



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación de la respuesta sísmica para la rehabilitación estructural del
bloque 5 del campus Machala**

**VILLAVICENCIO PONCE KENNYN JODERS
INGENIERO CIVIL**

**MORA ESPINOSA ALVARO PATRICIO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación de la respuesta sísmica para la rehabilitación estructural
del bloque 5 del campus Machala**

**VILLAVICENCIO PONCE KENNYN JODERS
INGENIERO CIVIL**

**MORA ESPINOSA ALVARO PATRICIO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Evaluación de la respuesta sísmica para la rehabilitación
estructural del bloque 5 del campus Machala**

**VILLAVICENCIO PONCE KENNYN JODERS
INGENIERO CIVIL**

**MORA ESPINOSA ALVARO PATRICIO
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2023**

TRABAJO Mora - Villavicencio

por Alvaro Mora

Fecha de entrega: 28-feb-2024 04:32p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2307287068

Nombre del archivo: TRABAJO_MORA_-_VILLAVICENCIO.pdf (2.35M)

Total de palabras: 18103

Total de caracteres: 98887

TRABAJO Mora - Villavicencio

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE INTERNET

5%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

ENCONTRAR COINCIDENCIAS CON TODAS LAS FUENTES (SOLO SE IMPRIMIRÁ LA FUENTE SELECCIONADA)

< 1%

★ Ahmet Can Altunişik, Olguhan Şevket Karahasan, Fatih Yesevi Okur, Ebru Kalkan, Korhan Ozgan.

"Finite Element Model Updating and Dynamic Analysis of a Restored Historical Timber Mosque Based on Ambient Vibration Tests", Journal of Testing and Evaluation, 2019

Publicación

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias Apagado

Excluir bibliografía

Apagado

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

Los que suscriben, VILLAVICENCIO PONCE KENNYN JODERS y MORA ESPINOSA ALVARO PATRICIO, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado Evaluación de la respuesta sísmica para la rehabilitación estructural del bloque 5 del campus Machala, otorgan a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tienen potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

Los autores declaran que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

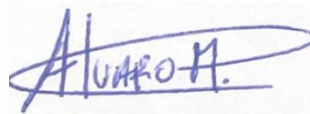
Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asumen la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



VILLAVICENCIO PONCE KENNYN JODERS

0750693665



MORA ESPINOSA ALVARO PATRICIO

0705752905

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación, está dirigido para mis padres, mi hermano, mi abuela, mis tíos.

Agradezco a mis padres por su constante apoyo a lo largo de mi camino, por ser mi soporte, mi fuerza y mi fuente de inspiración en mi desarrollo personal y académico.

A mi hermano, por siempre darme consejos e inspiración de nunca rendirme.

A mi abuelita, por ser un modelo de constancia, de nunca rendirse y siempre respaldándome y aconsejándome en cada situación.

A mis tíos, por desempeñar un papel fundamental tanto en mi desarrollo personal como académico.

Alvaro Patricio Mora Espinosa

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a mis padres, Lorena Espinosa y Cornelio Mora, quienes han sido los impulsores detrás de mi logro, acompañándome incondicionalmente en cada fase de mi vida. Su constante respaldo, amor sin límites y la enseñanza de la perseverancia han sido fundamentales para alcanzar cada una de mis metas.

Agradezco a mi hermano Freddy Mora por ser mi inspiración para continuar avanzando, brindándome apoyo desde mi infancia y estando siempre presente cuando más lo requiero.

Agradezco a mi abuela Maura Mora por ser mi consejera y fuente de inspiración, por su apoyo incondicional y por ser mi guía en el camino hacia ser una mejor persona.

Agradezco a mis tíos por brindarme un apoyo incondicional a lo largo de mi trayectoria académica, este logro se debe en gran medida a su respaldo constante.

Quiero expresar mi gratitud al Ing. José Luis Ordoñez Fernández, mi tutor, por su paciencia y por confiar en mis habilidades, así como por ser mi guía durante este proceso académico. Gracias a él, he logrado con éxito completar este logro académico.

Con mucha inspiración, respeto y admiración.

Álvaro Patricio Mora Espinosa

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación está dedicado a mis abuelos Flor Demera y Oswaldo Villavicencio los cuales me criaron en mi infancia y guiaron mi camino para que hoy en día este en estas instancias. Sin su amor incondicional y valiosas enseñanzas este logro no sería posible.

A mi familia, en especial a mi padre Richard Villavicencio por siempre darme su apoyo y motivación para no decaer y poder cumplir con mis metas. Su respaldo ha sido fundamental en este camino.

Kennyn Joders Villavicencio Ponce

AGRADECIMIENTO

Quiero dar gracias a Dios por brindarme sabiduría y en general a toda mi familia ya que sin su apoyo llegar a este punto no hubiera sido posible cumplir con esta meta en mi vida. El recalcar que todo lo que me proponga lo podría cumplir y hoy en día es posible gracias a ellos.

Además, quiero agradecer a cada persona con la cual me cruce en esta larga etapa tanto a los docentes los cuales fueron guía para este camino y personal universitario ya que sin su ardua labor esto no sería posible.

A mi grupo de amigos los cuales me brindaron su amistad, sobre todo su confianza y apoyo en cada momento difícil de mi vida para no rendirme y poder continuar.

Finalmente, quiero expresar mi gratitud y admiración hacia mi tutor, el Ing. José Luis Ordoñez Fernández, por confiar en la realización de este trabajo y brindarnos su apoyo y conocimiento ante cada duda que surgía, contribuyendo así de manera significativa a la culminación exitosa de este trabajo.

Kennyn Joders Villavicencio Ponce

Contenido

RESUMEN.....	13
Importancia del tema	15
Actualidad de la problemática	15
1. CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1.1 Antecedentes (Línea base del proyecto).....	16
1.1.1 Datos de Población	16
1.1.1.1 Ubicación, límites y extensión.....	16
1.1.1.2 Población	16
1.1.2 Ordenamiento territorial Cantón Machala	17
1.1.3 Uso del suelo.....	17
1.1.4 Amenaza sísmica	18
1.1.5 Fallas geológicas.....	20
1.2 Descripción de la situación problemática (Causas y efectos)	20
1.3 Formulación del problema: preguntas científicas.....	22
1.4 Alcance del Proyecto.....	22
1.5 Justificación.....	22
1.6 Objetivos: general y específicos	23
2. CAPITULO II MARCO TEORICO	23
2.1 Antecedentes Contextuales.....	23
2.2 Antecedentes referenciales o históricos.....	25
2.3 Antecedentes conceptuales	26
2.3.1 Rehabilitación sísmica	26
2.3.1.1 Etapas del proceso de rehabilitación sísmica.....	27
2.3.1.2 Niveles de desempeño	27
2.3.2 Vulnerabilidad estructural.....	28
2.3.3 Peligro sísmico.....	29

2.3.4 Zonificación sísmica y factor de zona Z.....	29
2.3.4.1 Perfil del suelo	29
2.3.4.2 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	29
2.3.5 Diseño Sismorresistente.....	30
2.3.6 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R	30
2.3.7 Análisis lineal	31
2.3.8 Análisis no lineal	31
2.3.9 Curva de capacidad.....	31
2.3.11 Niveles de desempeño (ATC 40 – FEMA 440).....	33
2.3.12 Rotulas plásticas	33
2.3.13 Amenaza sísmica (Espectro NEC).....	33
2.3.14 Puntal equivalente.....	33
2.3.15 Deriva de piso	34
2.3.16 Momento curvatura.....	35
2.3.17 Periodo fundamental de una edificación.....	35
2.3.18 Magnitud de Momento.....	35
3. CAPITULO III: METODOLOGÍA	35
3.1 Modalidad básica de la investigación.....	35
3.2 Tipo de investigación	36
3.2.1 Documental.....	36
3.2.2 De campo.....	36
3.2.3 Descriptiva.....	36
3.3 Objetivo de estudio.....	36
3.4 Descripción de la población y muestra.....	37
3.5 Métodos teóricos con los materiales.....	37
3.5.1. Modelación.....	37
3.5.1.1 Detalle de las secciones de los elementos	37

3.5.1.2 Configuración en planta y elevación	39
3.5.1.3 Cargas	44
3.5.1.4 Puntales Equivalentes	44
3.5.2 Análisis	53
3.5.2.1 Análisis dinámico espectral	53
3.5.2.2 Análisis sísmico estático lineal.....	56
3.5.2.3 Análisis sísmico estático no lineal (Pushover)	57
3.5.2.10 Curva de Capacidad.....	59
3.5.2.11 Método de espectro de capacidad.....	60
4. CAPITULO IV ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS	61
4.1. Análisis de resultados	61
4.1.1. Análisis dinámico espectral	61
4.1.2. Verificación de las derivas de piso.....	63
4.1.3. Cálculo de desplazamientos	70
4.1.4. Análisis no lineal estático	74
4.1.4.1 Curva de capacidad.....	74
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
5.1 Conclusiones.....	79
5.2 Recomendaciones	80
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	81
ANEXOS.....	86

Índice de Tablas

Tabla 1. Población Cantonal	16
Tabla 2. GADMM PDOT 2015	18
Tabla 3. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada.....	19
Tabla 4. Población ecuatoriana y valor del factor z.....	20
Tabla 5. IMG/SIN 2010	20
Tabla 6. Secciones de los elementos estructurales – vigas	38
Tabla 7. Secciones de los elementos estructurales – columnas	38
Tabla 8. Cargas permanentes y cargas vivas.....	44
Tabla 9. Expresiones obtenidas para el cálculo del ancho equivalente del puntal según el objetivo de calculo	47
Tabla 10 Ancho para puntales equivalentes Planta Baja del Bloque 1	49
Tabla 11 Ancho para puntales equivalentes Primera Planta del Bloque 1.....	49
Tabla 12 Ancho para puntales equivalentes Segunda Planta del Bloque 1.....	50
Tabla 13 Ancho para puntales equivalentes Tercera Planta del Bloque 1	50
Tabla 14 Ancho para puntales equivalentes Planta Baja del Bloque 2.....	51
Tabla 15 Ancho para puntales equivalentes Primera Planta del Bloque 2.....	51
Tabla 16 Ancho para puntales equivalentes Segunda Planta del Bloque 2.....	52
Tabla 17 Ancho para puntales equivalentes Tercera Planta del Bloque 2.....	52
Tabla 18. Parametros de perfil del suelo.....	53
Tabla 19. Parámetros para la caracterización del espectro inelástico en aceleraciones de diseño de la ciudad de Machala.....	54
Tabla 20. Coeficientes ct y α	55
Tabla 21. Límites de derivas inelásticas de piso	56
Tabla 22. Coeficientes k.....	56
Tabla 23. Factor de masa efectiva cm	58
Tabla 24 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo membrana Bloque 1	61
Tabla 25 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo membrana Bloque 2	62
Tabla 26 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo nervio Bloque 1	62
Tabla 27 Resumen de periodos fundamentales de la estructura	63

Tabla 28 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Membrana	64
Tabla 29 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Membrana	64
Tabla 30 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 2 Membrana	65
Tabla 31 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 2 Membrana	66
Tabla 32 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Nervios	66
Tabla 33 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 1 Nervios	67
Tabla 34 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 2 Nervios	68
Tabla 35 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 2 Nervios	69

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 Ecuador zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	19
Ilustración 2 Árbol de problemas.....	21
Ilustración 3 Bloque 1 – Vista en planta piso 1 y cubierta.....	40
Ilustración 4 Bloque 1 – Vista en elevación – Pórtico A.....	40
Ilustración 5 Bloque 1- Vista en elevación – Pórtico B.....	41
Ilustración 6 Bloque 1 – Vista en elevación – Pórtico C.....	41
Ilustración 7 Bloque 2 – Vista en planta.....	42
Ilustración 8 Bloque 2 Vista en elevación – Pórtico A.....	42
Ilustración 9. Bloque 2 – Vista en elevación – Pórtico B.....	43
Ilustración 10. Bloque 2 – Vista en elevación – Pórtico C.....	43
Ilustración 11 Macro-modelación.....	45
Ilustración 12 Puntal equivalente.....	46
Ilustración 13 Altura requerida para el puntal equivalente.....	46
Ilustración 14 Parámetros para definir el ancho equivalente del puntal diagonal.....	48
Ilustración 15 Espectro elástico e inelástico en aceleraciones de la ciudad de Machala con un suelo tipo E.....	54
Ilustración 16 Curva de capacidad.....	59
Ilustración 17 Método del espectro de capacidad.....	60
Ilustración 18 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en X para Bloque 1 Membrana.....	64
Ilustración 19 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en Y para Bloque 1 Membrana.....	65
Ilustración 20 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en X para Bloque 2 Membrana.....	65
Ilustración 21 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en Y para Bloque 2 Membrana.....	66
Ilustración 22 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Nervios.....	67
Ilustración 23 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 1 Nervios.....	68
Ilustración 24 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 2 Nervios.....	69
Ilustración 25 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 2 Nervios.....	70
Ilustración 26 Desplazamiento del eje X del edificio B1 Membrana.....	70

Ilustración 27 Desplazamiento del eje Y del edificio B1 Membrana	71
Ilustración 28 Desplazamiento del eje X del edificio B2 Membrana	71
Ilustración 29 Desplazamiento del eje Y del edificio B2 Membrana	72
Ilustración 30 Desplazamiento del eje X del edificio B1 Nervio.....	72
Ilustración 31 Desplazamiento del eje Y del edificio B1 Nervio.....	73
Ilustración 32 Desplazamiento del eje X del edificio B2 Nervio.....	73
Ilustración 33 Desplazamiento del eje Y del edificio B2 Nervio.....	74
Ilustración 34 Curva de capacidad para el eje X B1 tipo Membrana.....	74
Ilustración 35 Curva de capacidad para el eje Y B1 tipo Membrana.....	75
Ilustración 36 Formación de rotulas plásticas en el eje X.....	75
Ilustración 37 Curva de capacidad para el eje X B2 tipo Membrana.....	76
Ilustración 38 Formación de rotulas plásticas en el eje Y	76
Ilustración 39 Formación de rotulas plásticas en el eje X.....	77
Ilustración 40 Curva de capacidad para el eje Y B2 tipo Membrana.....	77
Ilustración 41 Formación de rotulas plásticas en el eje Y	78

RESUMEN

Nuestro país ha experimentado varios terremotos en los últimos años, incluido el más reciente en la isla Puná el 18 de marzo de 2023, lo que resultó en considerables daños estructurales, entre ellos, el bloque 5 del campus Machala. Con el fin de identificar las principales deficiencias a nivel general y en los elementos estructurales como vigas y columnas, se ha seguido las normas ASCE 41 (American Society of Civil Engineers. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings), junto con la Norma de la Construcción NEC-2015, con el objetivo de cumplir con los estándares de diseño sismorresistente. Para lograr esto, se ha desarrollado un modelo matemático que ha permitido realizar un análisis dinámico espectral y un análisis no lineal (Pushover). Esto ha posibilitado obtener las curvas de capacidad de la estructura, determinando así el nivel de daño en las conexiones de viga y columna. A partir de este daño, se propone la implementación de un exoesqueleto de acero para proporcionar mayor rigidez a la edificación y garantizar la seguridad de sus ocupantes.

Palabras claves: Análisis no lineal, curva de capacidad, derivas de piso, peligro sísmico

ABSTRACT

Our country has experienced several earthquakes in recent years, including the most recent one on Puná Island on March 18, 2023, resulting in significant structural damage, including Block 5 of the Machala campus. In order to identify the main deficiencies at a general level and in structural elements such as beams and columns, we have followed the ASCE 41 standards (American Society of Civil Engineers. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings), along with the NEC-2015 Construction Code, aiming to comply with seismic design standards. To achieve this, a mathematical model has been developed, allowing for spectral dynamic analysis and nonlinear analysis (Pushover). This has enabled the derivation of capacity curves for the structure, determining the level of damage in beam and column connections. Based on this damage, the implementation of a steel exoskeleton is proposed to provide greater stiffness to the building and ensure the safety of its occupants.

Keywords: Nonlinear analysis, capacity curve, floor drifts, seismic hazard

INTRODUCCION

Importancia del tema

Con los años, los bruscos deslizamiento de Tierra causados por eventos sísmicos han generado gran impacto en el área social y la económica, dejando un alto índice de víctimas mortales. Es por eso que el presente trabajo será enfocado en analizar la respuesta sísmica mediante un análisis estático lineal y no lineal para una propuesta de rehabilitación estructural del bloque 5 del campus Machala, la cual se encuentra ubicada en una zona de alta peligrosidad sísmica, con el fin de determinar las principales fallas de forma global y en sus elementos estructurales como vigas y columnas para posteriormente proponer una alternativa de rehabilitación utilizando las normas recomendadas por el código ASCE 41 (American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of existing builddigns), conjuntamente con los parámetros de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (Normas Ecuatorianas de la Construcción) -2015. Para establecer y satisfacer la capacidad necesaria para resistir las fuerzas requeridas, las derivas de piso, la disipación de energía y las deformaciones en el rango inelástico siguiendo la filosofía de diseño sismorresistente.

La disponibilidad de técnicas y Softwares permiten crear procesos en el campo de la ingeniería Civil, lo cual facilitara para proponer y dar soluciones sin precedentes a problemas estructurales complejos. La complejidad del problema se deberá en función del edificio, ya que está compuesta por aulas académicas y cubículos de docentes. (Vailati et al., 2021a)

Actualidad de la problemática

Ecuador se encuentra ubicado en una de las zonas con mayor peligrosidad sísmica. Por lo tanto, el ingeniero debe diseñar sus edificaciones teniendo en cuenta que los terremotos representan uno de los mayores desafíos. Es crucial crear conciencia de que los sismos son una amenaza constante y pueden causar daños a las estructuras si no han sido diseñadas de manera adecuada.

Con relación a lo descrito anteriormente, Ecuador ha sido atacado por varios terremotos como se pudo observar en Esmeraldas, Santa Elena, Manabí, Guayas, Los Ríos y parte de Santo Domingo de los Tsáchilas, además varias Provincias como se

puede analizar en el Instituto Geofísico – EPN, donde se registran los terremotos con una intensidad mínima de 3-4 dentro de la escala Macro sísmica europea. (Vista de Estado Del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica En Ecuador, n.d.)

La ciudad de Machala se encuentra ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, con un Factor Z igual a 0.4 g. de aceleración en roca. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015) Además, esta ciudad por estar ubicada en suelos coluviales, históricamente ha sido afecta por fuertes sismos, el ultimo que fue registrado el pasado 18 de marzo del 2023 con una magnitud de 6.6 (Mw), ocasionando daños en la infraestructuras y pérdidas humanas. (Ramírez & Campuzano, 2021)

1. CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes (Línea base del proyecto)

1.1.1 Datos de Población

1.1.1.1 Ubicación, límites y extensión

El cantón Machala se encuentra ubicado al sur oeste del país, en la costa ecuatoriana siendo la cabecera cantonal de la provincia del Oro contando con una extensión de 37.292,38 hectáreas de superficie esta limita al norte del cantón El Guabo, al sur con el cantón Santa Rosa, al este con los cantones Pasaje y Santa Rosa y al oeste con el Archipiélago Jambelí.

1.1.1.2 Población

De acuerdo al censo de población y vivienda 2010, la población del cantón Machala contaba con 256.022 habitantes, no obstante, en una proyección poblacional por parte del INEC 2017 se estima que para el año 2020 la población en la Ciudad de Machala será de 289.141 personas como se presenta en la tabla 1. Logrando estimar que en el área urbana del cantón cuenta con un 96% de personas siendo el territorio más destacado en cuanto a su cantidad de población, mientras que el área rural corresponde al 4%.

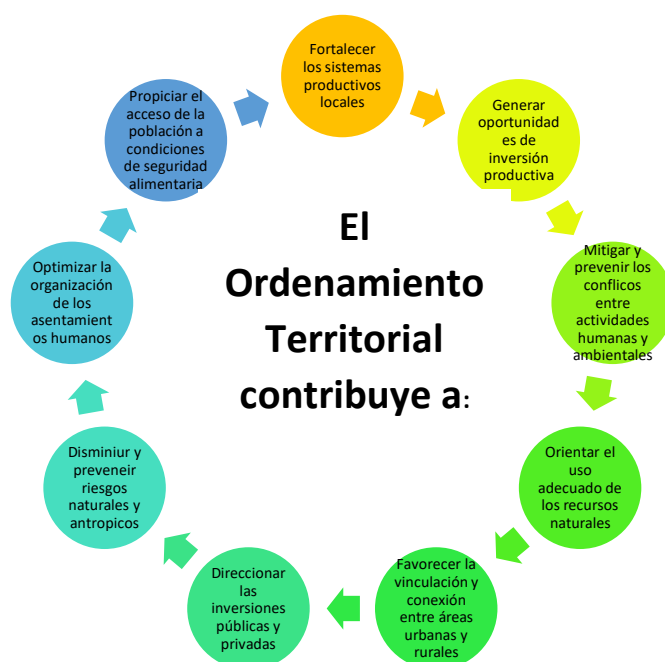
Tabla 1. Población Cantonal

Sexo	Área Urbana	Área Rural	Total
Hombre	136.234	5.676	141.910
Mujer	141.341	5.889	150.196

Total	277.575	11.566	289.141
Fuente: SNI – INEC 2010/Proyecciones 2020			

1.1.2 Ordenamiento territorial Cantón Machala

El propósito del Ordenamiento Territorial (OT) en un municipio es lograr una distribución más justa y efectiva del desarrollo, estableciendo relaciones entre el territorio y sus habitantes, coordinando las actividades humanas y productivas con el espacio disponible. El objetivo final es mejorar la calidad de vida tanto de las



generaciones actuales como de las futuras. Cuando un gobierno local dispone de un Plan de Ordenamiento Territorial (POT), tanto las autoridades como los diversos actores sociales cuentan con una herramienta poderosa que les permite tomar decisiones con mayor seguridad. Además, pueden aprovechar de manera más efectiva los recursos naturales, humanos y económicos, identificando los pasos más apropiados para lograr un desarrollo equilibrado del municipio.

1.1.3 Uso del suelo.

La dinámica del uso del suelo en el territorio, se han utilizado imágenes satelitales correspondientes a los 2000, 2008 y 2011. Como interpretación de resultados se observó un incremento del manglar (Vegetación arbórea/arbustiva) de un 8.73% en el 2008 a 10.76% en el 2011. Por otro lado, la superficie destinada a la producción de camarón para el año 2011 se vio disminuida de 24.57% (2008) a 22.10%. Al observar

estos señalizadores se puede deducir que hubo un incremento de la vegetación de manglar sobre el territorio que antes se enfocaba en elaborar camarón. Este acontecimiento podría atribuirse a los procesos de reforestación de manglar de las autoridades competentes y estipulados en el Decreto Ejecutivo 1391.

