.914025	0.00339	0.007	CUMPLE
	AZOTEA	241	1.6423	8.622075	0.1449	0.00060	0.007	CUMPLE

SISMO DINAMICO Y CON AMS								
PISO	ALTURA	DESPLA. 1-SAP	DESPLA.1-REAL	DESPL.RELATIVO	DERIVAS	DESPL PERMISIBLE	VERIFICACIÓN	
	BASE	300	0.0187	0.08415	0.084150	0.00028	0.007	CUMPLE
	PISO 1	270	0.094	0.423	0.338850	0.00126	0.007	CUMPLE
	PISO 2	270	0.2064	0.9288	0.505800	0.00187	0.007	CUMPLE
	PISO 3	270	0.3403	1.53135	0.602550	0.00223	0.007	CUMPLE
	PISO 4	270	0.4855	2.18475	0.653400	0.00242	0.007	CUMPLE
	PISO 5	270	0.6345	2.85525	0.670500	0.00248	0.007	CUMPLE
	PISO 6	270	0.7815	3.51675	0.661500	0.00245	0.007	CUMPLE
	PISO 7	270	0.9237	4.15665	0.639900	0.00237	0.007	CUMPLE
	PISO 8	270	1.0644	4.7898	0.633150	0.00235	0.007	CUMPLE
	AZOTEA	241	1.1892	5.3514	0.561600	0.00233	0.007	CUMPLE

Anexo 3 Calculo de Derivas y desplazamientos

FUERZA DE ENTREPISO			
PISO	SISMO	VX(tonf)	Altura (m)
azotea	SISMO DX	62.5651	24.01
Story8	SISMO DX	217.0783	21.6
Story7	SISMO DX	358.8265	18.9
Story6	SISMO DX	478.5397	16.2
Story5	SISMO DX	578.8884	13.5
Story4	SISMO DX	660.4921	10.8
Story3	SISMO DX	723.486	8.1
Story2	SISMO DX	767.5048	5.4
Story1	SISMO DX	792.298	2.7
BASE	SISMO DX	802.247	0

FUERZA DE ENTREPISO			
PISO	SISMO	VY(tonf)	Altura (m)
azotea	SISMO DY	78.4942	24.01
Story8	SISMO DY	270.0792	21.6
Story7	SISMO DY	439.0696	18.9
Story6	SISMO DY	576.0427	16.2
Story5	SISMO DY	686.9447	13.5
Story4	SISMO DY	776.31	10.8
Story3	SISMO DY	845.5892	8.1
Story2	SISMO DY	893.9585	5.4
Story1	SISMO DY	920.9778	2.7
BASE	SISMO DY	932.5309	0

FUERZA DE ENTREPISO			
PISO	SISMO	VX(tonf)	Altura (m)
azotea	SISMO EX	58.8461	24.01
Story8	SISMO EX	231.5736	21.6
Story7	SISMO EX	399.3279	18.9
Story6	SISMO EX	546.4001	16.2
Story5	SISMO EX	672.7903	13.5
Story4	SISMO EX	778.4984	10.8
Story3	SISMO EX	863.5245	8.1
Story2	SISMO EX	927.8686	5.4
Story1	SISMO EX	971.5307	2.7
BASE	SISMO EX	999.1893	0

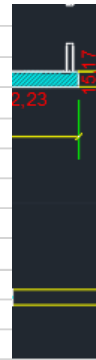
FUERZA DE ENTREPISO			
PISO	SISMO	VY(tonf)	Altura (m)
azotea	SISMO EY	68.6422	24.01
Story8	SISMO EY	270.1235	21.6
Story7	SISMO EY	465.8036	18.9
Story6	SISMO EY	637.3588	16.2
Story5	SISMO EY	784.7891	13.5
Story4	SISMO EY	908.0944	10.8
Story3	SISMO EY	1007.2748	8.1
Story2	SISMO EY	1082.3302	5.4
Story1	SISMO EY	1133.2606	2.7
BASE	SISMO EY	1165.5236	0

Anexo 4 Calculo de las fuerzas cortantes de Entrepisos

DISEÑO DEL AMORTIGUADOR					
Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	peso (TN)		
BASE	D1	77.24886	757.8113166	5921.39016	17.96
Story1	D2	64.1818	629.623458	1.04906066	35.92
Story2	D3	64.1818	629.623458		35.92 17.9600000
Story3	D4	64.1818	629.623458		34.92 34.9200000
Story4	D5	64.1818	629.623458		
Story5	D6	64.1818	629.623458	603.60756	999.23459
Story6	D7	64.1818	629.623458	1.6554375	
Story7	D8	64.1818	629.623458	area	1254.3264
Story8	D9	58.83136	577.1356416		
azotea	D10	18.25474	179.0789994		
Peso de una estructura			5921.390164	9.81	
		5921.39016 tn			
Masa total de la estructura		603.60756			
		*0.1			
1.-Diseño de amortiguador a 5%				%	0.01
		59.2139016 tn		14.8034754	
					5921.39016 kg
<i>Peso ams = u * Masa de la estructura</i>					
<i>Peso ams = 0.01 * 5921.390tn</i>					
<i>Peso ams = 59.2139016 tn =</i>					
2.-RIGIDEZ DEL AMS					
$K_{ams} = n \frac{4\pi^2 * P_T}{T^2 * g}$					
Se calcula pt la carga de compresion maxima de un aislador					
<i>Pt = c * masa de la estructura</i>					
<i>c= porcentaje de masa participatica del primer modo de vibracion</i>					
<i>Pt = 0.673 * 59.2139tn</i>			c	0.67	
<i>Pt =</i>		39.6733141 tn	g	9.81	CM/S
			t	0.509	
$K_{ams} = n \frac{4\pi^2 * P_T}{T^2 * g}$					
					3967.33141
$K_{ams} = 4 \frac{4\pi^2 * 198.54903tn}{0.504s^2 * 9.81m/s^2}$					
		kams	2464.992872	tn/m	
					31.020836 tn
$KAISLADOR = \frac{12582.31297tn/m}{4}$					31020.836
$KAISLADOR =$		616.248218	tn/m		Razón de amorti

