



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación del Desempeño Sísmico mediante el Análisis  
Estático No Lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac,  
Pira, Huaraz, 2020**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
Ingeniera Civil**

**AUTORAS:**

Campos Félix, Magaly (ORCID: 0000-0003-0409-3649)

Morales Cerna, Luz Clarita (ORCID: 0000-0001-5244-7443)

**ASESOR:**

Mg. Marín Cubas, Percy Lethelier (ORCID: 00000-0002-9103-9490)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño sísmico y Estructural

**HUARAZ - PERÚ**

**2020**

## **DEDICATORIA**

A nuestros padres, quienes son nuestra mayor inspiración para seguir adelante; así mismo, a nuestros hermanos quienes nos brindaron el apoyo y la confianza para mantenernos firmes para cumplir nuestros objetivos.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por brindarnos la vida, salud, ser nuestra fuerza espiritual. A nuestros padres y hermanos por ser nuestro apoyo y fortaleza en los momentos de dificultad para así poder cumplir con nuestras metas.

A todos los docentes de la universidad por brindarnos sus enseñanzas, ya que estos serán el cimiento para así poder desenvolvemos de manera correcta y óptima en nuestro día a día como futuros profesionales.

## Índice de contenidos

Carátula.....	i
Dedicatoria .....	ii
Agradecimiento .....	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de tablas .....	v
Índice de figuras .....	vii
Resumen.....	xi
Abstract.....	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO .....	1
III. METODOLOGÍA.....	10
3.1. Tipo y diseño de investigación .....	10
3.2. Variable y operacionalización .....	11
3.3. Población, muestra y muestreo.....	11
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	11
3.5. Procedimientos.....	11
3.6. Métodos de análisis de datos .....	12
3.7. Aspectos éticos .....	13
IV. RESULTADOS .....	14
V. DISCUSIÓN.....	25
VI. CONCLUSIONES.....	29
VII. RECOMENDACIONES .....	31
REFERENCIAS.....	32
ANEXOS .....	39

## Índice de tablas

Tabla 1. <i>Desempeño sísmico para sismos en dirección XX.</i> .....	14
Tabla 2. <i>Desempeño para sismos en dirección YY.</i> .....	14
Tabla 3. <i>Cortante Basal.</i> .....	15
Tabla 4. <i>Distribución de la fuerza sísmica.</i> .....	16
Tabla 5. <i>Valores de espectro de Diseño.</i> .....	17
Tabla 6. <i>Derivas Inelásticas en direcciones XX e YY.</i> .....	18
Tabla 8. <i>Niveles de desempeño Estructural según ASCE/SEI 41-17.</i> .....	51
Tabla 9. <i>Niveles de desempeño No Estructural según ASCE/SEI 41-17.</i> .....	52
Tabla 10. <i>Niveles de desempeño sísmico según VISION 2000</i> .....	54
Tabla 11. <i>Niveles de movimientos sísmicos propuesta por el comité VISION 2000.</i> .....	55
Tabla 12. <i>Matriz de objetivos de desempeño propuesta por el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).</i> .....	55
Tabla 13. <i>Zona Sísmica</i> .....	64
Tabla 14. <i>Factor de amplificación de suelo.</i> .....	65
Tabla 15. <i>Periodos TP y TL.</i> .....	65
Tabla 16. <i>Factor de Amplificación Sísmicas.</i> .....	65
Tabla 17. <i>Factor de uso.</i> .....	66
Tabla 18. <i>Sistemas estructurales y Coeficiente de Reducción <b>RO</b></i> .....	66
Tabla 19. <i>Irregularidad en altura.</i> .....	69
Tabla 20. <i>Irregularidad en planta.</i> .....	70
Tabla 21. <i>Categoría y regularidad de las edificaciones.</i> .....	72
Tabla 22. <i>Irregularidad Rigidez- Piso blando.</i> .....	73
Tabla 23. <i>Irregularidad Resistencia- Piso débil.</i> .....	73
Tabla 24. <i>Irregularidad de extrema de rigidez.</i> .....	74
Tabla 25. <i>Irregularidad de extrema de resistencia.</i> .....	74