Tabla 2. GADMM PDOT 2015

Cobertura y uso del suelo	2000		2008		2011	
	Área (Ha)	%	Área (Ha)	%	Área (Ha)	%
Arbórea/arbustiva	3.488,03	9,36	3.252,90	8,73	4.011,44	10,8
Camaroneras	7.914,59	21,2	9.160,17	24,6	8.236,66	22,1
Cuerpos de agua	1.778,74	4,77	1.778,74	4,77	1.778,74	4,77
Otras tierras	542,05	1,45	459,09	1,23	0	0
Tierras agropecuarias	18.755,50	50,3	19.890,86	53,4	19.452,81	52,2
	0	0	0	0	0	0
Vegetación arbustiva y herbácea	2.943,23	7,9	89,93	0,24	0	0
Áreas urbanas	1.853,09	4,97	2.643,54	7,09	3.795,58	10,2
TOTAL	37.275,23	100	37.275,23	100	37.275,23	100

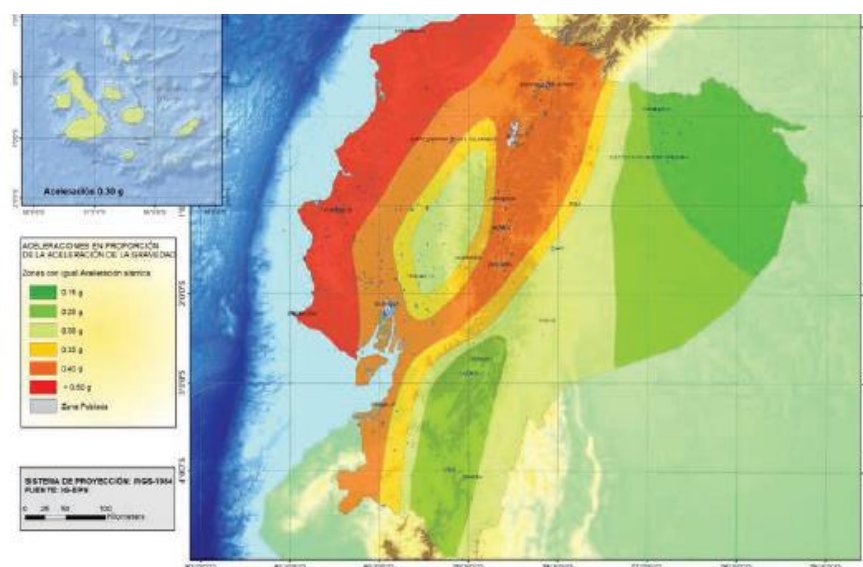
Fuente: MAE 2000 – MAE 2008 / IGM/SNI 2010

1.1.4 Amenaza sísmica

La norma NEC-SE-DS- Peligro sísmico, en el Ecuador para los edificios de uso normal, el valor de Z, que se lo conoce y representa como el máximo valor en roca previsto para el sismo de diseño, se manifiesta como fracción de la aceleración de la gravedad.

El lugar donde se diseñará y construirá la estructura establecerá una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, distinguiendo el valor del factor Z de acuerdo con la siguiente figura.

Ilustración 1 Ecuador zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: NEC Peligro Sísmico

El Mapa de zonificación sísmica para el diseño se origina del resultado del estudio del peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno T_r : 475 años), esto comprende una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en toda la zona costera del Ecuador que distingue la zona VI.

Tabla 3. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor de factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: Los Autores

En el Ecuador está catalogado como la amenaza sísmica alta con excepción de:

- **Nororiente** que presenta una amenaza sísmica intermedia
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta

Población de Machala y valor del factor z

Tabla 4. Población ecuatoriana y valor del factor z

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Z
Machala	Machala	Machala	El Oro	0.4
Fuente: Los autores				

1.1.5 Fallas geológicas

En Machala se cuenta información a zonas sísmicas y zonas susceptibles a movimientos en masa. La superficie total de Machala se localiza en un lugar de alta intensidad sísmica, por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos en el cantón es alta. Podemos describir la susceptibilidad del cantón Machala, su extensión y el porcentaje en relación del área total del cantón se describe con la siguiente tabla:(Alcaldía de Machala, 2022)

Tabla 5. IMG/SIN 2010

Descripción	Área (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18.452,06	49,50
Susceptibilidad Media	1.555,06	4,17
Susceptibilidad Muy baja	15.488,98	41,55
Cuerpos de Agua	1.778,74	4,77
Fuente: MAE 2000 – MAE 2008 / IGM/SNI 2010		

1.2 Descripción de la situación problemática (Causas y efectos)

Las estructuras ubicadas en la zona urbana de la provincia de El Oro, en particular en la ciudad de Machala, se ven afectadas por limitaciones en sus diseños estructurales. Estas limitaciones se deben principalmente a la escasa información proporcionada por las Normas Ecuatorianas de Construcción vigentes, lo que constituye el núcleo central del tema de investigación. Para describir la naturaleza de esta problemática, se han identificado causas directas y los efectos resultantes, culminando en un efecto final.

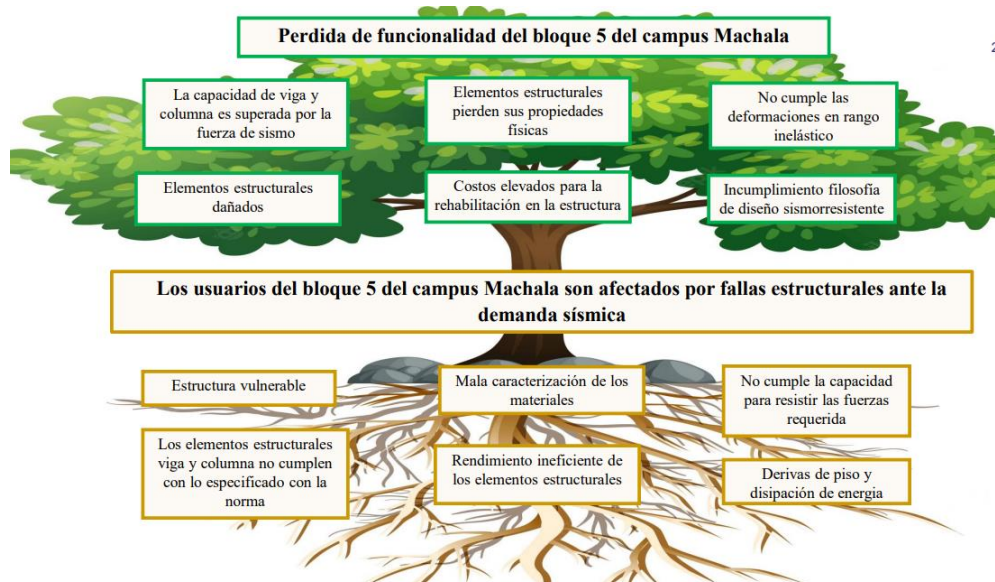
Las observaciones sobre el comportamiento de los edificios durante sismos bajos, medianos y fuertes han servido para aumentar el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de las estructuras y específicamente para identificar construcciones y sistemas resistentes a cargas sísmicas adecuados e inadecuados. Por lo que, han desarrollado procedimientos de diseño en regiones que han sido dispuestas y que están sujetas a sismos relativamente frecuentes, lo que resulta en desempeños

sísmicos aceptables. Aunque dichos procedimientos de diseño no son universalmente aplicables debido a diferencias regionales, los diseñadores estructurales pueden aprender estudiando esos procedimientos en términos de materiales y técnicas de construcción propias de su región.

El comportamiento de las estructuras RC (Concreto Reforzado) se ve influenciado por varios aspectos como lo son la rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía de los elementos estructurales (viga columna), entre otros factores. La resistencia estructural del edificio la proporciona cada miembro estructural y la interacción y conexión entre ellos. Dado que los edificios son estructuras con un alto grado de redundancia, su respuesta está controlada por la capacidad de redistribución de cargas, la cual puede fallar si algunos de los miembros llegan a la falla y los restantes no pueden soportar deformaciones significativas antes de la falla. La insuficiente capacidad resistente de algunos elementos estructurales puede justificarse al estar sometidos a demandas de cargas sísmicas significativamente superiores a los valores considerados durante su proceso de diseño. (Furtado et al., 2021)

Ante los efectos que se han nombrado producto de cada una de las causas directas como las estructuras deben diseñarse de acuerdo con las demandas sísmicas esperadas prescritas por los códigos modernos para asegurar rigidez, resistencia, disipación de energía y ductilidad adecuadas a los elementos y, en consecuencia, a la estructura global.

Ilustración 2 **Árbol de problemas**



Fuente: Los autores

1.3 Formulación del problema: preguntas científicas

A partir de la explicación dada sobre el problema mencionado el cual se centra en las afectaciones que tuvo la estructura para los usuarios del bloque 5 del campus Machala, se generan las siguientes interrogantes:

- ¿Cuáles son los modelos para el análisis estructural del bloque 5 del campus Machala?
- ¿Cuáles son las condiciones estructurales del bloque 5 del campus Machala?
- ¿Cuáles es la propuesta de reforzamiento para el bloque 5 del campus Machala?

1.4 Alcance del Proyecto

El enfoque principal de este trabajo se centra en el análisis de la respuesta sísmica del bloque 5 del campus Machala. Después de la recopilación de datos, se procederá a la elaboración de un modelo digital del edificio donde se llevará a cabo un análisis tanto lineal como no lineal, dado que este se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico.

Con el fin de lograr esto, se tomará en consideración la clasificación de suelos en la ciudad de Machala, los cuales se identifican como suelos de tipo D según los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estos datos se utilizarán para evaluar el estado de la base, ya que este es un requisito esencial estipulado por la normativa ASCE 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings).

1.5 Justificación

La construcción de edificaciones que cumplan con las normativas ecuatorianas e internacionales es escasa. Por lo tanto, es esencial que los ingenieros estructurales posean un profundo conocimiento de la respuesta sísmica de estructuras irregulares. Se reconoce que una irregularidad en las estructuras puede manifestarse en la distribución desigual de su masa, resistencia y rigidez a lo largo de su altura. En consecuencia, en la ciudad de Machala, ubicada en una zona sísmica de alto riesgo, los diseños se tornan más rigurosos. Es importante destacar que existen dos tipos de irregularidades a considerar: las que afectan la disposición en planta y las que inciden en la verticalidad de las estructuras.

Por este motivo, el presente trabajo tiene como propósito ofrecer una propuesta de rehabilitación estructural para el bloque 5 del campus Machala que sufrió daños a raíz de un sismo ocurrido el 18 de marzo del 2023 con una magnitud de 6.64 (Mw). Esta propuesta basada en las directrices establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y la ASCE 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings). Esto se lleva a cabo con la intención de cumplir con los principios de diseño sismorresistente, asegurando que la estructura pueda funcionar de manera adecuada frente a las amenazas sísmicas, proporcionando seguridad a sus ocupantes.

1.6 Objetivos: general y específicos

Objetivo General:

Analizar la respuesta sísmica mediante un análisis lineal y no lineal para la rehabilitación estructural del bloque 5 del Campus Machala.

Objetivo Especifico:

- Elaborar modelos lineales y no lineales tridimensionales mediante softwares de análisis estructural y dimensionamiento de edificios para el bloque 5 del campus Machala.
- Identificar las condiciones estructurales y no estructurales del edificio mediante un relevamiento planimétrico y altimétrico del bloque 5 del campus Machala que permitirá la elaboración de un modelo comparativo del comportamiento a la respuesta sísmica.
- Presentar el modelo tridimensional mediante la descripción de la propuesta de reforzamiento idónea según el nivel de desempeño establecido para el edificio sujeto a estudio.

2. CAPITULO II MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes Contextuales

Con el propósito de respaldar la investigación actual, se procederá a citar artículos científicos realizados a nivel internacional como local estas serán relacionadas con el tema del presente proyecto, teniendo como fin identificar los resultados más destacados de dichas investigaciones.

Según Marco Vailati et al. en su diseño para la rehabilitación sísmica de un edificio ubicado en Florencia, Italia en su artículo menciona que el principal desafío del diseño de la rehabilitación sísmica fue modernizar el edificio sin comprometer la integridad arquitectónica de los elementos, presentando problemas debido a la presencia de juntas térmicas inadecuadas entre edificios lo que podría provocar daños durante un sismo es por esto que fue necesario ampliar la brecha entre los edificios adyacentes cumpliendo con todas las restricciones de diseño pudo desarrollar una estrategia original que involucraba el uso de aislamiento de base en una configuración inusual adoptando la clásica ley constitutiva bilineal tensión-deformación. (Vailati et al., 2021b)

Por otra parte, María E. Stavroulaki et al. llevaron a cabo la rehabilitación del complejo Neoria en el antiguo puerto de Chania, en Grecia. Este monumento masivo de mampostería con bóvedas se sometió a una exhaustiva evaluación de su comportamiento sísmico. Para este propósito, emplearon varios enfoques: En primer lugar, se utilizó el análisis de respuesta modal. Este método consistió en la combinación de múltiples modos propios para capturar la cantidad necesaria de energía de vibración permitiendo comprender cómo la estructura respondería ante diferentes cargas sísmicas. Además, se aplicó un análisis de respuesta en el dominio del tiempo, en el cual se consideraron diversos eventos sísmicos, este análisis se llevó a cabo para evaluar la respuesta de la estructura y, en última instancia, su capacidad de resistencia frente a estos eventos. Por último, realizaron análisis tanto lineales como no lineales, en los cuales se compararon los resultados obtenidos con los estándares de los códigos sísmicos vigentes. Los resultados revelaron una comparación favorable entre el análisis modal y el análisis no lineal, lo que generó confianza en su utilidad para diseñar medidas de fortalecimiento y rehabilitación efectivas. (Stavroulaki et al., 2023)

A nivel nacional, el Ingeniero Libio Vladimir Zúñiga Zamora logró determinar un índice de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de acero, concreto y mixtas. Este estudio se centró en categorizar y evaluar un número de edificios ubicados en la parroquia San Bartolomé de Pinillo en la ciudad de Ambato. Para llevar a cabo esta tarea, se basó en parámetros indicados en la FEMA P-154. Este proceso involucró la creación de tres modelos estructurales. Para el primero, se aplicó un análisis estático y dinámico lineal para comprender los efectos de las cargas y lograr el equilibrio de las

fuerzas internas de la estructura. En el segundo modelo, se realizó un análisis no lineal (pushover) con el fin de obtener un indicador del rendimiento de la estructura existente. Por último, en el tercer modelo, se empleó un análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) para obtener una representación del comportamiento de la estructura basada en datos reales. Este estudio permitió evaluar la vulnerabilidad sísmica de diversas edificaciones y proporcionó información valiosa sobre su capacidad de resistencia frente a eventos sísmicos en la parroquia de San Bartolomé de Pinllo en Ambato. (Zúñiga Zamora, 2023)

Otra propuesta, presentada por Gilbert Adrián Añazco Campoverde involucra la utilización de un modelo no lineal de plasticidad concentrada en edificios prototipo de varios pisos. Este enfoque abarcó diversas etapas clave. En primer lugar, se definió el modelo estructural. Se optó por emplear un modelo no lineal de plasticidad concentrada para representar el comportamiento de las vigas y columnas del edificio. Luego se estableció un criterio de colapso basado en una rotación plástica máxima de 0.05 radianes, tanto para las vigas como para las columnas. Este criterio sirvió como referencia fundamental durante el análisis. Y por último para llevar a cabo el análisis pushover, se utilizó el software SAP2000. Este software permitió determinar la curva de capacidad de carga del edificio, lo que resultó esencial para comprender su comportamiento bajo cargas sísmicas. Como resultado de este estudio, se pudo constatar que los prototipos de edificios analizados poseían una adecuada ductilidad, con valores de ductilidad que se ubicaban por debajo de 8 y por encima de 3. Esto sugiere que las estructuras eran capaces de deformarse de manera plástica de manera suficiente para resistir cargas sísmicas significativas, lo que es un indicativo positivo en términos de su capacidad de respuesta a eventos sísmicos. (Vista de ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER) DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO COMPUESTOS (C-SMF), n.d.)

2.2 Antecedentes referenciales o históricos

Baris Yildizlar presento una metodología la cual consiste en abordar el tema de rehabilitación por varios enfoques de análisis y así poder aportar con el aumento a la e definir las propiedades de los materiales y componentes de construcción. Como segunda parte de esta etapa esta la realización de simulaciones como análisis lineales, no lineales y cinemáticos para ello utilizo un software de elementos finitos al obtener

los resultados definido que la estructura no cumplía con los niveles de rendimiento previstos y para ellos entra la última etapa la cual es la rehabilitación sísmica del edificio proponiendo un enfoque en el mejoramiento o un mejor balance de cargas en la mampostería para lograr un óptimo rendimiento sísmico. (Yildizlar, 2021)

Por otra parte, Nicolas Kyriakides presenta que los métodos de diagramas de la demanda capacidad son mas preciso que el análisis histórico temporal demostrando mucha eficiencia al momento de predecir una deformación inelástica de los edificios siendo una alternativa valiosa para la estimación del desempeño sísmico de grandes poblaciones de edificios agrupados en clases. Abreviando que ambos métodos transforman una respuesta de un sistema lineal de múltiples grados de libertad en un sistema lineal equivalente de un solo grado de libertad. (Kyriakides et al., 2018)

Según Fabiana Cunalata presenta las diferentes técnicas utilizadas en estudios, haciendo referencia al enfoque del proyecto South America Risk Assesment (SARA) aplicado en la ciudad de Quito. En trabajos académicos y tesis, se analizan enfoques como FEMA P-154, NEC-15, proceden a comparar los resultados obtenidos comenzando a identificar las similitudes comunes entre ellas, seguidas de sus discrepancias y su relevancia en el contexto de las construcciones en Ecuador. Logrando destacar que es una de las metodologías con una opción valiosa para identificar edificios que no resistirán adecuadamente un sismo. (Vista de Estado Del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica En Ecuador, n.d.)

2.3 Antecedentes conceptuales

2.3.1 Rehabilitación sísmica

Como se sabe la actividad sísmica frecuente en el ecuador, surge la necesidad de emplear técnicas para responder esta problemática en el riesgo sísmico, el cual resulta la combinación de tres factores importantes:

- Peligro sísmico del lugar donde se encuentra la estructura
- Nivel de exposición de la estructura
- Vulnerabilidad al daño de las edificaciones

El Ecuador al encontrarse en una zona de alto peligro sísmico, genera en las estructuras una vulnerabilidad al daño de varias edificaciones principalmente en las ciudades costeras.

La rehabilitación sísmica en edificaciones es conveniente en estructuras moderadamente dañadas por sismos, siempre es más económico e eficiente que demolerlos y reconstruirlos.

Una estructura de RC (concreto reforzado) en la que se ha visto afectado en las uniones viga-columna es más complicado que rehabilitar elementos vigas o columnas. (Li et al., 2019)

En presente artículo académico se ejecutará de acuerdo a la Norma Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-36), cumpliendo principalmente con los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC 2015).

2.3.1.1 Etapas del proceso de rehabilitación sísmica

Conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE-Riesgo-sísmico). (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015) El desarrollo de un proceso de rehabilitación sísmica de edificaciones debe considerar al menos los siguientes pasos

- Definición de objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modelación, análisis y criterios de aceptación
- Diseño y rehabilitación

2.3.1.2 Niveles de desempeño

La Norma Ecuatoriana de riesgo sísmico nos da como resultado de la combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales.

El nivel de desempeño establece un estado límite del daño permisible. Por lo que representa un estado limite o tolerable que establece tres funciones importantes: 1) el probable daño físico sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de las personas que están en la estructura, inducida por estos daños, 3) la operatividad de la estructura posterior al terremoto. (Sánchez Tenesaca & Fiallos Condo, 2022)

El comité VISION 200 establece lo siguiente:

Totalmente Operacional: representa a un nivel en el cual no sucede un daño, por lo que la edificación permanece segura para las personas, es decir todo los elementos y los servicios de la estructura permanecen funcionales y disponible, también no requiere reparaciones.

Operacional: en este apartado se visualiza daños moderados en los elementos estructurales y en contenido de la estructura y también algunos daños leves en los elementos estructurales. Por ello, el daño es aceptable y no implica la seguridad de la estructura para que sea ocupada después del sismo, por consiguiente, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden ocasionar la interrupción momentánea en algunas funciones normales de la edificación, por lo general necesita reparaciones leves.

Seguridad de vida: está relacionada a la posible ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en varios contenidos de la construcción. Además, la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de aguantar carga lateral adicionales, se ven limitados, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece una ventana de seguridad al posible colapso. Entonces los daños causados pueden impedir que la edificación sea requerida inmediatamente después del sismo, con lo que es posible que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando los estudios pertinentes y se justifique desde un punto de vista rentable y el ultimo que es colapso de dicha estructura.(Medina et al., 2018)

2.3.2 Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad sísmica se puede definir como una medida de la insuficiencia de una estructura sujeta a resistir acciones sísmicas. En los métodos de evaluación modernos, está representado por curvas de diseño que manifiestan que la vulnerabilidad física en función de la intensidad del proceso y el grado de pérdida. Por ello, se considera algunas características estructurales de los edificios afectados. Por consiguiente, en las últimas décadas se han desarrollado varios métodos para evaluar la vulnerabilidad de los edificios y se pueden separar en métodos empíricos y analíticos. (Stepinac et al., 2020)

Los autores W. A. Castillo, G. A. Palma, H. C. Moncayo, establecen la curva de vulnerabilidad en función de los espectros de capacidad se obtiene con base en el desplazamiento proyectado por el periodo de retorno (43,225,475,1000,2500 años), por lo que se traslada a las curvas de vulnerabilidad, sosteniendo como parámetro el control de relación media de daño, por medio de lo que se visualiza en la estructura que es altamente vulnerable, con base en que la acción sísmica en el sentido de los muros “Y” cargadero del desplazamiento. (Castillo Valencia et al., 2018)

2.3.3 Peligro sísmico

Según Erazo el pronóstico de las características del movimiento del suelo, provocado por el sismo en un lugar se conoce como un análisis de peligro sísmico, por lo que se puede saber su procedimiento a través de los siguientes pasos.