Anexo 5 Calculo del Diseño del Amortiguador de masa sintonizada

3.-AMORTIGUAMIENTO DEL AMS							
$C = 2\xi\sqrt{K_{ams} * A_{ams}}$				$C = 2\xi\sqrt{K_{ams} * M_{ams}}$			
$M_{ams} = \frac{Peso_{AMS}}{g}$				$C = 2(0.12726) * \sqrt{12582.31297 \frac{tn}{m} * 30.07355tn * s^2/m}$			
$M_{ams} = \frac{295.02155tn}{9.81m/s^2}$				$C =$	14.71799795 tn/m		
$M_{ams} =$	6.0360756 tn*s ² /m			amortiguador de cada aislador			
$\xi = \sqrt{\frac{3 * u}{8 * (1 + u)^3}}$				$C_{aislador} = \frac{c}{4}$			
$\xi = \sqrt{\frac{3 * 0.05}{8 * (1 + 0.05)^3}}$				$C_{aislador} = \frac{156.5738719tn/m}{4}$			
$\xi =$	0.06033003			$C_{aislador} =$	3.67949949 tn/m		
4.-Diseño del ams							
$a * a * c * 2.4 = peso_{AMS}$							
$a * a * c * 2.4 = 295.02155 tn$							
siendo	c=	2 m					
		2.4 peso del concreto tn/m ³					
$a^2 = \frac{568.342379tn}{2.4ton/m^3 * 2m}$							
$a =$	3.5122969	dos ams					
	3.5122969			3.1 m	x		
				2.45 m	y		
r1	KAISLADOR(X ² +Y ²)						
		38484.70121 tn/m					



Anexo 6 Calculo del amortiguamiento del AMS y diseño del Ams en bloque de concreto

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CHICLAYO
GERENCIA DE DESARROLLO URBANO
CERTIFICADO DE CONFORMIDAD DE OBRAS
LEY 29090

Hoja de Insp. Téc

INGENIERIA CIVIL MON

ESTANDO LO SOLICITADO POR: **INGENIERIA CIVIL MON**
La Gerencia de Urbanismo a través de la Sub Gerencia de Obras Privadas y Catastro.

*Pav. Bazar
07/10/12
Patazca
16718-05*

CERTIFICA:

1. UBICACIÓN DE LA OBRA

PROVINCIA

LAMBAYEQUE CHICLAYO

URB. PATAZCA A.V. SALAVERRY 959

Urbanización, AA.HH., Otros Avenida, Calle, Pasaje, Manzana y N° de Lote Placa N

2. ZONIFICACIÓN:
Según Plan Director Chiclayo 2020 aprobado por A.M. N° 056-92-MPCH-A al predio le pertenece una

3. LICENCIA DE EDIFICACION N° 1759 Fecha 12 Diciembre

4. INICIO DE OBRA Día 05 Mes Enero

5. TERMINO DE OBRA Día 17 Mes Noviembre

6. TIPO DE OBRA

Edificación Nueva Remodelación Ampliación

Modificación Reparación Puesta en Valor

Modalidad A Modalidad B Modalidad C

7. CUADRO DE ÁREAS

Piso o Nivel	Área Ocupada	Área Techada	Área
1° Nivel		528.22 m2	
2° Nivel		531.69 m2	
3° Nivel		531.69 m2	
4° Nivel		531.69 m2	
5° Nivel		531.69 m2	
6° Nivel		391.97 m2	
7° Nivel		391.97 m2	
8° Nivel		391.97 m2	
9° Nivel		391.97 m2	
Azotea		391.97 m2	
TOTAL		4,248.84 m2	

8. VALOR DE LA OBRA: S/ 3'309,603.90 Nuevos Soles.

9. PROFESIONAL RESPONSABLE DE LA OBRA:
() Arquitecto (X) Ingeniero Civil () Ingeniero Sanitario () Ingeniero Electricista
Nombre del Profesional: RODOLFO DAVILA UGAZ Registro: 50791 DNI

10. SUPERVISIÓN DE LA OBRA (VER HOJA ANEXA).

10.2 Estructuras

Muros y Columnas C

Techos C

10.3 Acabados

Pisos D

Puertas y Ventanas D

Revestimientos F

Baños D

10.4

Eléctrico

Sanitario

11. Cumple con los PARÁMETROS URBANOS Y EDIFICATORIOS, S

12. Numeración de PLACA DOMICILIARIA
AV. SALAVERRY N° 959 URB. PATAZCA.

13. OBSERVACIONES DE LA CONFORMIDAD DE OBRA
Conforme con los planos presentados del 1° AL 9° NIVEL + AZOTEA
La obra cumple con lo estipulado en la Ley N° 29090
Fecha: Chiclayo, 12 de 12

Anexo 7 Presupuesto de 9 pisos en la Ciudad de Chiclayo