Tabla 26. Irregularidad de masa o peso.....	74
Tabla 27. Irregularidad torsional XX.....	75
Tabla 28. Irregularidad torsional YY.....	75
Tabla 29. Resumen de Factores <b>IP</b> y <b>Ia</b> .....	76
Tabla 30. Peso sísmico.....	78
Tabla 31. Principales Modos de vibración.....	83
Tabla 32. Resumen de los Parámetros sísmicos.....	84
Tabla 33. Valores de espectro de Diseño.....	86
Tabla 34. Fuerza cortante mínimo.....	88

## Índice de figuras

<i>Figura 1.</i> Aceleración inelástica.....	17
<i>Figura 2.</i> Desplazamiento máximos en direcciones XX e YX.....	18
<i>Figura 3.</i> Curva de capacidad en la dirección XX sentido positivo.....	19
<i>Figura 4.</i> Curva de capacidad en la dirección YY sentido positivo.....	20
<i>Figura 5.</i> Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección XX++.....	21
<i>Figura 6.</i> Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección XX++.....	22
<i>Figura 7.</i> Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección YY++.....	23
<i>Figura 8.</i> Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección YY++.....	24
<i>Figura 9.</i> Representación gráfica de la curva de capacidad.....	56
<i>Figura 10.</i> Representación bilineal de la curva de capacidad.....	56
<i>Figura 11.</i> Sectorización de la Curva de capacidad de la estructura, (propuesta del comité VISION 2000 del SEAOC).....	57
<i>Figura 12.</i> Zonas Sísmicas.....	64
<i>Figura 13.</i> Modelo Tridimensional del edificio de 2 niveles.....	79
<i>Figura 14.</i> Estructuración en planta del Edificio.....	80
<i>Figura 15.</i> Configuración estructural en planta, primer nivel.....	82
<i>Figura 17.</i> Curva de capacidad en la dirección XX sentido negativo.....	92
<i>Figura 18.</i> Curva de capacidad en la dirección YY sentido negativo.....	93
<i>Figura 21.</i> Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección YY.....	99
<i>Figura 22.</i> Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección YY--.....	100
<i>Figura 23.</i> Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo de diseño.....	101

<i>Figura 24.</i> Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.....	102
<i>Figura 25.</i> Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.....	103
<i>Figura 26.</i> Viga y columna más esforzada para sismo de diseño en la dirección XX para ser analizada.....	104
<i>Figura 27.</i> Viga más esforzada en la dirección XX para sismo de diseño, punto gris indica el desempeño.....	105
<i>Figura 28.</i> Columna más esforzada en la dirección XX para sismo de diseño, punto azul indica el desempeño.....	106
<i>Figura 29.</i> Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo de diseño.....	107
<i>Figura 30.</i> Fibra de acero más alejada a compresión para sismo de diseño.	107
<i>Figura 31.</i> Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo de diseño...	108
<i>Figura 32.</i> Fibra de acero más alejada a tracción para sismo de diseño.....	108
<i>Figura 33.</i> Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo máximo.....	109
<i>Figura 34.</i> Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.....	110
<i>Figura 35.</i> Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.....	111
<i>Figura 36.</i> Viga y columna más esforzada para sismo máximo en la dirección XX para ser analizada.....	112
<i>Figura 37.</i> Viga más esforzada en la dirección XX para sismo máximo, punto gris indica el desempeño. ....	113
<i>Figura 38.</i> Columna más esforzada en la dirección XX para sismo máximo, punto azul indica el desempeño.....	114
<i>Figura 39.</i> Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo máximo	115
<i>Figura 40.</i> Fibra de acero más alejada a compresión para sismo máximo. ...	115
<i>Figura 41.</i> Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo máximo.....	116