- Identificación y calificar las fuentes de sismos (fallas sísmicas) cerca del lugar.
- Considerar la frecuencia de sismos de distintas magnitudes que se puede generar en las fallas (basado en datos históricos, captados con instrumentos o efecto de estudios paleosismicos)
- Evaluación de la distancia y orientación del sitio con respecto a las fuentes
- Crecimiento y aplicación de relaciones empíricas (leyes de atenuación) para contar características de las fuentes con movimientos del suelo en el lugar.

(Erazoa, 2020)

2.3.4 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para construcciones convencionales, se emplea el parámetro Z, el cual indica la máxima aceleración esperada en roca durante un sismo de diseño. Este valor se expresa como una fracción de la aceleración debida a la gravedad. La elección de una de las seis zonas sísmicas en Ecuador se basa en la ubicación de la construcción la cual se determina según el factor de zona Z correspondiente, según lo establecido en el mapa de riesgo sísmico de la NEC-2015. Este mapa de zonificación sísmica se deriva de un estudio de peligro sísmico que tiene en cuenta un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad del 10% de excedencia. (Ing. Janne Carolina Velasteguí Lara, 2022)

2.3.4.1 Perfil del suelo

Saber el perfil del suelo es primordial, porque juega un papel importante en el peligro sísmico, ya que este parámetro es el que determina el tipo de respuesta esperada durante el evento sísmico y los efectos que le van a transmitir a la estructura. Por lo tanto, la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 define seis tipos de perfil de suelo. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

2.3.4.2 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

La respuesta elástica en aceleraciones S_a , definido en la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-15, esta expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño. Este espectro está en función de los siguientes parámetros:

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo del sitio de construcciones de la estructura
- Los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

2.3.5 Diseño Sismorresistente

El diseño sismo-resistente, se fundamenta en permitir que la estructura padezca un cierto nivel de daño disponiendo los daños durante el sismo. Es decir, sin patologías de fallas importantes en el sistema estructural que ponga en peligro su integridad, por ello el nivel esperado de daños en las edificaciones puede ser severo e incluso irreparable. Por esta razón, la filosofía de diseño que debe tener las estructuras convencionales en cierta forma no son económicamente factible diseñarlas para soportar los efectos producidos por los sismos que son fuertes sin sufrir ningún tipo de daño. (Erazoa, 2020)

2.3.6 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

Por otra parte, María Requena considera a la ductilidad como uno de los principales parámetros que afectan la respuesta sísmica de los edificios. Entendiendo que ductilidad es la capacidad que los elementos presentan para permitir deformaciones. Es por ello que a través de la capacidad de deformación se logra el diseño de estructuras que puedan sufrir grandes deformaciones sin reducción de su fuerza. (Requena-Garcia-Cruz et al., 2021)

La selección de un factor de reducción de respuesta sísmica debe ser apropiado en el proceso de diseño de un edificio de concreto armado ya que este desempeña un papel esencial en la manera en que el edificio responderá a un terremoto. Para poder garantizar la construcción de una estructura resistente, Al momento de elegir el factor R se deberá basarse en la capacidad de la estructura para recuperarse de forma resiliente después de un evento sísmico. (Prasanth et al., 2023)

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS Peligro sísmico 2015, el factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas”. ((Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

2.3.7 Riesgo sísmico

Un estudio realizado por el autor Loor-Loor Efren, Palma-Zambrano Willians, García-Vinces Lincoln, proporcionan diferentes daños sísmicos en la localidad de Tlajomulco, México. Por lo que este estado se encuentra bajo un alto Riesgo Sísmico por su cercanía a zonas sísmicas muy activas. Entonces el Riesgo Sísmico crece de acuerdo a la presencia de edificaciones autoconstruidas con un alto grado de vulnerabilidad, es decir que este estudio identifico cuatro tipologías de edificaciones: adobe, mampostería no reforzada, mampostería mal confinada. (Loor-Loor et al., 2021)

2.3.7 Análisis lineal

Un análisis lineal es el que asumen que, tanto las puntuaciones en los ítems como los niveles en los factores son variables continuas ilimitadas logrando definir que el análisis lineal es donde las fuerzas son directamente proporcionales a los desplazamientos indicando la relación lineal que existe entre ambos parámetros. (Ferrando et al., 1986)

2.3.8 Análisis no lineal

El análisis estático no lineal, mediante empuje incremental o pushover, es uno de los métodos más repetidos y ejecutados en ingeniería estructural, porque es oportuno debido a su simplicidad y a las prescripciones incorporado por las principales normas de diseño sísmico de ediciones para su aplicación. Este análisis ofrece información importante en el ámbito sísmico, como es el caso de la resistencia y capacidad de deformación de la estructura. El análisis pushover puede incorporarse siguiendo diferentes métodos, como el pushover modal, el pushover consecutivo modal, el upper bound pushover, el mass proporcional y el pushover adaptativo. Para mayor precisión de estos métodos se consigue en desistir a la característica más llamativa del análisis pushover convencional. (López López et al., 2017)

Según Alireza Esfahanian establece que el análisis pushover es un procedimiento de análisis estático el cual se aplica el vector de carga lateral de la estructura incrementado por un factor de escala hasta que el desplazamiento alcance su objetivo en algún punto.(Esfahanian & Aghakouchak, 2019)

2.3.9 Curva de capacidad

La curva de capacidad relaciona la resistencia a carga lateral de la estructura vs el desplazamiento lateral en el último piso. En general esta curva se elabora para

representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura fundamentado en la suposición que el modo fundamental de vibración por lo que prevalece en la respuesta estructural. Po lo general esta hipótesis es válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración cercanos de un segundo. Para edificaciones más flexibles con un periodo fundamental de vibración es mayor a un segundo, este análisis debe examinar los efectos de los modos más altos de vibración.(Yaguana Torres et al., 2021)

Para la elaboración de una curva de capacidad representativa de una estructura el Autor Pere Roca, Oriol Caselles, Jaime Clapes selecciono cuatro puntos de control, para que dicha curva tenga una forma más realista, por ello estos puntos fueron: el centro de gravedad de la estructura completa, el centro de gravedad de cada uno de los espacios que hay entre muros, filas de arcadas o columnas, el punto con mayor elevación que se ubica en la parte superior de las tres caras correspondientes a los lados y la parte inferior de la cruz que forman las dos espacios que hay en los muros, filas de arcadas o columnas de la fachada y el punto con el máximo desplazamiento en la dirección analizada. (Elyamani et al., 2017)

Según Rosángel Moreno la curva de capacidad es de una herramienta utilizada en el análisis estructural para evaluar la capacidad de una estructura para poder soportar cargas y estas se representan mediante una curva de fuerza – desplazamiento.(Moreno González & Bairán, 2010)

2.3.10 Diagrama de histéresis

El diagrama de histéresis representa una serie de líneas que muestra cómo cambia el nivel de deterioro en función de la deformación – carga aplicada a los materiales y en el caso de los elementos estructurales, muestra como la rigidez se reduce gradualmente en relación con la capacidad de disipación de energía sísmica.

Para el análisis de estos resultados se los realiza de una manera comparativa numérica de las conexiones propuestas y además de las conexiones tradicionales después de haber verificado la validez de los métodos de elementos finitos. (Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina, 2022)

2.3.11 Niveles de desempeño (ATC 40 – FEMA 440)

Las Normas que dictaminan los Niveles de desempeño son provenientes de los cuerpos normativos como es la FEMA 273, FEMA 356 Y ATC 40 y establecen lo siguiente:
CITAR NOMAS

- IO: (Ocupación Inmediata), este sistema tolera perfectamente las cargas de diseño vertiales y horizontales, estos encuentran daños estructurales mínimos.
- LS: (Seguridad de vida), esta muestra daños estructurales significativos y su arreglo se hace costosa, es decir los elementos estructurales aun no colapsan
- CP: (Prevención al colapso), daño severo, pero elude el colapso. Los elementos no-estructurales pueden fracasar y fallar. Deformaciones remanentes apreciables

2.3.12 Rotulas plásticas

Para los modelos estructurales no lineales se clasifican dependiendo de cómo se modela la plasticidad a través de la sección transversal del miembro a lo largo de su longitud. Es por esto que las vigas, columnas y tirantes se modelan siguiendo modelos de plasticidad. El modelo más simple para modelar cómo se comportan los miembros inelásticos de una estructura se lo conoce con el nombre de rotulas plásticas la cual es caracterizada por el cambio de rigidez en las diferentes etapas, como la degradación de resistencia y capacidad de deformación. (Luca Lombardi, 2019).

2.3.13 Amenaza sísmica (Espectro NEC)

La Norma Nacional de Construcción dictamina en el capítulo de riesgo sísmico (NEC-SE-RE – 2015), que uno de los objetivos de rehabilitación sísmica radica en la selección de uno o más pares de amenaza sísmica, por lo tanto, los niveles de desempeño estructural y no estructural que debe lograr una estructura al momento de ser afectado por sismos de diferente probabilidad de excedencia o periodo de retorno.

Es por ello que toda estructura de ocupación especial, debe ser ajustado para los objetivos g y l, que manifiestan el Nivel de seguridad de vida y Nivel de prevención al colapso ante sismos con periodos de retorno de 225 y 275 años. (Farinango et al., 2022)

2.3.14 Puntal equivalente

Los investigadores Crisafulli, Tarque y Polyakov en 1956, ocupando la teoría elástica que es un primer estudio sobre muros de mampostería cargados en compresión en sus

diagonales. Ambos reportan que Polyakov determina que los comportamientos de los pórticos cubiertos de mampostería cargados de acostado (lateralmente) es factible hacerlos equivalentes al de un puntal diagonal.

En el año 1961 Holmes, manifestó una metodología sobre la rigidización lateral para pórticos de acero no arriostrados, incorporando paredes de mampostería de ladrillo macizo o relleno los pórticos con hormigón simple, enlazando mecánicamente con los elementos del pórtico. Por lo que establece arbitrariamente un puntal equivalente con un ancho idéntico a un tercio de la diagonal del pórtico y acepta que la gran disociación de resultados obtenidos se debe a la mano de obra y a la calidad de los materiales utilizados en obra.

Un tiempo después, el investigador Stafford Smith, utiliza varios documentos publicados sobre la rigidez lateral en pórticos cubiertos de mampostería, aprovechando el planteamiento del puntal equivalente con un planteamiento parecido a la teoría elástica de vigas de cimentación. En consecuencia, a ensayos de marcos cuadrados cargados diagonalmente Stafford Smith, establece una distancia de contacto de la mampostería en función de la rigidez relativa entre ambos. (Pachano Álvarez, 2018)

2.3.15 Deriva de piso

Para tener un buen análisis, se debe tener en cuenta las deformaciones que se realiza a través de los cálculos pertinentes para obtener las derivas inelásticas máximas de piso, con el fin de establecer las deformaciones inelásticas permisibles. Por ello, los valores máximos de las derivas se han establecido estimando que al momento del análisis se emplearan secciones agrietadas de elementos estructurales citando lo que establece la norma “para la revisión de las derivas de piso se utilizara el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos de la estructura, causada por el sismo de diseño” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

La deriva de piso se establece como el desplazamiento lateral relativo de un piso con el piso consecutivo, por lo que se calcula mediante el desplazamiento del piso superior menos el desplazamiento del piso inferior. Por consiguiente, la deriva máxima para cualquier piso no debe exceder los límites de la deriva inelástica propuestos por la Norma NEC-SE-DS- Peligro Sísmico.

2.3.16 Momento curvatura

El diagrama de momento curvatura, nos permite entender la ductilidad de una sección, es decir nos da a conocer su posible rango no lineal antes de llegar al fallo, por ello se logra a través de conocer su comportamiento del módulo de elasticidad (E) y la inercia (I) (ϕ (curvatura) = M (Momento)/EI), sospechando que el fallo sea causado por flexión y no por otro tipo de esfuerzo como cortante, es decir los códigos de sismo resistente guían a un tipo de fallo por flexión. (Stalin Alcívar et al., 2021)

2.3.17 Periodo fundamental de una edificación

El análisis dinámico para cualquier edificación o estructura se deberá analizar los modos de vibración con las frecuencias correspondientes a la cantidad de grados de libertad que presente la estructura, considerando que el periodo fundamental es una de las herramientas o factores importantes para hacer un diseño dinámico siendo el análisis modal numérico el método más simple ocupado en estos casos. (Siddika et al., 2019)

2.3.18 Magnitud de Momento

La magnitud de momento es una medida de energía liberada por un sismo y esta es utilizada para determinar la magnitud del sismo en una escala de Magnitud de momento (Mw), la cual se basa en el concepto de momento sísmico el cual es una cantidad proporcional al área de ruptura de la falla geológica producida por el terremoto y a la cantidad de desplazamiento que se produce a lo largo de la falla. (Das et al., 2019)

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Modalidad básica de la investigación

El planteamiento para este trabajo será de forma cuantitativo, dado que se aplicarán procesos de forma empírica (observación en campo), así obteniendo distancias, alturas y dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales, que serán nuestra base para la rehabilitación estructural del bloque 5 del campus Machala con el fin de obtener los objetivos de rehabilitación que dictamina la Norma Nacional de construcción (NEC-SE-RE-Riego sísmico).

3.2 Tipo de investigación

3.2.1 Documental

Este trabajo de investigación tiene como primera instancia la búsqueda de información mediante repositorios, como bases de datos indexadas, revistas científicas y trabajos de posgrado, Normativas Nacionales y códigos de diseño referente a la rehabilitación de estructuras.

3.2.2 De campo

Para este trabajo de titulación, se hará uso de varios métodos de modelación, por ello la información obtenida mediante la recopilación de datos para determinar las diferentes secciones de los elementos estructurales y distancias entre ejes de los elementos.

3.2.3 Descriptiva

Aplicando la información obtenida en la investigación de campo, se llevará a cabo con la rehabilitación estructural. Para ello, se tendrá como punto inicial se tendrá que usar un espectro de diseño de la zona de estudio, para luego obtener como primer modelo dinámico espectral.

Después, con el uso de la información obtenida se llevará a cabo la respuesta dinámica de la estructura considerando los modelos como: análisis dinámico espectral, análisis sísmico estático lineal, análisis sísmico estático no lineal (Pushover), análisis dinámico lineal y no lineal historia. Por lo tanto, se tendrá que seguir las normativas de diseño dispuesto por las normas ya mencionadas.

Por última instancia, se obtendrá la respuesta de la estructura sometido a cada análisis realizado, con el propósito de determinar si la rehabilitación estructural del edificio cumple con el objetivo propuesto.

3.3 Objetivo de estudio

La estructura que será evaluada a la respuesta sísmica para su rehabilitación, serán dos bloques con uso académico llamado “Bloque 5 del Campus Machala”. Por lo que dicha estructura se encuentra ubicadas en la Provincia del Oro, ciudad Machala calle Loja.

3.4 Descripción de la población y muestra

Para llevar a cabo este trabajo de titulación se estableció que la muestra es de tipo estructuras de ocupación especial comprendidas en la provincia de el Oro y se tomará como muestra el bloque 5 del campus Machala de la ciudad en mención, el cual estará sometido a diferentes análisis el cual se obtendrá la información oportuna para determinar su rehabilitación.

3.5 Métodos teóricos con los materiales

3.5.1. Modelación

Esta modelación se realizará mediante la información obtenida, de forma directa tomando mediciones en campo. Por lo tanto, esta información servirá para la elaboración del modelo y su posterior análisis.

Como punto inicial, se utilizará los elementos estructurales tomando en consideración estos elementos que tiene una resistencia a la compresión del concreto de $f'_c = 210 \text{ kgf / cm}^2$ y resistencia específica a la fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kgf / cm}^2$, también se consideró el módulo de elasticidad del concreto con la siguiente expresión:

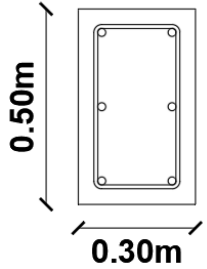
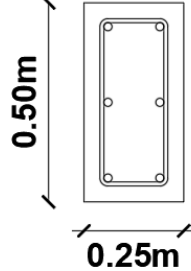
$$E_c = 14000 * \sqrt{F'_c} = 202 \text{ ton / cm}^2$$

3.5.1.1 Detalle de las secciones de los elementos

Vigas: las secciones de las vigas de concreto, para todo el modelo estudiado serán de dos tipos como se detalla a continuación:

- Para el modelo general se utilizaron dos tipos de secciones, la primera corresponde al eje “x”, visto en campo corresponde a unas vigas peraltadas con unas dimensiones de 30x50 cm, además en el eje “y” vista en campo corresponde a unas vigas peraltadas con unas dimensiones de 25x50 cm.

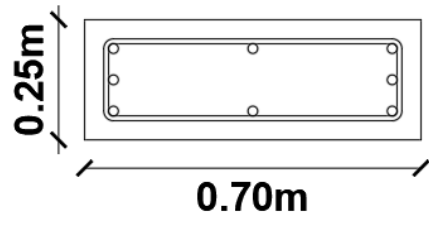
Tabla 6. Secciones de los elementos estructurales – vigas

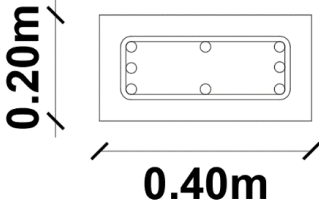
Vigas	Sección (cm)	Acero
V_x		<p>6Ø14mm Est. 8mm @15cm</p>
V_y		<p>6Ø14mm Est. 8mm @15cm</p>
Fuente: Los autores		

Columnas: las secciones de las columnas de concreto, para todo el modelo estudiado serán de dos tipos como se detalla a continuación:

- Para el modelo general se utilizaron dos tipos de secciones, la primera sección corresponde a las columnas exteriores que presentan una mayor sección de 25x70 cm, mientras que las columnas interiores son de 20x40 cm.

Tabla 7. Secciones de los elementos estructurales – columnas

SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
Columnas	Sección (cm)	Acero
C-EXT		<p>8Ø16mm Est. 8mm @15cm</p>

C-INTE		<p>8Ø16mm Est. 8mm @15cm</p>
Fuente: Los autores		

Cabe recalcar que las vigas y columnas de concreto, son de dos tipos como se mencionado, además este bloque presenta dos estructuras gemelas, por lo tanto, las vigas y columnas son para estos dos bloques.

- Losas aligeradas de 25 cm

3.5.1.2 Configuración en planta y elevación

La estructura analizada está conformada con un total de 3 pisos más una cubierta inclinada. Pero la misma está conformada por dos bloques unidos con una escalera.

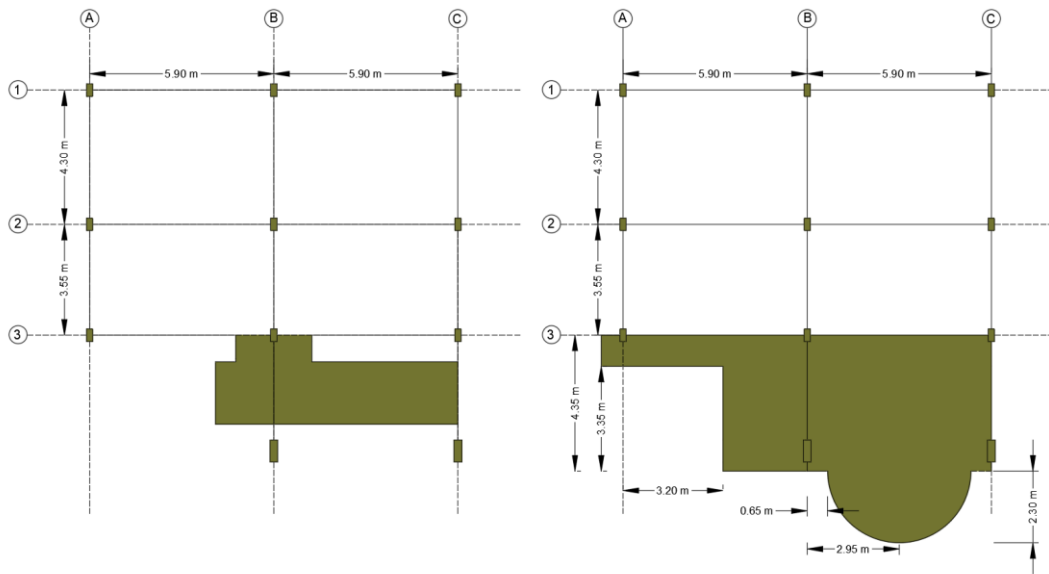
Bloque 1: la planta baja, primera planta y segunda planta tiene una altura de entre piso de 3.24 m y la tercera planta tiene una altura de entre piso de 3.60 m.

Bloque 2: la planta baja, primera planta y segunda planta tiene una altura de entre piso de 3.24 m y la tercera planta tiene una altura de entre piso de 3.60 m.

La configuración de la estructura desde el primer piso hasta el último la losa aligerada se mantiene constante.

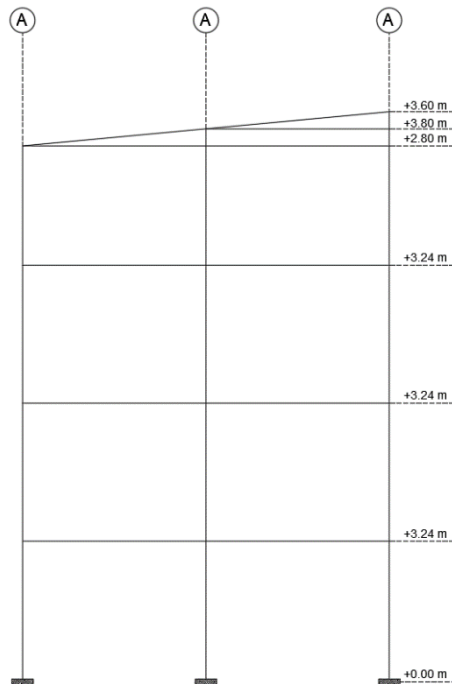
Bloque 1 – vista en planta

Ilustración 3 Bloque 1 – Vista en planta piso 1 y cubierta



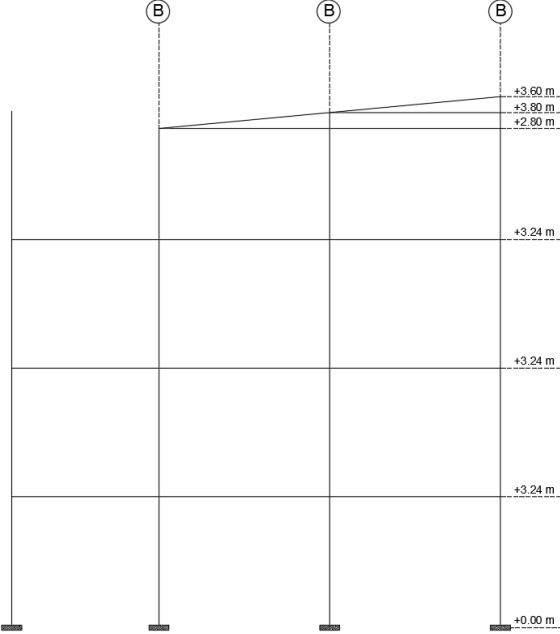
Fuente: Los autores

Ilustración 4 Bloque 1 – Vista en elevación – Pórtico A



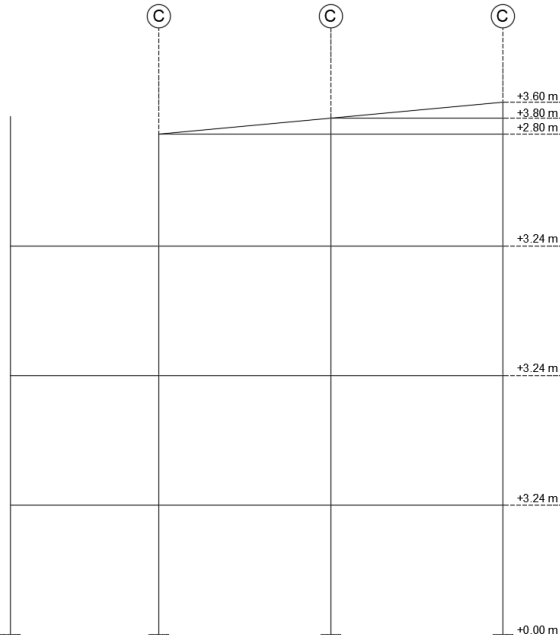
Fuente: Los autores

Ilustración 5 Bloque 1- Vista en elevación – Pórtico B



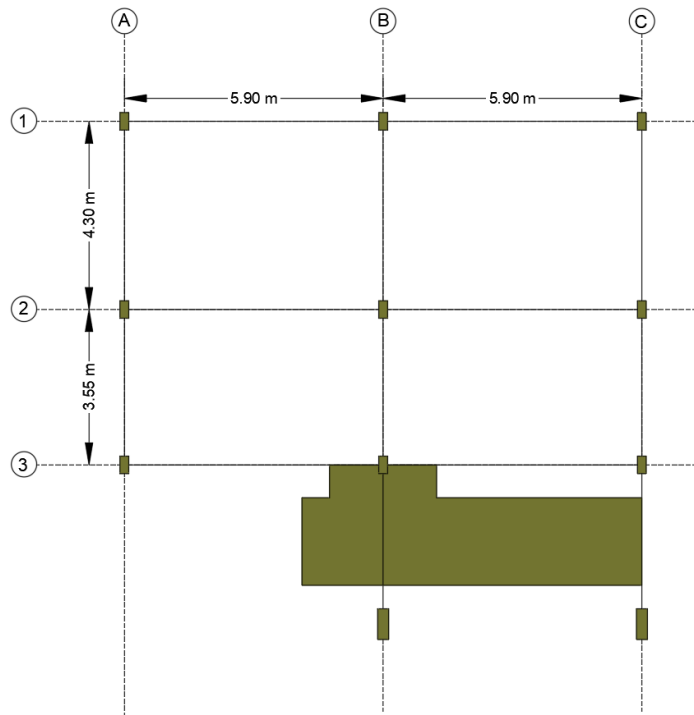
Fuente: Los autores

Ilustración 6 Bloque 1 – Vista en elevación – Pórtico C



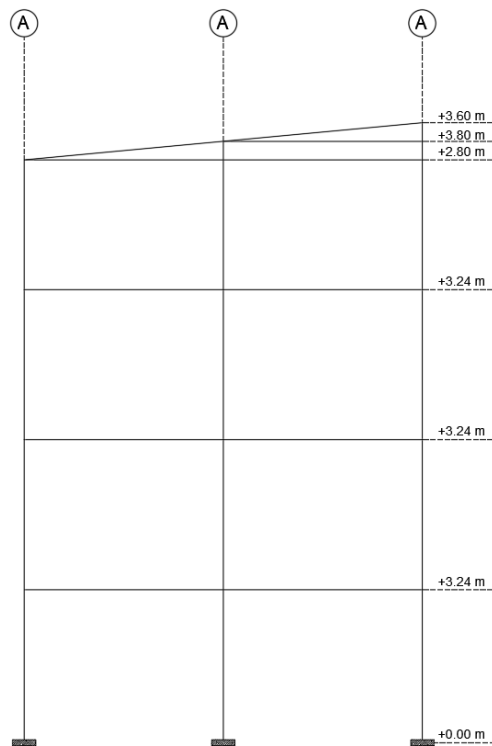
Los autores

Ilustración 7 Bloque 2 – Vista en planta



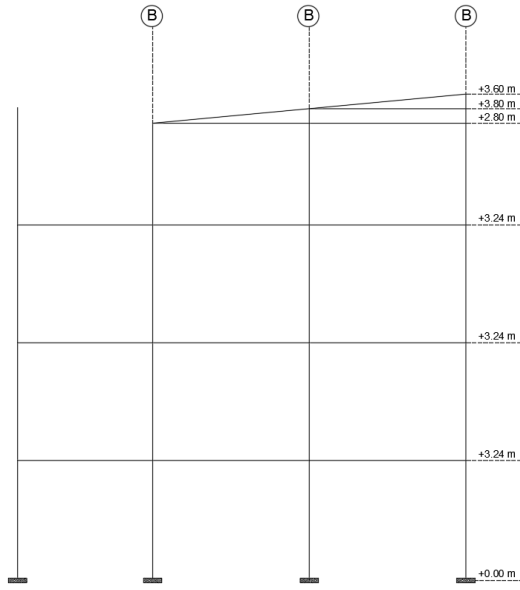
Fuente: Los autores

Ilustración 8 Bloque 2 Vista en elevación – Pórtico A



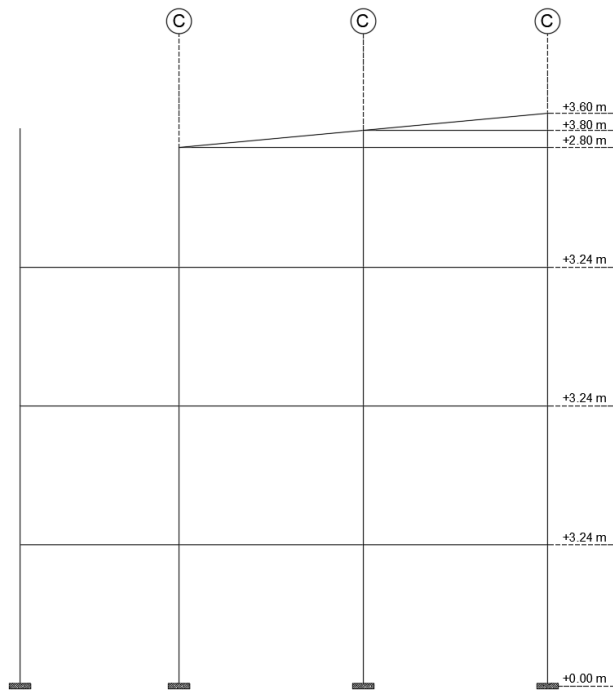
Fuente: Los autores

Ilustración 9. Bloque 2 – Vista en elevación – Pórtico B



Fuente: Los autores

Ilustración 10. Bloque 2 – Vista en elevación – Pórtico C



Fuente: Los autores

3.5.1.3 Cargas

La Norma NEC-SE-CG Cargas sísmicas, especifica las definiciones de cargas, las cuales son: cargas permanentes (carga muerta) y cargas vivas como se muestra a continuación:

Tabla 8. Cargas permanentes y cargas vivas

Sobrecargas (Carga Muerta)			
Bloque 1		Bloque 2	
P1 (kgf/m ²)	203	P1 (kgf/m ²)	203
P2 (kgf/m ²)	203	P2 (kgf/m ²)	203
P3 (kgf/m ²)	227	P3 (kgf/m ²)	227
Sobrecargas (Carga Viva)			
P1 (kgf/m ²)	350	P1 (kgf/m ²)	350
P2 (kgf/m ²)	350	P2 (kgf/m ²)	350
P3 (kgf/m ²)	350	P3 (kgf/m ²)	350
Carga Muerta (Losa Escalera)			
Wd = 200 kgf/m ²			
Carga Viva (Losa Escalera)			
Wl = 490 kgf/m ²			
Fuente: Los autores			

3.5.1.4 Puntales Equivalentes

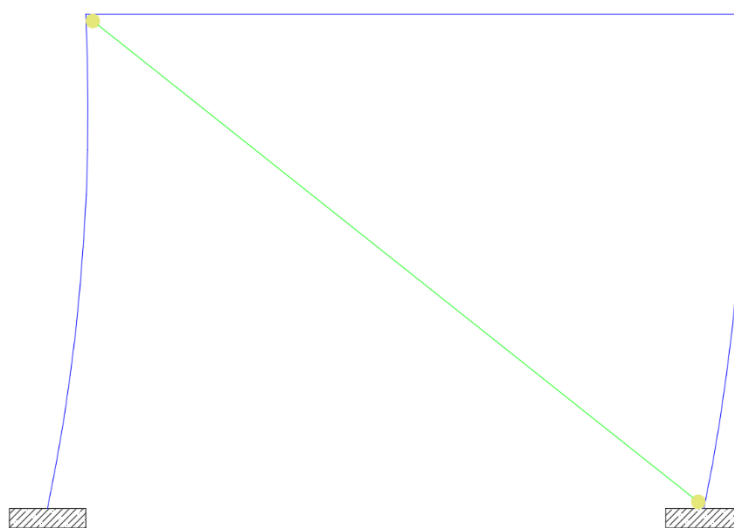
El enfoque desarrollado por Holmes propone la definición de un ancho equivalente para el puntal, lo cual resulta útil para anticipar las fuerzas y deformaciones que la mampostería conectada a la estructura puede experimentar. Esta idea se basa en el concepto de una diagonal equivalente, que contribuye a la comprensión de cómo se distribuyen las fuerzas a lo largo de la estructura del edificio. A continuación, se presenta un resumen de los datos obtenidos:

La mampostería no estructural y no confinada tiene un impacto significativo en el comportamiento de las estructuras, generando una progresión de influencia. Esto conlleva a considerar que dicha influencia puede ocasionar inseguridad al modificar la configuración estructural originalmente establecida. Además, provoca rigidez localizada en ciertas áreas, dando lugar a efectos no previstos como columna corta,

piso blando o torsión en planta. La mampostería presenta dificultades de predicción debido a diversos factores, como la anisotropía del material, la conexión panel-estructura y la presencia de numerosos modos de falla. Su modelación ha sido tradicionalmente ignorada como elemento arquitectónico, dada la complejidad asociada. Ante esta problemática, se han desarrollado diversas técnicas para abordar la incertidumbre causada por la mampostería en la modelación. En este trabajo de titulación, se ha optado por el método de macro-modelación, considerado más simplificado en comparación con el método de micro-modelación.

- Macro-modelación: este método es el más simplificado a través del cual se representa el efecto global de la mampostería ante cargas laterales. Por lo tanto, esta simplificación se considera un puntal diagonal a compresión. El mismo que atraviesa el panel conectado en las esquinas de los pórticos. En algunos casos se consideran dos o hasta tres puntales para mejores efectos. El autor Crisafulli establece este método como, “altamente aceptado en nuestros días por ser una manera simple y racional de describir la influencia de la mampostería en paneles no confinados”. Entonces, este método de modelación se basa en el criterio de determinar un ancho equivalente para el puntal diagonal.

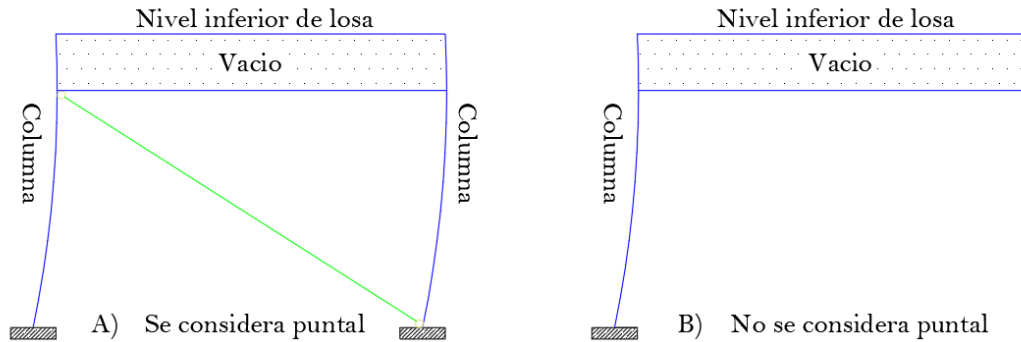
Ilustración 11 Macro-modelación



Fuente: Los autores

Para el uso de este modelo de puntal, se tiene que considerar algunos aspectos para su elaboración. Es decir, este método necesita dos elementos estructurales para poder conectarse, ya que este modelo rigidiza a la estructura como se muestra en la ilustración 12.

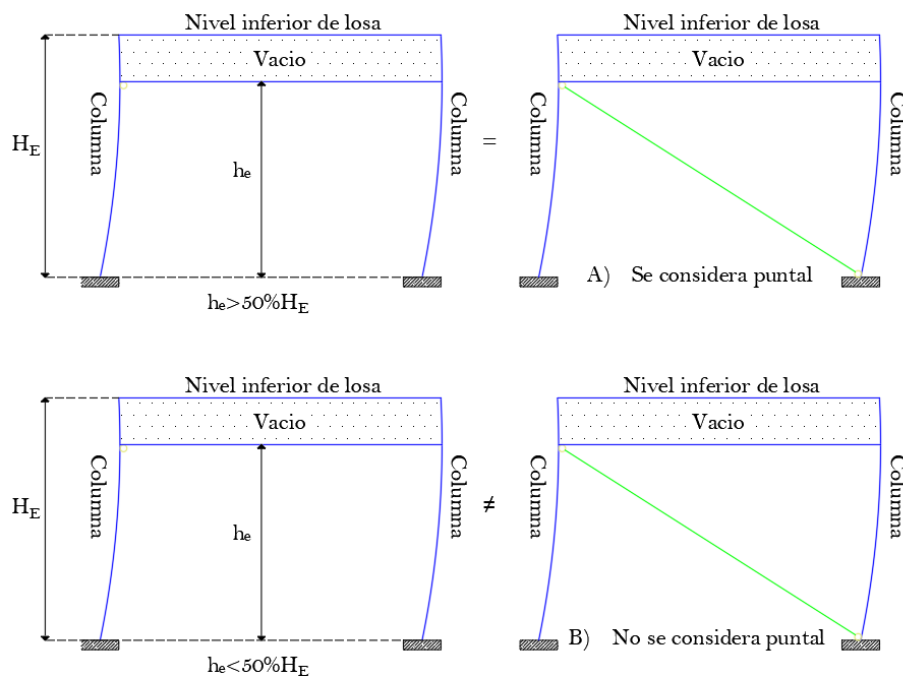
Ilustración 12 Puntal equivalente



Fuente: Los autores

Otro aspecto importante a considerar, es la altura representativa del entre piso, la altura de la mampostería tiene que ser el 50% mayor a la altura del nivel de entre piso para considerarse puntal como se muestra en la ilustración 13.

Ilustración 13 Altura requerida para el puntal equivalente



Fuente: Los autores

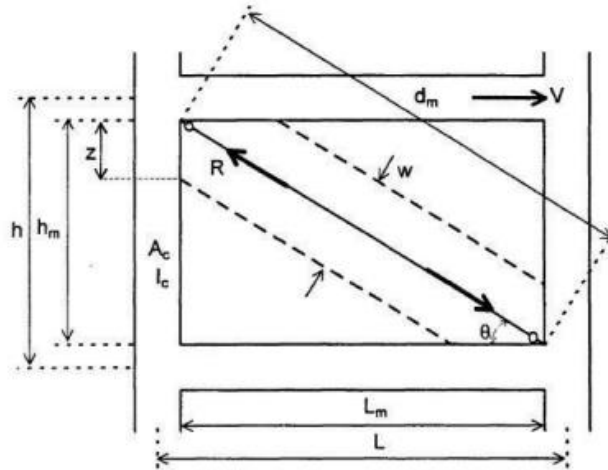
Basándonos en lo expuesto anteriormente, podemos conceptualizar la modelación de la mampostería no confinada como un sistema simplificado destinado al estudio de las edificaciones sujetas a cargas laterales. En este sentido, resulta crucial definir dicho sistema como un puntal con resistencia a compresión y con articulaciones en sus extremos, Ver ilustración 15. Este puntal tendrá un espesor equivalente al de la pared y estará construido con las mismas propiedades del material de la mampostería. La incógnita radica en determinar el ancho efectivo del puntal diagonal (w). Diversos autores han propuesto fórmulas particulares para calcular esta variable, sin embargo, este trabajo de titulación hace mención a la investigación que hace el autor Raúl Daniel Paredes Bernal en su trabajo de “Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-Experimental”, lo cual su aporte nos ayuda a decidir la fórmula para encontrar el ancho equivalente como se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9. Expresiones obtenidas para el cálculo del ancho equivalente del puntal según el objetivo de calculo

Objetivo	Propuesta	# Puntales	Ancho equivalente
Periodos	Holmes	1	$0.33 * d_m$
Derivas	Bazan	3	$w = (0.35 + 0.22\beta) * h$
Momentos	Holmes	1	$0.33 * d_m$
Cortantes	Holmes	3	$0.33 * d_m$
	Bazan	3	$w = (0.35 + 0.22\beta) * h$
Fuente: Raúl Paredes B			

Cabe recalcar, que estos objetivos propuestos por el autor Raúl Paredes B, hace recomendación al objetivo que deseamos ajustar. Por ello, este trabajo de titulación hace mención al objetivo de ajustar el periodo con la fórmula de Holmes.

Ilustración 14 Parámetros para definir el ancho equivalente del puntal diagonal



Fuente: Crisafulli, F., Carr. A., Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering.

Holmes:

$$w = \frac{d_w}{3}$$

Donde:

w : Ancho equivalente del puntal diagonal

d_m : Longitud del puntal diagonal

Finalmente, una vez que se han determinado los valores del puntal equivalente, es esencial en el contexto de cargas laterales, como en el caso de un evento sísmico. Esto nos facilita la identificación de los modos de vibración más destacados. La elección de la dirección del puntal equivalente se realiza de manera que se alinee con la dirección principal de análisis de la vibración predominante, asegurando así una representación eficaz de la respuesta estructural.

En otras palabras, si la estructura muestra un modo de vibración dominante en dirección horizontal debido a las cargas laterales, el puntal equivalente se alineará horizontalmente para capturar de manera más precisa la respuesta estructural en esa orientación. En el caso de que existan varios modos de vibración significativos, podría

ser necesario contemplar un conjunto de puntales equivalentes, cada uno alineado con una dirección principal de vibración. Estos elementos simplifican la representación de la estructura real en un modelo más manejable sin perder la esencia de su comportamiento frente a las cargas laterales.

Tabla 10 Ancho para puntales equivalentes Planta Baja del Bloque 1

Es	2040	ton/cm ³	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm ³	Acero	0.8	cm	2.01	15 cm
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Planta Baja	A: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	-	-	-	-	-	-
	B: 2-3	-	-	-	-	-	-
	C: 1-2	296	300	421	140	1.40	135
	C: 2-3	195	300	358	119	1.40	114
	1: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	1: B-C	570	210	607	202	2.02	197
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	3: B-C	460	210	506	169	1.69	164
	PB 1-1	480	300	566	189	1.89	184
	PB 1-2	280	300	410	137	1.37	132

Fuente: Autores

Tabla 11 Ancho para puntales equivalentes Primera Planta del Bloque 1

Es	2040	ton/cm ³	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm ³	Acero	0.8	cm	2.01	15
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Primera Planta	A: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	B: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	C: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	C: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	1: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	1: B-C	570	210	607	202	2.02	197
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-

	3: A-B	460	210	506	169	1.69	164
	3: B-C	460	210	506	169	1.69	164

Fuente: Autores

Tabla 12 Ancho para puntales equivalentes Segunda Planta del Bloque 1

Es	2040	ton/cm3	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm3	Acero	0.8	cm	2.01	15
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Segunda Planta	A: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	B: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	C: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	C: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	1: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	1: B-C	570	210	607	202	2.02	197
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	460	210	506	169	1.69	164
	3: B-C	460	210	506	169	1.69	164

Fuente: Autores

Tabla 13 Ancho para puntales equivalentes Tercera Planta del Bloque 1

Es	2040	ton/cm3	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm3	Acero	0.8	cm	2.01	15
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Tercera Planta	A: 1-2	390	335	514	171	1.71	166
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	390	335	514	171	1.71	166
	B: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	C: 1-2	390	335	514	171	1.71	166
	C: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	1: A-B	570	100	579	193	1.93	188
	1: B-C	570	100	579	193	1.93	188
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	460	200	502	167	1.67	162
	3: B-C	460	200	502	167	1.67	162
	P3 1-1	480	275	553	184	1.84	179
	P3 1-2	480	275	553	184	1.84	179

Fuente: Autores

Tabla 14 Ancho para puntales equivalentes Planta Baja del Bloque 2

Es	2040	ton/cm3	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm3	Acero	0.8	cm	2.01	15 cm
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Planta Baja	A: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	-	-	-	-	-	-
	B: 2-3	-	-	-	-	-	-
	C: 1-2	296	300	421	140	1.40	135
	C: 2-3	195	300	358	119	1.40	114
	1: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	1: B-C	570	210	607	202	2.02	197
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	3: B-C	460	210	506	169	1.69	164
	PB 1-1	480	300	566	189	1.89	184
PB 1-2	280	300	410	137	1.37	132	

Fuente: Autores

Tabla 15 Ancho para puntales equivalentes Primera Planta del Bloque 2

Es	2040	ton/cm3	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm3	Acero	0.8	cm	2.01	15
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Primera Planta	A: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	B: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	C: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	C: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	1: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	1: B-C	570	210	607	202	2.02	197
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	460	210	506	169	1.69	164
	3: B-C	460	210	506	169	1.69	164

Fuente: Autores

Tabla 16 Ancho para puntales equivalentes Segunda Planta del Bloque 2

Es	2040	ton/cm3	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm3	Acero	0.8	cm	2.01	15
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Segunda Planta	A: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	B: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	C: 1-2	390	300	492	164	1.64	159
	C: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	1: A-B	570	210	607	202	2.02	197
	1: B-C	570	210	607	202	2.02	197
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	460	210	506	169	1.69	164
	3: B-C	460	210	506	169	1.69	164

Fuente: Autores

Tabla 17 Ancho para puntales equivalentes Tercera Planta del Bloque 2

Es	2040	ton/cm3	Es/Ec	32.13	# Varillas	4	Espesor pared
Ec	63.5	ton/cm3	Acero	0.8	cm	2.01	15
NIVEL	PORTICO	L (cm)	h (cm)	D (cm)	ANCHO	ANCHO (m)	Ancho Final (cm)
Tercera Planta	A: 1-2	390	335	514	171	1.71	166
	A: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	B: 1-2	390	335	514	171	1.71	166
	B: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	C: 1-2	390	335	514	171	1.71	166
	C: 2-3	390	300	492	164	1.64	159
	1: A-B	570	100	579	193	1.93	188
	1: B-C	570	100	579	193	1.93	188
	2: A-B	-	-	-	-	-	-
	2: B-C	-	-	-	-	-	-
	3: A-B	460	200	502	167	1.67	162
	3: B-C	460	200	502	167	1.67	162

Fuente: Autores

3.5.2 Análisis

3.5.2.1 Análisis dinámico espectral

Este análisis dinámico espectral, sostiene el uso del espectro de diseño en aceleraciones planteado por la Normativa Ecuatoriana de la construcción en capítulo de NEC-SE-DS- Peligro Sísmico. Para realizar este análisis se tiene que considerar el tipo de suelo en donde se encuentran la estructura analizada, por lo tanto, este será en la ciudad de Machala con un tipo de suelo E, sabiendo que en la ciudad de Machala la mayor parte de los suelos son blandos.

Por lo tanto, el suelo en mención tendrá las siguientes características:

Tabla 18. Parametros de perfil del suelo

Ciudad	Machala
Tipo de suelo	E
Factor z	0.4
Coeficientes de perfil de suelo	
Fa	1.0
Fd	1.6
Fs	1.9
Fuente: Los autores	

En consideración, se debe tener en cuenta el diseño sismorresistente que deben ser capaz de disipar energía, por ello el espectro elástico se lo disminuirá a un espectro inelástico. Teniendo en cuenta los factores de configuración en planta y elevación, coeficientes de importancia y el factor de reducción de resistencia sísmica correspondiente a cada sistema estructural presentado en este trabajo.

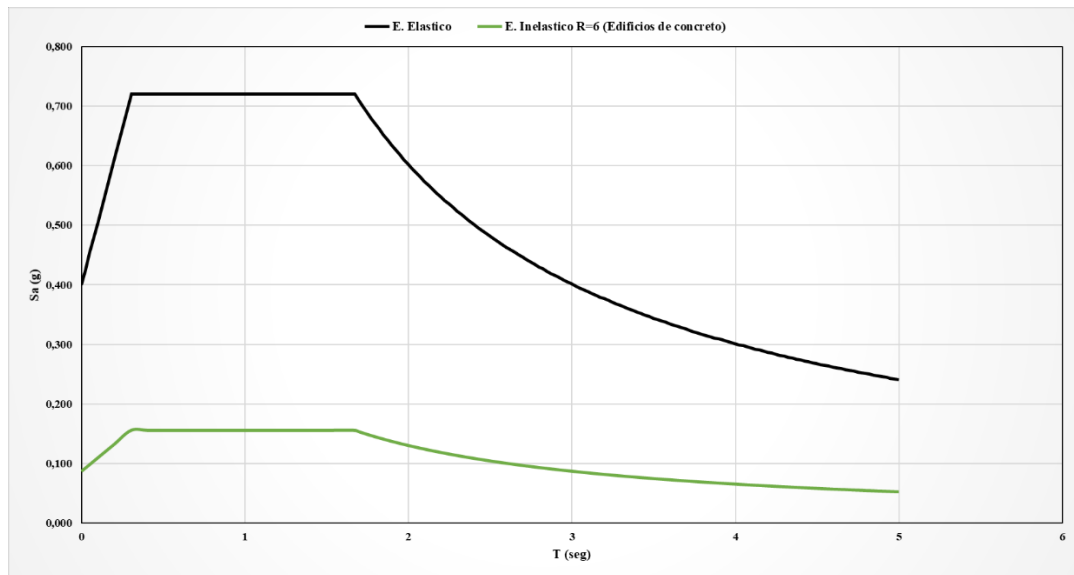
La Norma NEC-SE- DS, establece la categoría de la estructura es importante saber, ya que la misma es de ocupación especial ($I=1.3$) Ver Anexo. Además, los factores de configuración en planta (ϕ_p) y elevación (ϕ_e) les corresponden los valores de valor a la unidad y el factor de reducción sísmica con un valor de 6.

Tabla 19. Parámetros para la caracterización del espectro inelástico en aceleraciones de diseño de la ciudad de Machala

Estructura de Hormigón armado	
I	1.3
R	6
ϕ_p	1
ϕ_e	1
Fuente: Los autores	

Con lo descrito anteriormente, se elaborará el espectro de diseño en aceleraciones para la estructura del Bloque 5 del campus Machala como se presenta a continuación;

Ilustración 15 Espectro elástico e inelástico en aceleraciones de la ciudad de Machala con un suelo tipo E



Fuente: Los autores

También se tiene que considerar, en este tipo de análisis la carga sísmica reactiva, lo cual se empelo un combo del 100% de la carga muerta y 50% de la carga viva:

$$W_R = D + 0.50L$$

Donde:

W_R : Carga sísmica reactiva

D : Carga muerta

L : Carga Viva

Para la estructura analizada, cuenta con 4 pisos que a su vez se los puede definir como 3 masas, los cuales están asociados a los modos de vibración los cuales son 12 modos de vibración.

Además, estos controles que deben tener las estructuras, los periodos no deben superar en un 30% al periodo obtenido por método 1, establecido por la Norma NEC-SE-DC que dice:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T: Periodo de vibración

C_t : Coeficiente según el tipo de la edificación

h_n : Altura máxima de la edificación, tomada desde la base de la estructura medida en metros

α : Coeficiente que obedece al sistema estructural

tablaaaa coeficientes c_t y α

Tabla 20. Coeficientes c_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.80
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75
Fuente: NEC-SE-DS		

Un aspecto también importante, es tener en consideración un límite de deriva inelástica establecidos por la norma NEC-SE-DS, que dice lo siguiente:

Tabla 21. Límites de derivas inelásticas de piso

Estructura de:	Deriva inelástica
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De Mampostería	0.01
Fuente: NEC-SE-DS	

3.5.2.2 Análisis sísmico estático lineal

Para este análisis, se toma como punto inicial los valores proporcionados con el análisis modal con mención a los periodos fundamentales de vibración, con la finalidad de obtener la distribución de fuerzas sísmicas laterales, las cuales serán las encargas de producir los desplazamientos de la estructura.

Por lo cual, el coeficiente k , el cual hace mención directa con el periodo de vibración de la estructura según la NEC-SE-DS que establece lo siguiente:

Tabla 22. Coeficientes k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2
Fuente: NEC-SE-DS	

De igual modo, se considera la expresión de la cortante basal para obtener un coeficiente sísmico, el cual se representa el porcentaje de la carga sísmica reactiva que se emplea en la siguiente fórmula:

$$V = C_s W_R = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W_r$$

Donde:

V: Cortante Basal

C_s : Coeficiente sísmico

I: Factor de Importancia

S_a : Sacado del espectro de diseño en aceleraciones

$\phi_p \phi_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

W_R : Carga sísmica reactiva

Después de todo, se tendrá que verificar si la estructura necesita un ajuste de cortante, por ello la NEC-SE-DS, dictamina que para estructuras regulares la relación entre el cortante basal dinámico y el cortante basal estático no será menor del 80%, además que para estructuras irregulares poseen un valor mínimo de 85%.

3.5.2.3 Análisis sísmico estático no lineal (Pushover)

Para este análisis, la normativa mencionada (ASCE,2017), sección 7.4.3, para lo cual se tomará las siguientes recomendaciones:

- En primera instancia, estará permitido la aplicación de este tipo análisis teniendo en cuenta la participación de los modos superiores de vibración. Por ello, la relación entre el cortante producido por el 90% de la masa participante entre el cortante logrado por el periodo fundamental de vibración, no tiene que superar el 130%, de no ser así, el análisis no lineal estático será aceptado siempre y cuando se lo complemente con un análisis no lineal dinámico.
- Por otro lado, se efectuará si la relación de esfuerzos es menor a la relación máxima de esfuerzos, de otro modo se necesitará un análisis no lineal dinámico, para lo cual se hará uso de la siguiente expresión:

$$U_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

Donde:

U_{strength} : Relación de esfuerzos

S_a : Aceleración producida en el espectro de respuesta para el periodo fundamental según la dirección de análisis

V_y : Fuerza de cortante elástica de la estructura en la dirección de análisis

W: Carga reactiva

C_m : Factor de masa efectiva, obtenida a través de la siguiente tabla:

No. of Stories	Concrete moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier – Spandrel	Steel moment Frame	Steel Concentrically Braced frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Note: c_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Fuente: ASCE 41-17

Tabla. Factor de masa efectivas c_m

Tabla 23. Factor de masa efectiva c_m

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

Donde:

μ_{max} : Relación de esfuerzos máximos

Δ_d : No menos que el desplazamiento objetivo, δ_t , o el desplazamiento correspondiente al cortante máximo en la base

Δ_y : Desplazamiento efectivo de la fuerza cortante de fluencia

h : $1 + 0.15 \ln(T_e)$

α_e : Relación de pendiente post-rendimiento negativa efectiva

- Con la finalidad de tener en cuenta la no linealidad de los materiales, se destinará rotulas plástica concentradas en los extremos de cada elemento tipo frame, específicamente se localizará en el 5% y 95% de la longitud de los mismos.

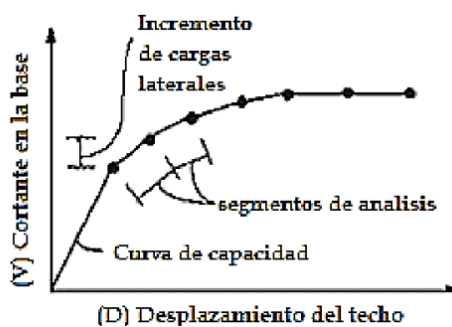
- Para controlar los desplazamientos de la estructura, se localizará un nodo de control en el centro de masa o cerca del mismo en el último nivel de la estructura.

3.5.2.10 Curva de Capacidad

La curva de capacidad establece la relación entre las fuerzas generadas en la base de la estructura (cortante basal) y los desplazamientos observados en el nivel superior de la misma ver ilustración 17.

Para construir la curva de capacidad, Es esencial considerar el modo de vibración inicial de la estructura, lo que implica asumir que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante. Esta premisa suele ser válida en situaciones donde los períodos de vibración son inferiores a 1 segundo. Además, en el caso de estructuras más flexibles, se debe tener en cuenta la influencia de los modos de vibración superiores en este análisis.

Ilustración 16 Curva de capacidad



Fuente: ATC-40

La Norma ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings), establece los procedimientos para la evaluación sísmica y la rehabilitación de edificaciones de concreto. Para tener una buena representación de la curva de capacidad, como se mencionó debemos tener claro la cortante basal y los desplazamientos de la estructura.

$$V = C * \frac{\delta}{\beta}$$

Donde:

V: Cortante Basal

δ : Desplazamiento en el nivel superior de la estructura

C: Constante que representa la rigidez efectiva de la estructura

β : Factor de modificación que refleja el comportamiento no lineal de la estructura

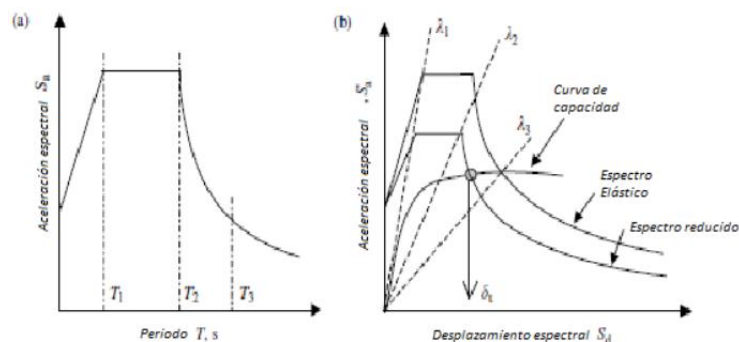
Los factores C y β , Se determinan mediante análisis minuciosos que tienen en cuenta la respuesta no lineal de la estructura ante las cargas sísmicas.

3.5.2.11 Método de espectro de capacidad

Una vez establecida la curva de capacidad, el propósito de este enfoque de Método de Espectro de Capacidad es determinar el punto de desempeño de la estructura, identificando la demanda sísmica asociada al nivel de peligro sísmico presente en el lugar analizado.

Posterior a este proceso, se convierte el espectro de respuesta, que ilustra la aceleración espectral en función del período, de manera similar a la curva de capacidad modificada. Es decir, se relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral. Este análisis compara el espectro de demanda con la curva de capacidad, requiriendo la conversión del espectro elástico a un espectro inelástico mediante la introducción de un amortiguamiento viscoso equivalente ver ilustración 18.

Ilustración 17 Método del espectro de capacidad



Fuente: Earthquake Engineering for structural design, W.F Chen, 200

4. CAPITULO IV ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1. Análisis de resultados

La edificación se modeló mediante la recopilación de datos obtenidos en el sitio, ya que se llevó a cabo un levantamiento de información sobre el edificio debido a la falta de planos estructurales. Además, se asignaron factores de agrietamiento a los componentes estructurales y se consideró la mampostería con el objetivo de aproximarse al comportamiento de la estructura. Para ello, iniciaremos este análisis detallando cada proceso y resultado obtenido, comenzando por el análisis modal espectral para determinar los periodos fundamentales del edificio, hasta llegar a un análisis no lineal estático (Pushover) para identificar cómo se comporta la estructura a través de la curva de capacidad proporcionada por el software en este análisis.

4.1.1. Análisis dinámico espectral

Para realizar este análisis, es necesario la elaboración del espectro de diseño en aceleraciones, a través de la norma ecuatoriana de la construcción se definirá el espectro. Con este propósito el primer paso es identificar el tipo de suelo y los coeficientes asociados a este. Para este caso la edificación se encuentra ubicada en un suelo tipo E, con un periodo de retorno de 475 años con una zonificación sísmica correspondiente al tipo IV. El cual puede ser visualizado en la *ilustración 11*.

Una vez elaborado el espectro, se procede a llevar a cabo el análisis lineal dinámico utilizando el espectro inelástico. Como resultado de este proceso, se obtendrán 12 modos de vibración, ya que se establecerán 3 modos por planta. Estos resultados se presentarán en la tabla siguiente.

Tabla 24 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo membrana Bloque 1

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.4870	0.7213	0.0084	0.0000	0.7213	0.0084
2	0.9100	0.0790	0.4362	0.0000	0.8003	0.4446
3	0.7570	0.0352	0.3421	0.0000	0.8355	0.7867
4	0.5050	0.0981	0.0003	0.0000	0.9336	0.7870
5	0.3330	0.0028	0.0087	0.0000	0.9364	0.7957
6	0.2890	0.0418	0.0092	0.0000	0.9782	0.8049

7	0.2360	0.0066	0.0208	0.0000	0.9848	0.8257
8	0.2330	0.0000	0.0808	0.0000	0.9848	0.9065
9	0.1720	0.0074	0.0127	0.0000	0.9923	0.9192
10	0.1290	0.0014	0.0504	0.0000	0.9936	0.9696
11	0.1200	0.0022	0.0098	0.0000	0.9958	0.9794
12	0.0880	0.0003	0.0152	0.0000	0.9961	0.9945

Fuente: Autores

Tabla 25 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo membrana Bloque 2

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.728	0.865	0.000	0.000	0.865	0.000
2	1.091	0.000	0.149	0.000	0.865	0.149
3	0.925	0.000	0.685	0.000	0.865	0.834
4	0.563	0.097	0.000	0.000	0.962	0.834
5	0.348	0.014	0.009	0.000	0.976	0.842
6	0.337	0.015	0.010	0.000	0.991	0.852
7	0.287	0.000	0.092	0.000	0.992	0.944
8	0.263	0.008	0.001	0.000	0.999	0.945
9	0.195	0.000	0.007	0.000	1.000	0.952
10	0.157	0.000	0.034	0.000	1.000	0.986
11	0.143	0.000	0.000	0.000	1.000	0.986
12	0.130	0.000	0.004	0.000	1.000	0.990

Fuente: Autores

Tabla 26 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo nervio Bloque 1

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.453	0.806	0.000	0.000	0.806	0.000
2	0.262	0.000	0.404	0.000	0.806	0.404
3	0.235	0.000	0.457	0.000	0.806	0.862
4	0.144	0.117	0.000	0.000	0.923	0.862
5	0.113	0.014	0.000	0.000	0.937	0.862
6	0.089	0.053	0.000	0.000	0.990	0.862
7	0.081	0.003	0.016	0.000	0.993	0.879
8	0.077	0.000	0.093	0.000	0.993	0.971
9	0.061	0.000	0.002	0.000	0.993	0.973
10	0.052	0.000	0.000	0.000	0.993	0.973
11	0.049	0.000	0.008	0.000	0.993	0.981
12	0.048	0.000	0.005	0.000	0.993	0.986

Fuente: Autores

Tabla 36 Periodos fundamentales y participación de masa de modelo con piso tipo nervio Bloque 2

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.497	0.872	0.000	0.000	0.872	0.000
2	0.255	0.000	0.372	0.000	0.872	0.373
3	0.228	0.000	0.489	0.000	0.872	0.862
4	0.161	0.104	0.000	0.000	0.976	0.862
5	0.119	0.009	0.000	0.000	0.985	0.862
6	0.097	0.013	0.000	0.000	0.998	0.862
7	0.090	0.001	0.000	0.000	0.999	0.862
8	0.078	0.001	0.024	0.000	1.000	0.887
9	0.072	0.000	0.086	0.000	1.000	0.972
10	0.065	0.000	0.007	0.000	1.000	0.979
11	0.048	0.000	0.005	0.000	1.000	0.984
12	0.046	0.000	0.009	0.000	1.000	0.992

Fuente: Autores

Con base en los resultados obtenidos, podemos interpretar los periodos fundamentales de la estructura, identificándolos en la dirección en la que hay una mayor participación de masa correspondiente a cada dirección.

Tabla 27 Resumen de periodos fundamentales de la estructura

	Bloque 1		Bloque 2	
	Tx (seg)	Ty (seg)	Tx (seg)	Ty (seg)
Membrana	1.487	0.910	1.728	0.925
Nervios	0.453	0.235	0.497	0.228

Fuente: Autores

4.1.2. Verificación de las derivas de piso

Para calcular la deriva elástica a partir de los desplazamientos absolutos, es necesario sustraer el desplazamiento del nivel que se está considerando, restando el desplazamiento del piso inferior a ese nivel. El resultado de esta resta se dividirá por la altura entre pisos. Para determinar las derivas inelásticas se usará la siguiente expresión:

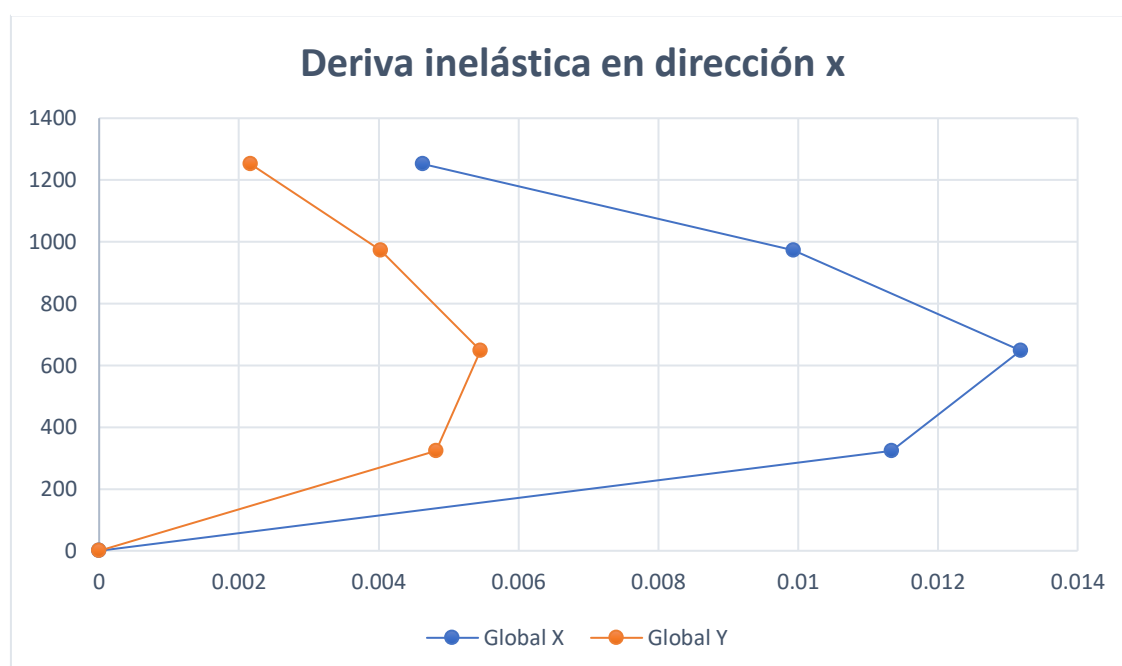
$$\Delta_i = 0.75 * R * \Delta_e$$

Tabla 28 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Membrana

B1 Tipo Membrana Analisis en X				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.46%	0.22%	2.08%	0.97%
3	0.99%	0.40%	4.47%	1.81%
2	1.32%	0.55%	5.93%	2.46%
1	1.13%	0.48%	5.10%	2.17%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 18 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en X para Bloque 1 Membrana



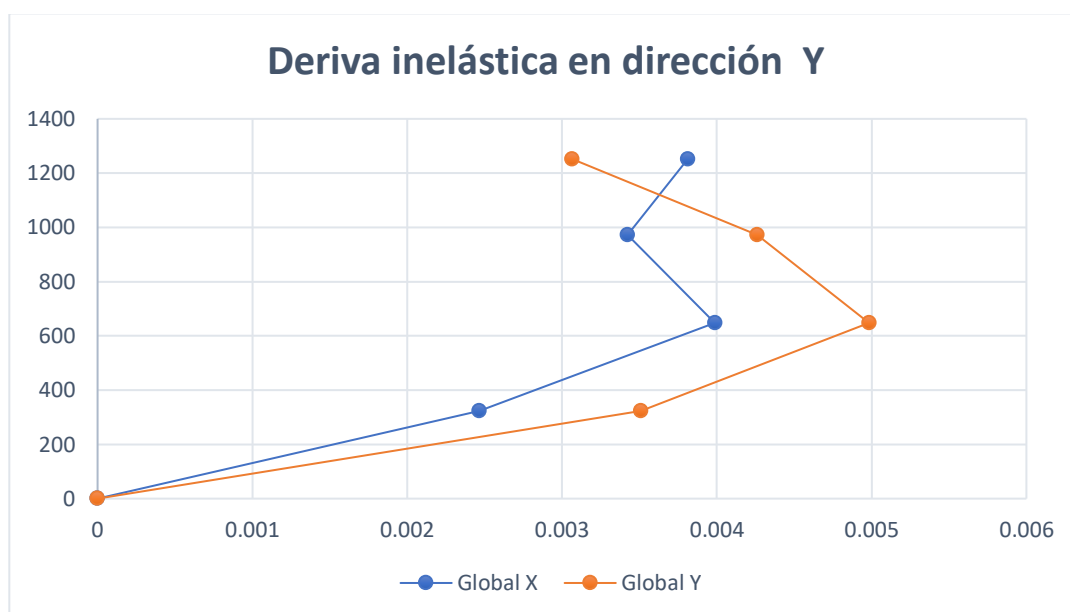
Fuente: Autores

Tabla 29 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 1 Membrana

B1 Tipo Membrana Analisis en Y				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.38%	0.31%	1.72%	1.38%
3	0.34%	0.43%	1.54%	1.92%
2	0.40%	0.50%	1.79%	2.24%
1	0.25%	0.35%	1.11%	1.58%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 19 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en Y para Bloque 1 Membrana



Fuente: Autores

Tabla 30 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 2 Membrana

B2 Tipo Membrana Analisis en X				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.59%	0.03%	2.65%	0.14%
3	1.11%	0.02%	5.01%	0.08%
2	1.51%	0.02%	6.81%	0.08%
1	1.33%	0.08%	5.97%	0.35%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 20 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en X para Bloque 2 Membrana

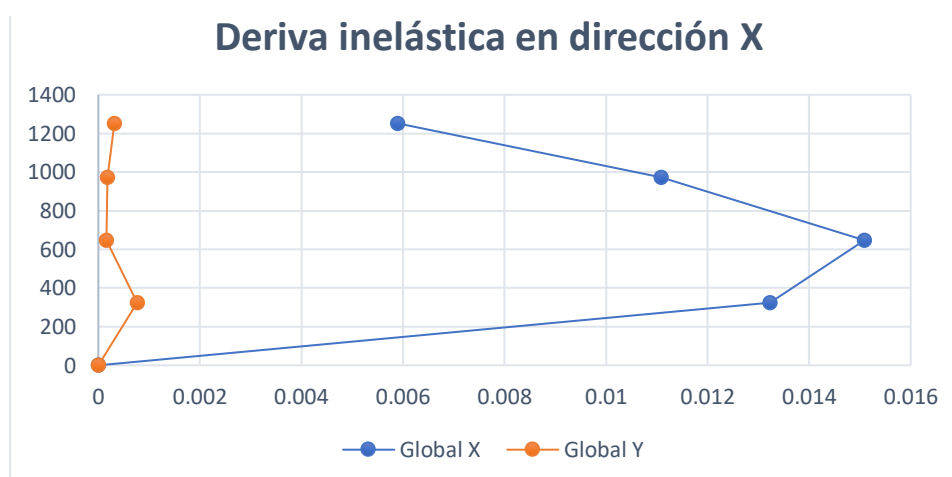
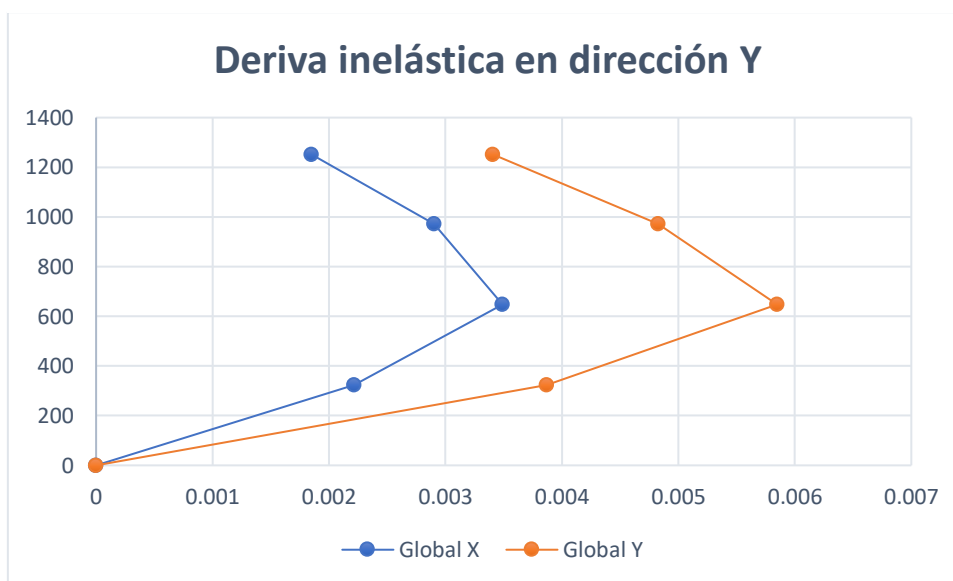


Tabla 31 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 2 Membrana

B2 Tipo Membrana Analisis en Y				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.19%	0.34%	0.84%	1.54%
3	0.29%	0.49%	1.32%	2.19%
2	0.35%	0.59%	1.59%	2.65%
1	0.22%	0.39%	1.01%	1.75%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 21 Gráfica de las derivas máximas inelásticas en Y para Bloque 2 Membrana



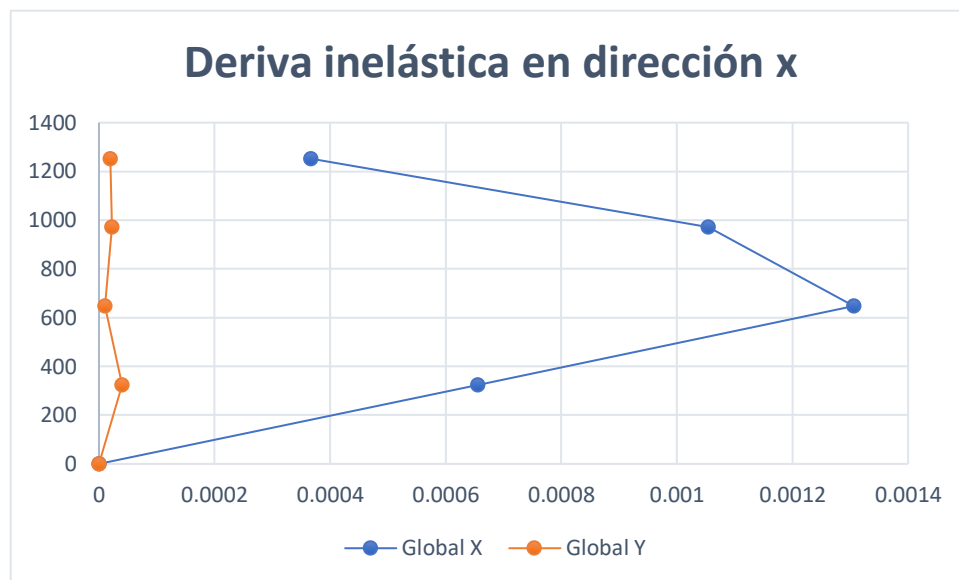
Fuente: Autores

Tabla 32 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Nervios

B1 Tipo Nervio Analisis en X				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.04%	0.00%	0.17%	0.01%
3	0.11%	0.00%	0.47%	0.01%
2	0.13%	0.00%	0.59%	0.00%
1	0.07%	0.00%	0.30%	0.02%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 22 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 1 Nervios



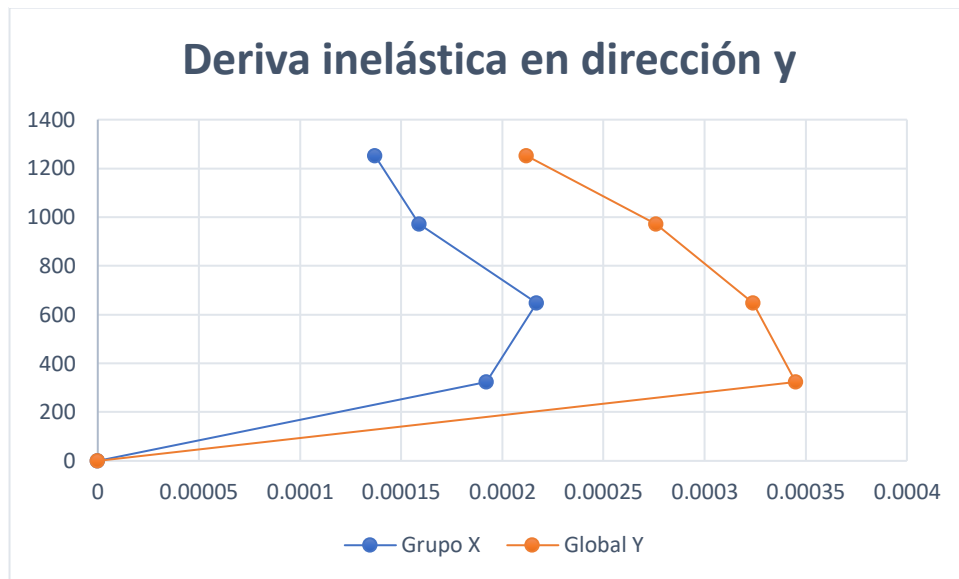
Fuente: Autores

Tabla 33 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 1 Nervios

B1 Tipo Nervio Analisis en Y				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.01%	0.02%	0.06%	0.10%
3	0.02%	0.03%	0.07%	0.12%
2	0.02%	0.03%	0.10%	0.15%
1	0.02%	0.03%	0.09%	0.16%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 23 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 1 Nervios



Fuente: Autores

Tabla 34 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 2 Nervios

B2 Tipo Nervios Analisis en X				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.04%	0.00%	0.16%	0.010%
3	0.11%	0.00%	0.48%	0.008%
2	0.15%	0.00%	0.68%	0.006%
1	0.12%	0.00%	0.53%	0.007%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.000%

Fuente: Autores

Ilustración 24 Derivas máximas elásticas e inelásticas en X Bloque 2 Nervios

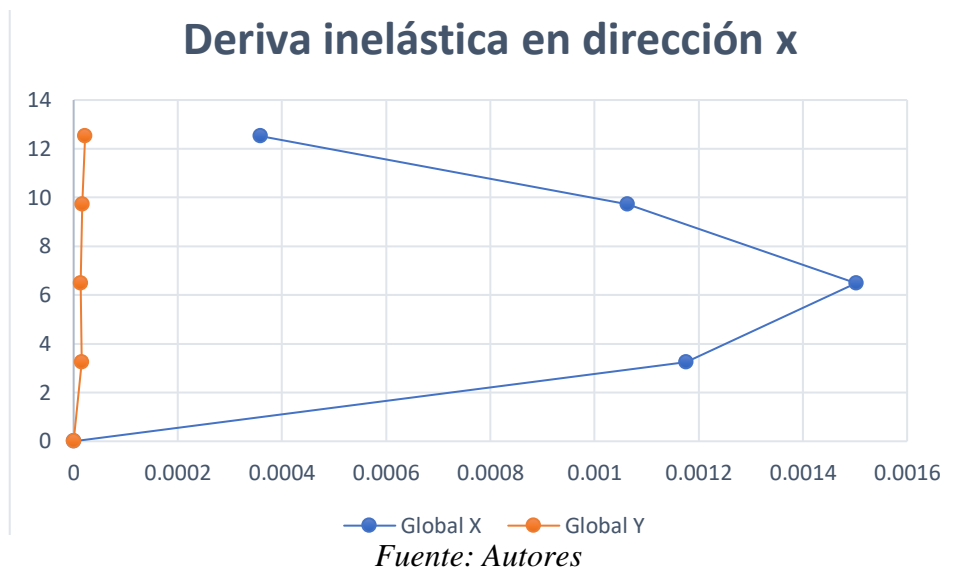
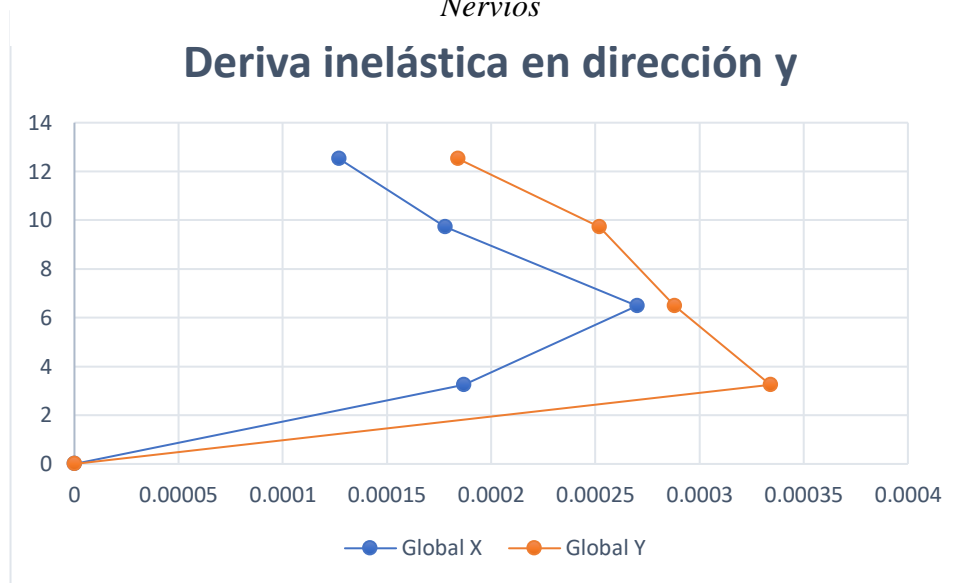


Tabla 35 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 2 Nervios

B2 Tipo Nervio Analisis en Y				
Planta	Derivas elásticas		Derivas inelásticas	
	x	y	x	y
4	0.01%	0.02%	0.06%	0.08%
3	0.02%	0.03%	0.08%	0.11%
2	0.03%	0.03%	0.12%	0.13%
1	0.02%	0.03%	0.08%	0.15%
PB	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Fuente: Autores

Ilustración 25 Derivas máximas elásticas e inelásticas en Y Bloque 2 Nervios

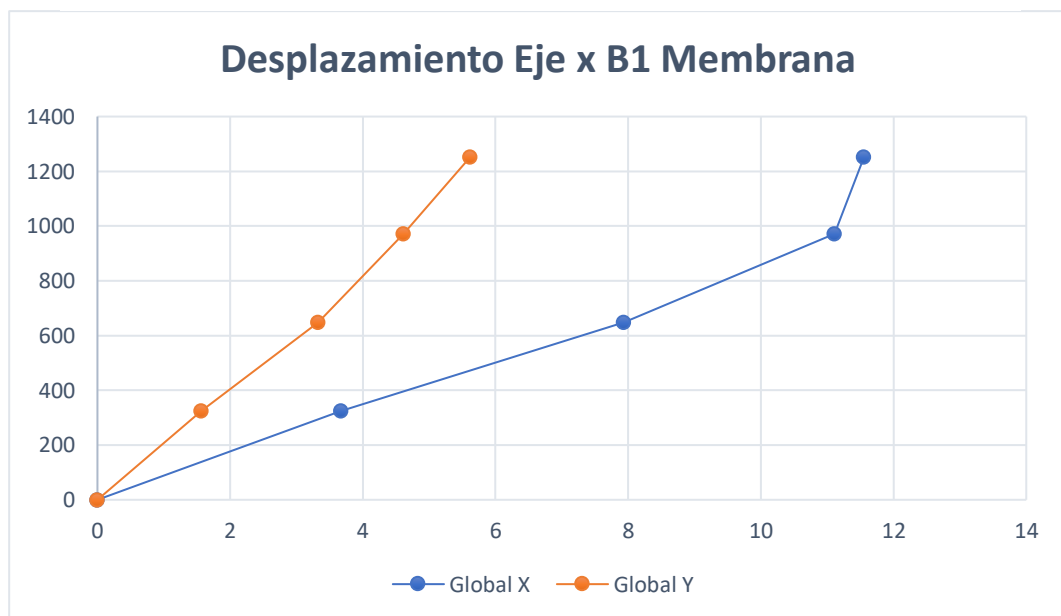


Fuente: Autores

4.1.3. Cálculo de desplazamientos

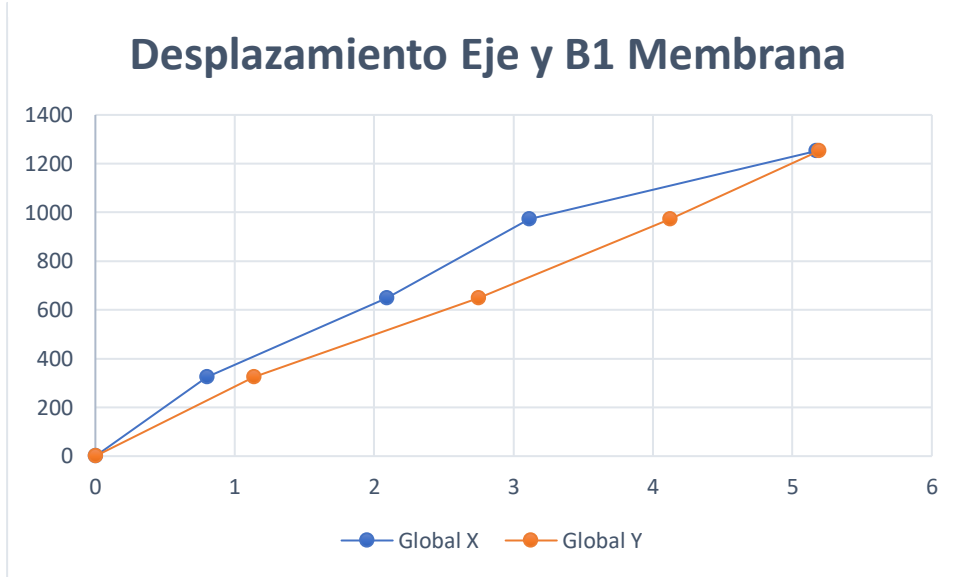
Tomando en cuenta la disposición estructural actual del edificio destinado a uso clínico, se evaluó el desplazamiento máximo ocasionado por varios eventos sísmicos en ambas direcciones. Los resultados correspondientes se presentan un resumen de los desplazamientos obtenidos en la parte de anexos a continuación se presenta las gráficas del mismo.

Ilustración 26 Desplazamiento del eje X del edificio B1 Membrana



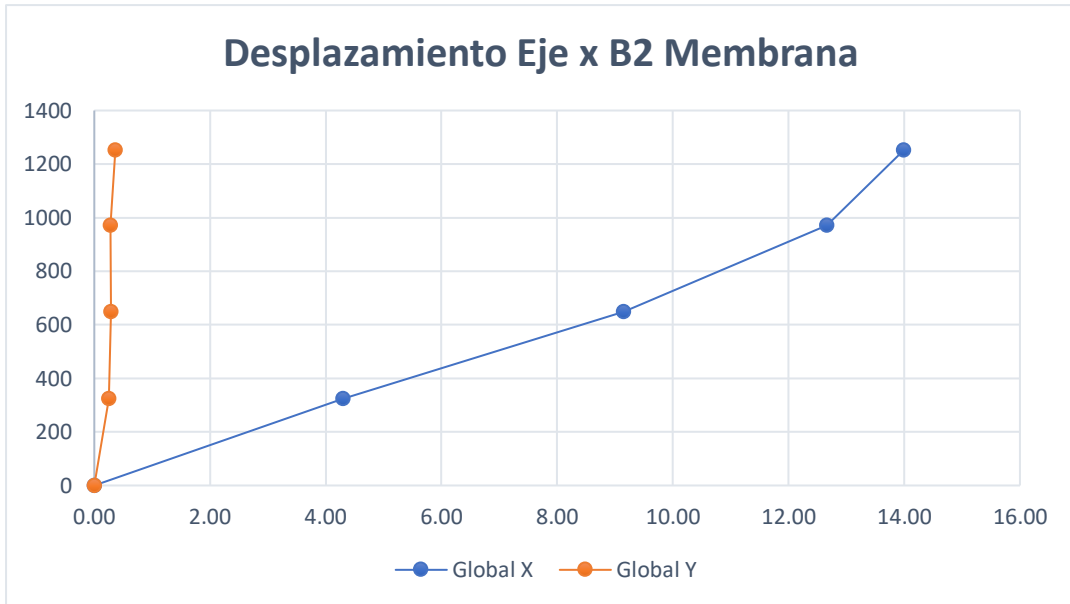
Fuente: Autores

Ilustración 27 Desplazamiento del eje Y del edificio B1 Membrana



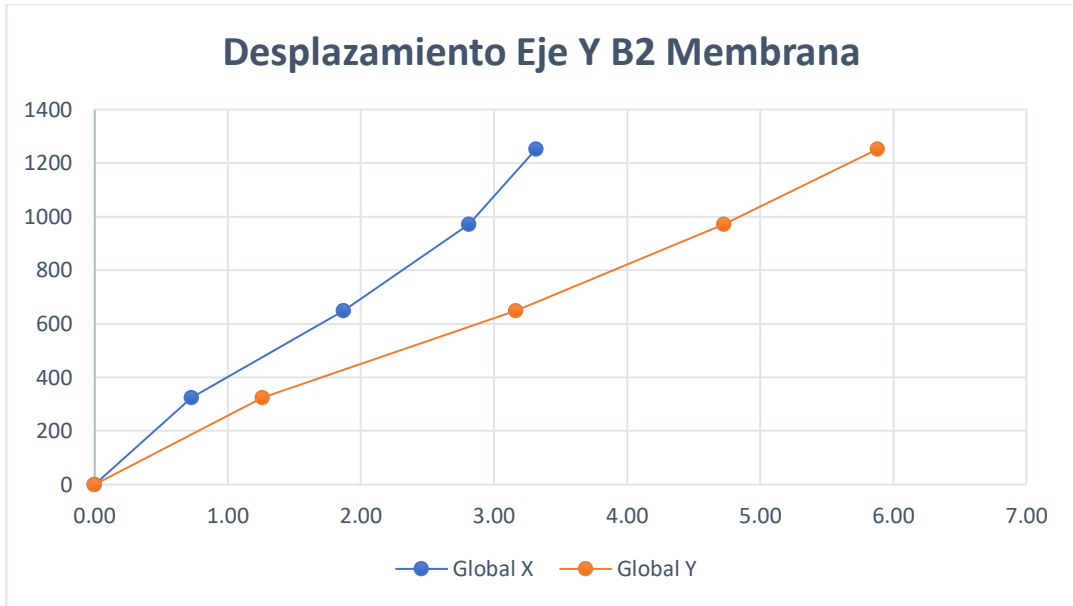
Fuente: Autores

Ilustración 28 Desplazamiento del eje X del edificio B2 Membrana



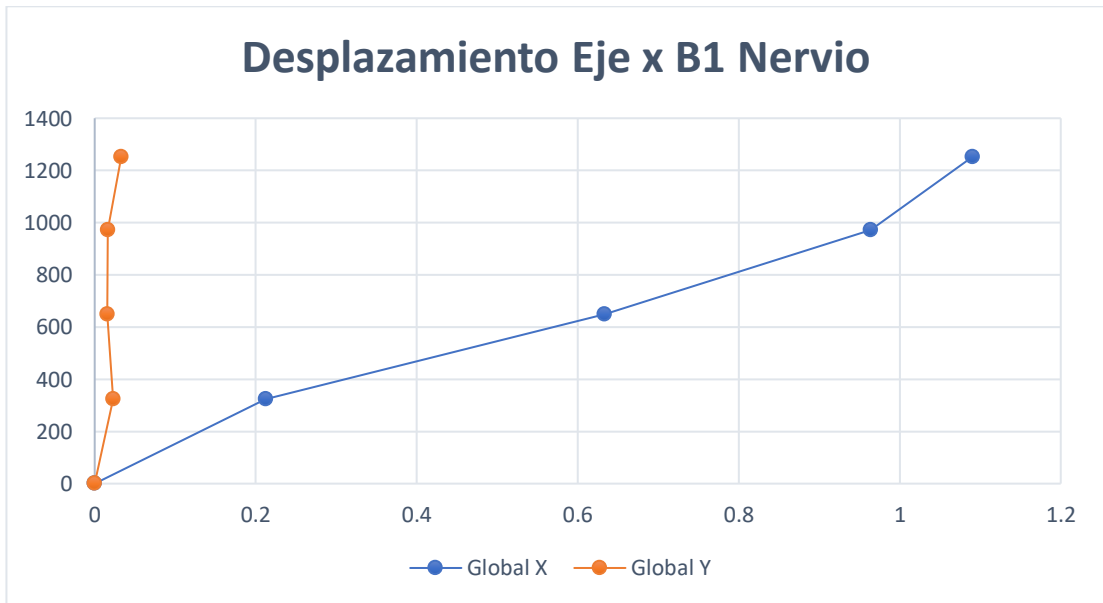
Fuente: Autores

Ilustración 29 Desplazamiento del eje Y del edificio B2 Membrana



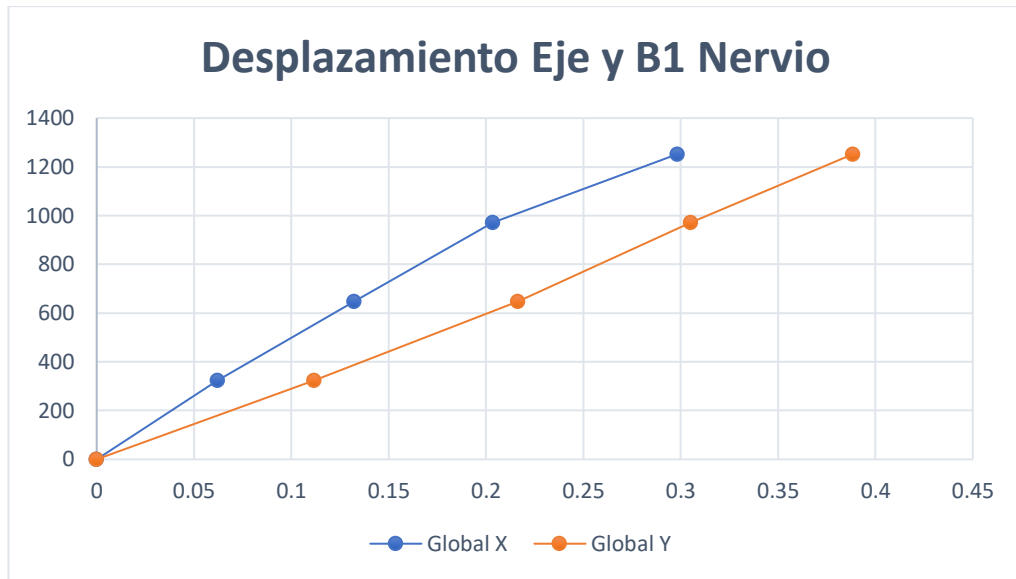
Fuente: Autores

Ilustración 30 Desplazamiento del eje X del edificio B1 Nervio



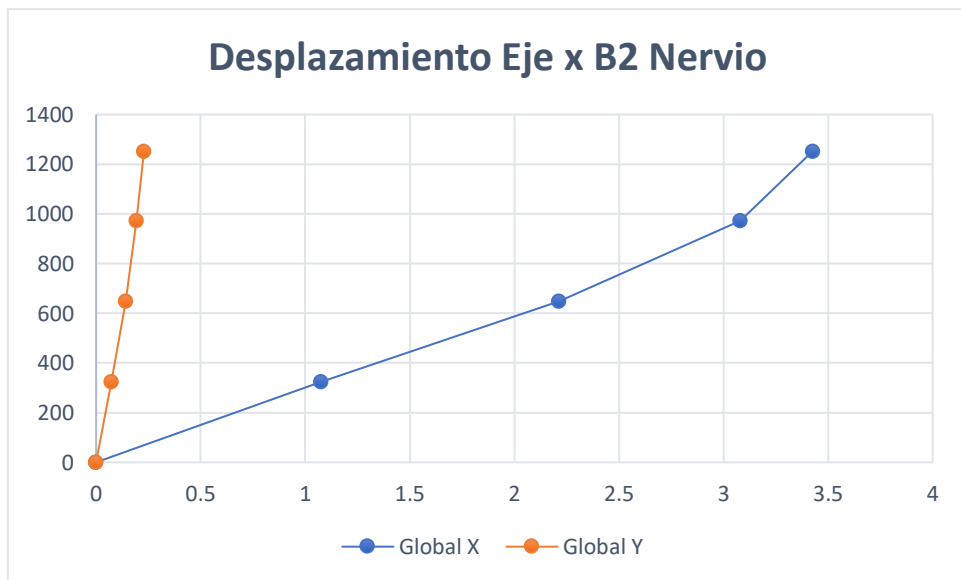
Fuente: Autores

Ilustración 31 Desplazamiento del eje Y del edificio B1 Nervio



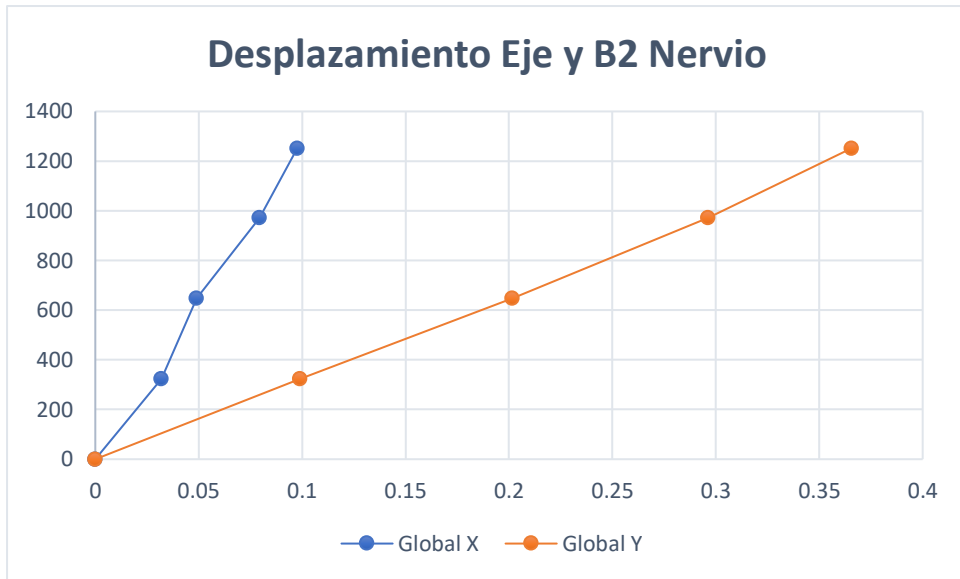
Fuente: Autores

Ilustración 32 Desplazamiento del eje X del edificio B2 Nervio



Fuente: Autores

Ilustración 33 Desplazamiento del eje Y del edificio B2 Nervio



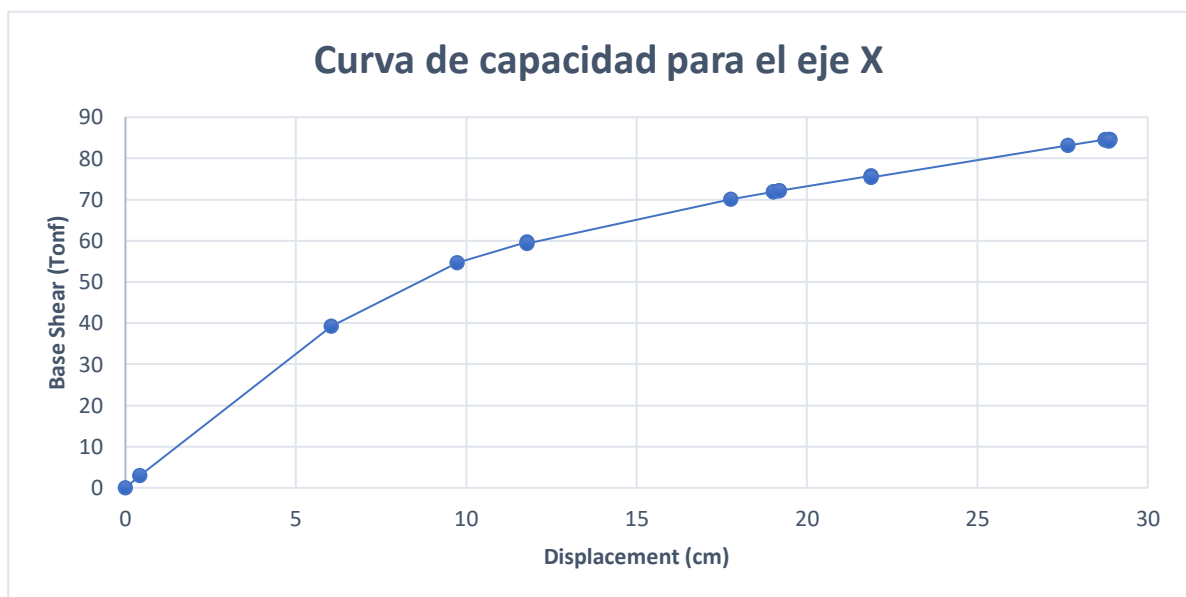
Fuente: Autores

4.1.4. Análisis no lineal estático

4.1.4.1 Curva de capacidad

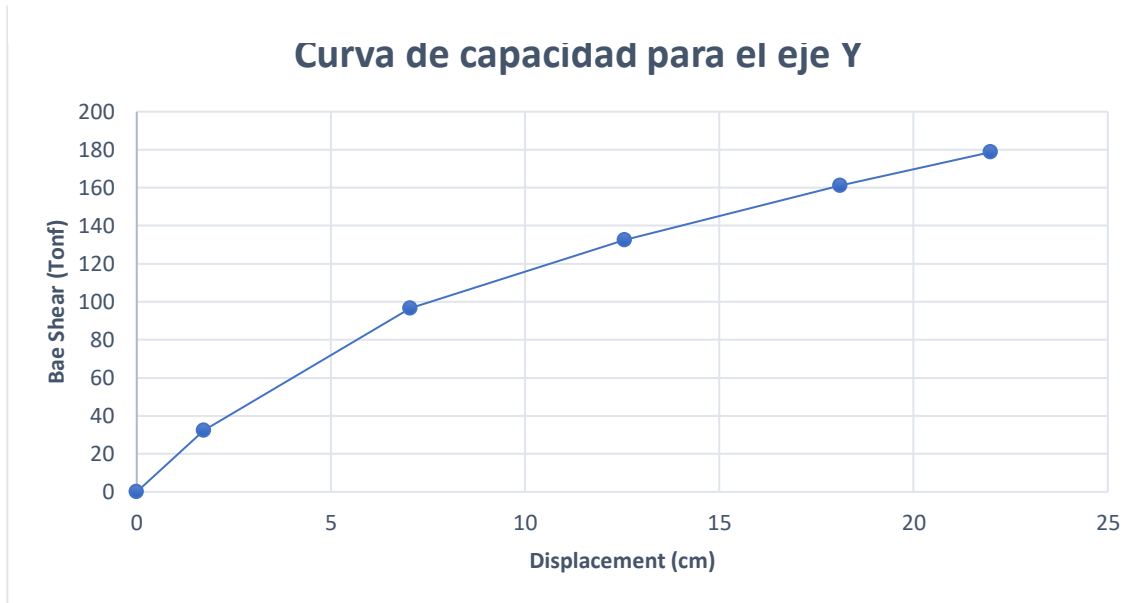
La curva de capacidad se llevará a cabo mediante modelos bidimensionales en ambas direcciones de análisis. Para lo cual se puede evidenciar las siguientes ilustraciones.

Ilustración 34 Curva de capacidad para el eje X B1 tipo Membrana



Fuente: Autores

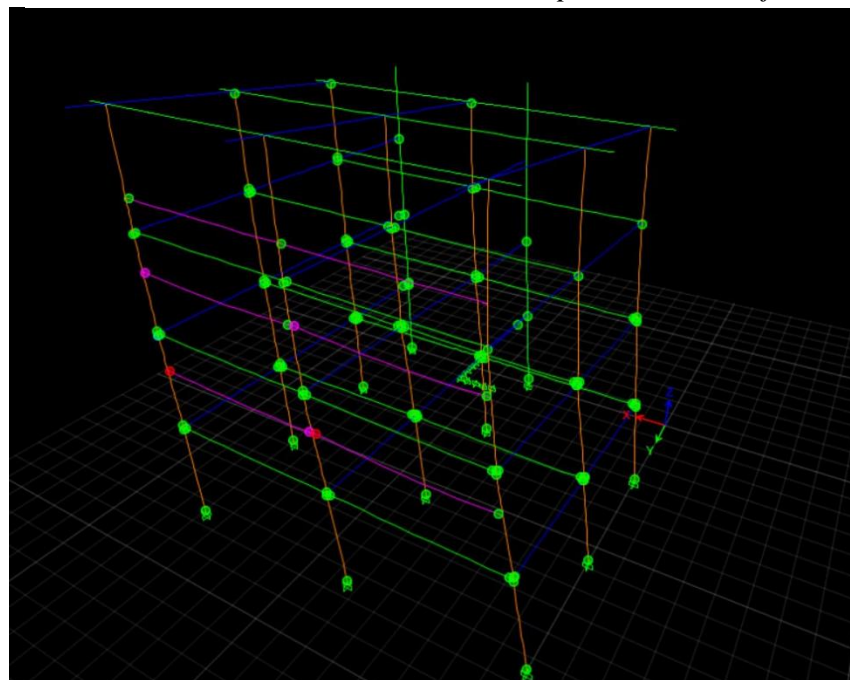
Ilustración 35 Curva de capacidad para el eje Y B1 tipo Membrana



Fuente: Autor

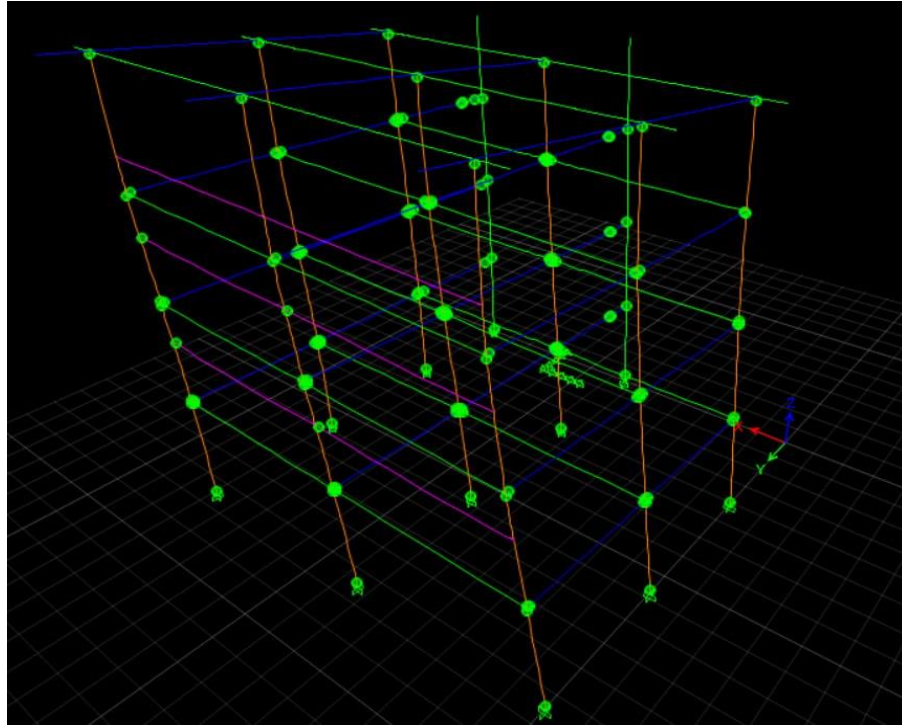
Las ilustraciones siguientes muestran los deterioros ocurridos en las articulaciones, es decir, en las conexiones entre vigas y columnas, con un daño significativo evidenciado en el primer piso.

Ilustración 36 Formación de rotulas plásticas en el eje X



Fuente: Autor

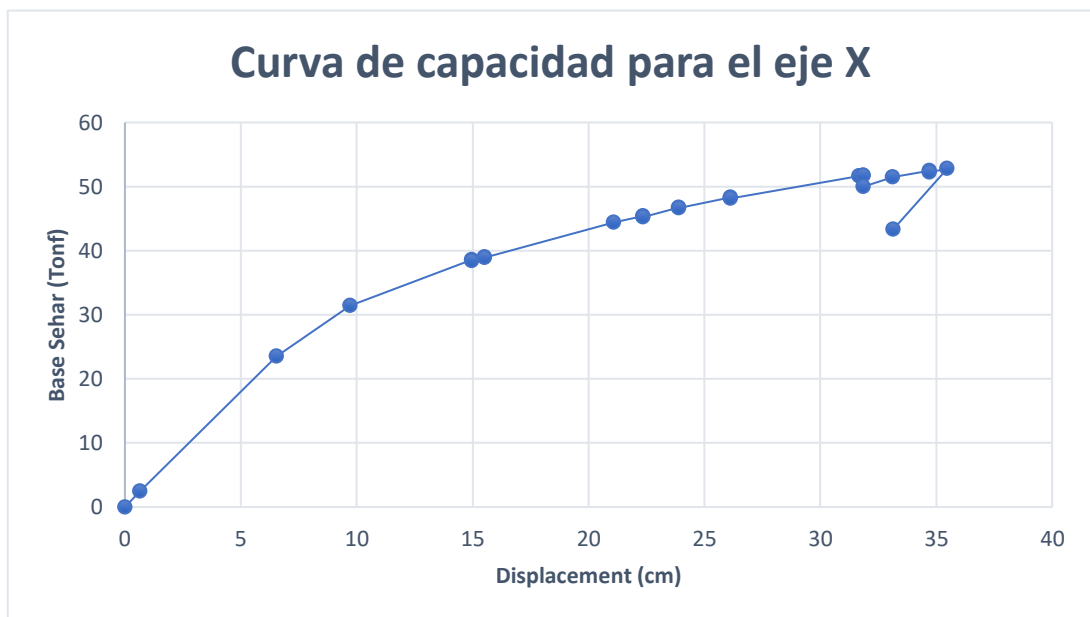
Ilustración 38 Formación de rotulas plásticas en el eje Y



Fuente: Autor

Ahora se presentará la curva y los daños obtenidos en el bloque gemelo de la edificación.

Ilustración 37 Curva de capacidad para el eje X B2 tipo Membrana



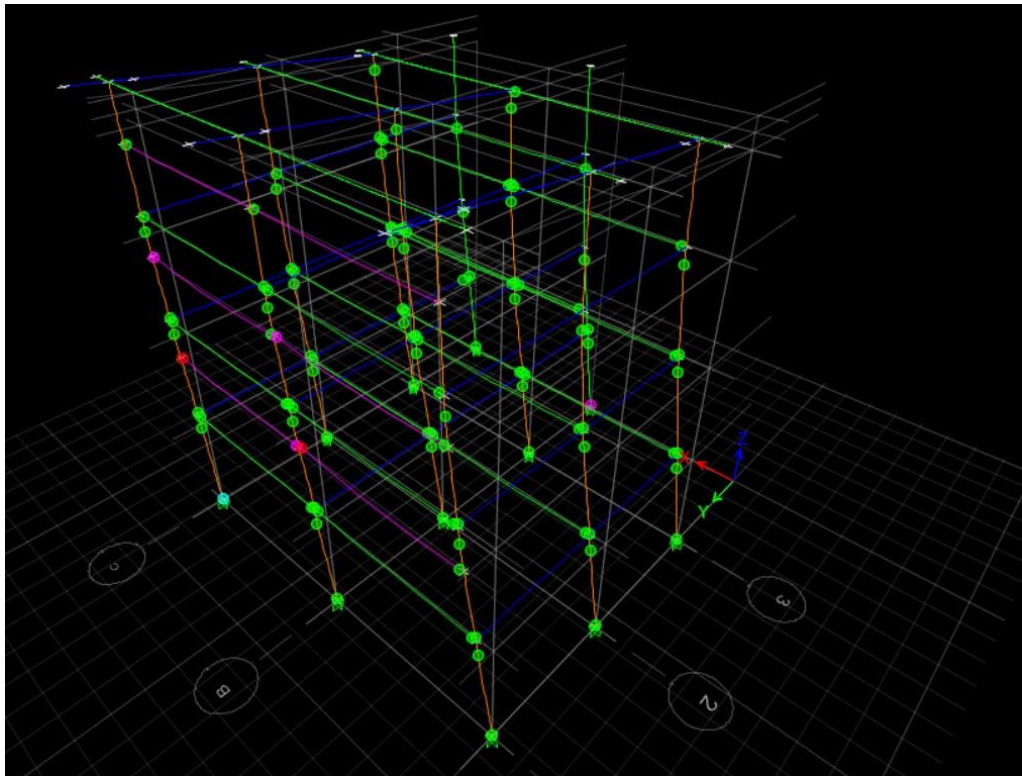
Fuente: Autor

Ilustración 40 Curva de capacidad para el eje Y B2 tipo Membrana



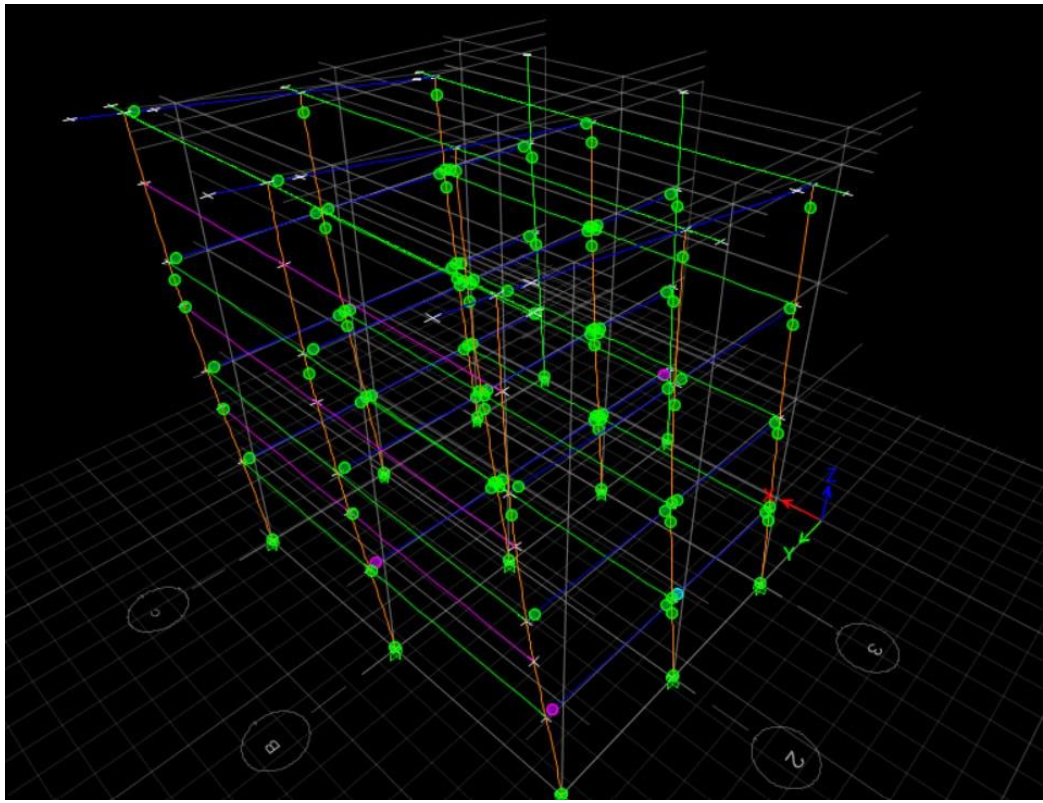
Fuente: Autor

Ilustración 39 Formación de rotulas plásticas en el eje X



Fuente: Autor

Ilustración 41 Formación de rotulas plásticas en el eje Y



Fuente: Autor

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

En el marco de la evaluación de la demanda sísmica para la rehabilitación estructural del bloque 5 del campus Machala, este estudio se ha enfocado en la comparación de dos modelos distintos: uno que considera un piso tipo membrana y otro con nervios simulando la estructura del piso. La diferencia en la disposición estructural ha sido evaluada con el objetivo de determinar cuál de las configuraciones presenta una respuesta sísmica más cercana a la realidad.

El análisis de periodos reveló que el modelo con piso tipo membrana exhibe periodos más largos, específicamente 1.487 seg en la dirección X y 0.910 seg en la dirección Y, en comparación con el modelo de nervios que registró periodos de 0.453 seg en X y 0.235 segundos en Y. Cumpliendo con normas no oficiales que establecen que con la colocación de puntales equivalentes el periodo tendrá una reducción aproximadamente del 50%.

La implementación del método de Holmes para determinar los puntales equivalentes fortaleció la fundamentación del estudio, al considerar de manera adecuada las características particulares de la estructura bajo análisis.

El análisis no lineal pushover constituye un método que ofrece una visión clara del desempeño estructural durante un terremoto. Esto nos proporciona información sobre las fallas que podrían manifestarse en el bloque 5 del campus Machala. Dichas manifestaciones se observaron en la parte trasera de los bloques sujetos a análisis, como se detalla en la ilustración 36, fue esencial obtener la curva de capacidad de la estructura, revelando a través de las fallas en las rotulas, la necesidad de incorporar un exoesqueleto de acero como solución de rehabilitación. No obstante, la limitación de colocar el exoesqueleto en diagonales debido al incumplimiento del criterio de nudo rígido en ciertos puntos plantea un desafío que debe abordarse con precisiones adicionales en el diseño.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda llevar a cabo una sectorización adecuada del área de estudio con el fin de obtener un factor de reducción R que refleje de manera precisa el comportamiento apropiado de las estructuras en términos de rigidez, desplazamientos y derivas.
- El Bloque 5 se ha subdividido en dos bloques gemelos; el Bloque 1 presenta un elemento irregular que, para su representación en el modelo, se optó por incorporar vigas de borde. Esto se debe a que la membrana no distribuye de manera adecuada las cargas cuando su forma es irregular, dando lugar a formas rectangulares o triangulares en la cobertura.
- El análisis no lineal estático se aplica en estructuras regulares, ya que estas tienden a tener un comportamiento más predecible. En nuestro caso de estudio, este análisis se llevó a cabo para comprender su comportamiento mediante un análisis no lineal estático. Además, la Norma ASCE41-17 recomienda la realización de un análisis dinámico, dejando al diseñador la elección entre linealidad o no linealidad en el análisis.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alcaldía de Machala. (2022). *PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL CANTÓN MACHALA 2019-2030*.
- Castillo Valencia, W., Areiza Palma, G., & Coral Moncayo, H. (2018). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la tapia en Pasto (Nariño, Colombia). Caso Teatro Imperial – Ingeniería y Patrimonio. *Entre Ciencia e Ingeniería*, 12(24), 77–88. <https://doi.org/10.31908/19098367.3816>
- Das, R., Sharma, M. L., Wason, H. R., Choudhury, D., & Gonzalez, G. (2019). A Seismic Moment Magnitude Scale. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(4), 1542–1555. <https://doi.org/10.1785/0120180338>
- Elyamani, A., Roca, P., Caselles, O., & Clapes, J. (2017). Seismic safety assessment of historical structures using updated numerical models: The case of Mallorca cathedral in Spain. *Engineering Failure Analysis*, 74, 54–79. <https://doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2016.12.017>
- Erazo^a, K. (2020). Análisis probabilístico de peligro sísmico y terremoto de diseño para Santiago-República Dominicana. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 3(1), 7–30. <https://doi.org/10.22206/CYAP.2020.V3I1.PP7-30>
- Esfahanian, A., & Aghakouchak, A. A. (2019). A Single-Run Dynamic-Based Approach for Pushover Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Pulse-Like Ground Motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(5), 725–749. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1326420>
- Farinango, L., Herrera, H., Correa, M., Hernández, L., & Parra, G. (2022). Evaluación sísmica y rehabilitación de una edificación universitaria construida hace más de 40 años. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 5(1), 7–37. <https://doi.org/10.22206/CYAP.2022.V5I1.PP7-37>
- Ferrando, P. J., Lorenzo-Seva, U., Hernández-Dorado, A., Muñoz, J., Joan, P., & Piera, F. (1986). Decálogo para el Análisis Factorial de los Ítems de un Test. *Psicothema*, 2022(1), 7–17. <https://doi.org/10.7334/psicothema2021.456>

- Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. (2021). A Review of the Performance of Infilled RC Structures in Recent Earthquakes. *Applied Sciences* 2021, Vol. 11, Page 5889, 11(13), 5889. <https://doi.org/10.3390/APP11135889>
- Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina. (2022). “*INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE, EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO - CRITERIOS.*” UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO.
- Ing. Janne Carolina Velasteguí Lara. (2022). *ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CENTRO INTEGRAL Y CULTURAL DE LOS GOBIERNOS PARROQUIALES RURALES DE PASTAZA EN ESTRUCTURA METÁLICA CON EL USO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS, EN LA CIUDAD DEL PUYO, CANTÓN Y PROVINCIA DE PASTAZA*”. UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO.
- Kyriakides, N., Sohaib, A., Pilakoutas, K., Neocleous, K., Chrysostomou, C., Tantele, E., & Votsis, R. (2018). Evaluation of Seismic Demand for Substandard Reinforced Concrete Structures. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 12(1), 9–33. <https://doi.org/10.2174/1874836801812010009>
- Li, Y., Sanada, Y., Maekawa, K., Katayama, H., Choi, H., Matsukawa, K., & Takahashi, S. (2019). Seismic strengthening and rehabilitation of RC frame structures with weak beam-column joints by installing wing walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(5), 2533–2567. <https://doi.org/10.1007/S10518-018-00547-3/TABLES/7>
- Loor-Loor, E., Palma-Zambrano, W., & García-Vinces, L. (2021). Vulnerabilidad sísmica en viviendas de zona rural: el caso Santa Marianita – Manta – Ecuador. *Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación*. ISSN: 2737-6249., 4(7), 2–16. <https://doi.org/10.46296/IG.V4I7.0018>

- López López, A. T., Tomás Espín, A., & Sánchez Olivares, G. (2017). Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado. *Hormigón y Acero*, 68(282), 107–119. <https://doi.org/10.1016/J.HYA.2017.04.006>
- Luca Lombardi. (2019). *Linear Time-History Analysis as EC8-compliant Design Method for Simplified Performance-Based Earthquake Engineering Assessment*. Department of Civil Engineering University of Bristol.
- Medina, R., Music, J., Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63–77. <https://doi.org/10.4067/S0718-28132018000100063>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Moreno González, R., & Bairán, J. M. (2010). *CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EVALUAR EL DAÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO CON LOSAS RETICULARES FRAGILITY CURVES TO ASSESS THE SEISMIC RISK IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH WAFFLED SLABS*. 25, 61–71.
- Pachano Álvarez, F. A. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental*. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19734>
- Ramirez, J., & Campuzano, J. (2021). Análisis del crecimiento del desempleo en el Ecuador: período 2010-2021. *Religación: Revista de Ciencias Sociales y Humanidades*, ISSN-e 2477-9083, Vol. 6, N°. 30, 2021 (Ejemplar Dedicado a: Dossier: Encierros y Control Social. Reflexiones y Experiencias Encarnadas; E210787), Pág. 1, 6(30), 1. <https://doi.org/10.46652/rgn.v6i30.850>
- Requena-Garcia-Cruz, M. V., Morales-Esteban, A., & Durand-Neyra, P. (2021). Optimal ductility enhancement of RC framed buildings considering different

non-invasive retrofitting techniques. *Engineering Structures*, 242, 112572.
<https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112572>

Sánchez Tenesaca, E. J., & Fiallos Condo, J. T. (2022). *Diseño y análisis del parqueadero central de la ciudad de Ambato de hormigón armado y estructura metálica con el uso de elastómeros en la cimentación*.
<https://repositorio.uta.edu.ec:8443/jspui/handle/123456789/36974>

Siddika, A., Awall, Md. R., Mamun, Md. A. Al, & Humyra, T. (2019). Study on Natural Frequency of Frame Structures. *Computational Engineering and Physical Modeling*, 2(2), 36–48.
<https://doi.org/10.22115/CEPM.2019.183201.1062>

Stalin Alcívar, W., Párraga Zambrano, N. J., & Vélez Chunga, J. C. (2021). COMPARACIÓN TEÓRICO – EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE GRÁFICAS MOMENTO-CURVATURA. *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT* ISSN: 2588-0721, 6(1), 1.
<https://doi.org/10.33936/RIEMAT.V6I1.3685>

Stavroulaki, M. E., Kasampali, A., Charalambidi, B., Motsa, S. M., Drosopoulos, G. A., & Stavroulakis, G. E. (2023). Linear and Nonlinear Earthquake Analysis for Strength Evaluation of Masonry Monument of Neoria. *Buildings* 2023, Vol. 13, Page 2204, 13(9), 2204.
<https://doi.org/10.3390/BUILDINGS13092204>

Stepinac, M., Kisicek, T., Renić, T., Hafner, I., & Bedon, C. (2020). Methods for the Assessment of Critical Properties in Existing Masonry Structures under Seismic Loads—The ARES Project. *Applied Sciences* 2020, Vol. 10, Page 1576, 10(5), 1576. <https://doi.org/10.3390/APP10051576>

Vailati, M., Monti, G., & Bianco, V. (2021a). Integrated Solution-Base Isolation and Repositioning-for the Seismic Rehabilitation of a Preserved Strategic Building. *Buildings* 2021, Vol. 11, Page 164, 11(4), 164.
<https://doi.org/10.3390/BUILDINGS11040164>

Vailati, M., Monti, G., & Bianco, V. (2021b). Integrated Solution-Base Isolation and Repositioning-for the Seismic Rehabilitation of a Preserved Strategic Building. *Buildings* 2021, Vol. 11, Page 164, 11(4), 164. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS11040164>

Vista de ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER) DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO COMPUESTOS (C-SMF). (n.d.). Retrieved September 6, 2023, from <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/201/127>

Vista de Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. (n.d.). Retrieved September 6, 2023, from https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/1339/587

Yaguana Torres, K. P., Borja Sánchez, B. D., Guerrero Cuasapaz, D. P., & Sánchez Oñate, D. M. (2021). Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento. *Green World Journal*, 4(2), 17. <https://doi.org/10.53313/GWJ42017>

Yildizlar, B. (2021). Seismic performance analysis and rehabilitation applications for a historical masonry building through field works and experimental investigations. *Structures*, 34, 1811–1833. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2021.08.096>

Zúñiga Zamora, L. V. (2023). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones metálicas, hormigón y/o mixtas en la parroquia San Bartolomé de Pinllo, Ambato, Ecuador: propuesta de reforzamiento estructural del edificio de San Bartolomé*. <https://repositorio.uta.edu.ec:8443/jspui/handle/123456789/38483>

ANEXOS

Anexo 1: Resumen de desplazamientos obtenidos

Anexos 1 Desplazamientos B1

		MEMBRANA B1 DIR X		MEMBRANA B1 DIR Y	
PLANTA	ALTURA (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)
4	1252	11.54	5.62	5.17	5.19
3	972	11.10	4.61	3.11	4.12
2	648	7.93	3.33	2.09	2.75
1	324	3.67	1.56	0.80	1.14
PB	0	0.00	0.00	0.00	0.00
		NERVIO B1 DIR X		NERVIO B1 DIR Y	
PLANTA	ALTURA (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)
4	1252	1.09	0.03	0.30	0.39
3	972	0.96	0.02	0.20	0.31
2	648	0.63	0.02	0.13	0.22
1	324	0.21	0.02	0.06	0.11
PB	0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Autor

Anexos 2 Desplazamientos B2

		MEMBRANA B2 DIR X		MEMBRANA B2 DIR Y	
PLANTA	ALTURA (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)
4	1252	13.99	0.36	3.32	5.88
3	972	12.67	0.28	2.81	4.73
2	648	9.14	0.29	1.87	3.17
1	324	4.30	0.25	0.73	1.26
PB	0	0.00	0.00	0.00	0.00
		NERVIO B2 DIR X		NERVIO B2 DIR Y	
PLANTA	ALTURA (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)
4	1252	3.43	0.23	0.10	0.37
3	972	3.08	0.19	0.08	0.30
2	648	2.21	0.14	0.05	0.20
1	324	1.08	0.07	0.03	0.10
PB	0	0.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Autor

Anexo 2: Levantamiento de información – Evidencia fotográfica

Anexos 3 Daño en mampostería



Fuente: Autor

Anexos 5 Falla por interacción viga – mampostería



Fuente: Autor

Anexos 3 Parte posterior del edificio fisura en mampostería



Fuente: Autor

Anexos 4 Parte posterior del edificio rotura en columna



Fuente: Autor

Anexos 5 Levantamiento de información losa aligerada con nervios de 10 cm



Fuente: Autor

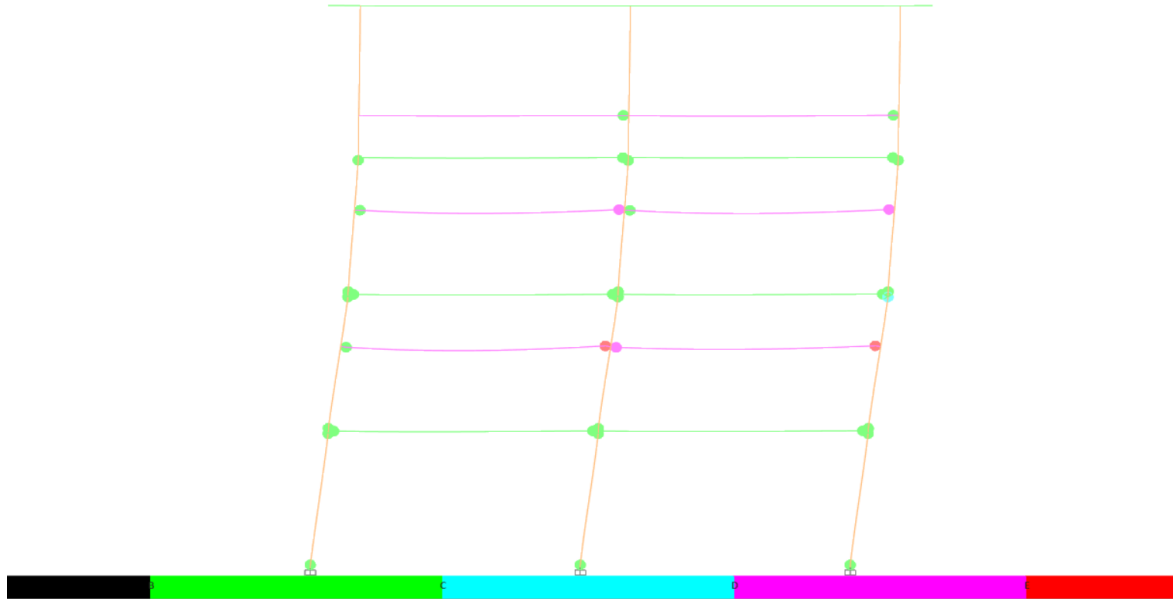
*Anexos 6 Levantamiento de información losa aligerada
separación de nervios de 50 cm de eje a eje*



Fuente: Autor

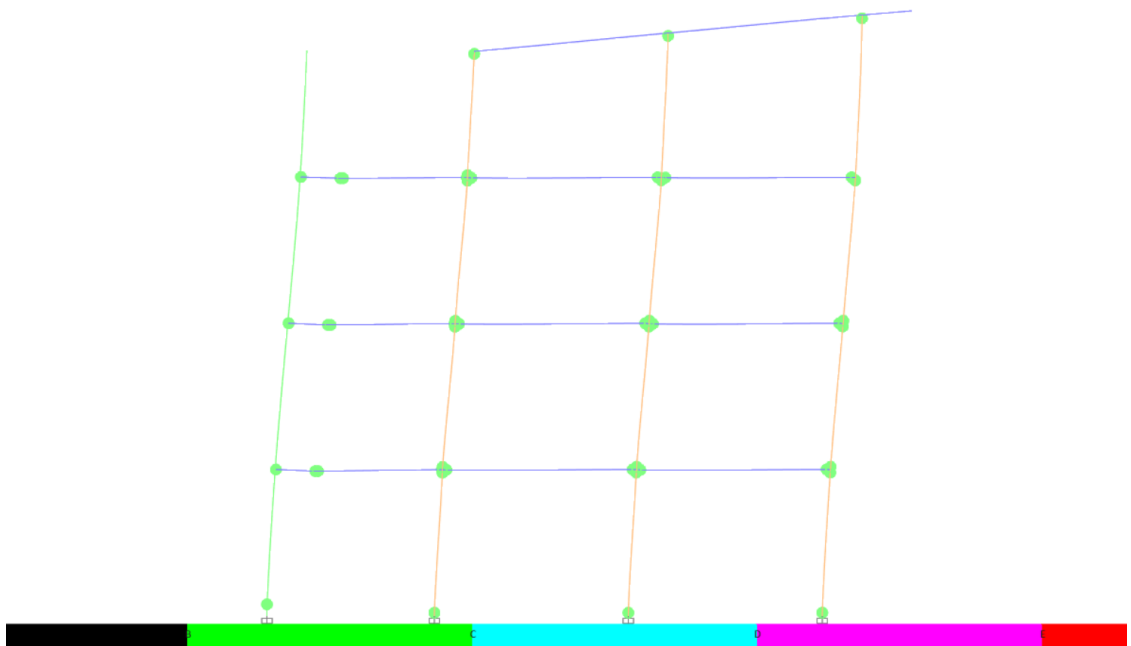
Anexo 2: Resultados obtenidos por la modelación en Etabs

Anexos 11 Formación de rotulas plásticas producidas en dirección X



Fuente: Autor

Anexos 13 Formación de rotulas plásticas producidas en dirección Y



Fuente: Autor