<i>Figura 42.</i> Fibra de acero más alejada a tracción para sismo máximo. ....	116
<i>Figura 43.</i> Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo de diseño. ....	117
<i>Figura 44.</i> Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas. ....	118
<i>Figura 45.</i> Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas. ....	119
<i>Figura 46.</i> Viga y columna más esforzada para sismo de diseño en la dirección YY para ser analizada. ....	120
<i>Figura 47.</i> Viga más esforzada en la dirección YY para sismo de diseño, punto gris indica el desempeño. ....	121
<i>Figura 48.</i> Columna más esforzada en la dirección YY para sismo de diseño, punto azul indica el desempeño. ....	122
<i>Figura 49.</i> Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo de diseño. ....	123
<i>Figura 50.</i> Fibra de acero más alejada a compresión para sismo de diseño. ....	123
<i>Figura 51.</i> Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo de diseño... ..	124
<i>Figura 52.</i> Fibra de acero más alejada a tracción para sismo de diseño. ....	124
<i>Figura 53.</i> Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo máximo. ....	125
<i>Figura 54.</i> Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas. ....	126
<i>Figura 55.</i> Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas. ....	127
<i>Figura 56.</i> Viga y columna más esforzada para sismo máximo en la dirección YY para ser analizada. ....	128
<i>Figura 57.</i> Viga más esforzada en la dirección YY para sismo máximo, punto gris indica el desempeño. ....	129
<i>Figura 58.</i> Columna más esforzada en la dirección YY para sismo máximo, punto azul indica el desempeño. ....	130

<i>Figura 59.</i> Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo máximo.	131
<i>Figura 60.</i> Fibra de acero más alejada a compresión para sismo máximo. ...	131
<i>Figura 61.</i> Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo máximo.....	132
<i>Figura 62.</i> Fibra de acero más alejada a tracción para sismo máximo. ....	132

## Resumen

La presente tesis tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz 2020.

La metodología es de tipo aplicada, con un diseño no experimental de corte transversal descriptivo; puesto que, solo se observó el comportamiento de la estructura para posteriormente determinar su desempeño sísmico, la técnica fue la observación y el instrumento para la recopilación de datos fue el expediente técnico, con el fin de modelar la estructural se empleó el programa ETABS V18.1.1.

Primero se realizó un análisis sísmico en función a la Norma Técnica E.030-2018. Posteriormente, se realizó un Análisis estático no lineal, para ello se siguió las recomendaciones del ASCE/SEI 41-17, el análisis se realizó con el programa ETABS V18.1.1, y se pudo determinar la curva de capacidad de la estructura y el mecanismo de formación de rótulas plásticas. Para determinar el punto de desempeño de la estructura se empleó el método de coeficientes de ASCE/SEI 41-17, y se evaluó para dos niveles de movimiento sísmico (Sismo de Diseño y Sismo máximo) los cuales se definieron a partir de la norma E. 030-2018. El desempeño sísmico de la estructura se determinó de acuerdo con los objetivos de desempeño del SEAOC.

De la evaluación se determinó que para un sismo de diseño la estructura presentará un nivel de desempeño Funcional, mientras que para el sismo máximo un nivel de desempeño de seguridad de vida, por lo tanto, la estructura cumple con el objetivo deseado para estructuras esenciales según el SEAOC.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, curva de capacidad, punto de desempeño.

## Abstract

The present thesis aimed to evaluate the seismic performance by means of the non-linear static analysis of the Municipal Palace of the Jirac Populated Center, Pira, Huaraz 2020.

The methodology used is of an applied type, with a descriptive cross-sectional non-experimental design; considering that, only the behavior of the structure was observed, in order to subsequently determine its seismic performance, the technique was observation and the instrument for data collection was the technical file, to hereinafter model the structural in the ETABS V18.1.1 program. At first, a seismic analysis was carried out according to Technical Standard E.030-2018. Subsequently, a non-linear static analysis was performed, hence, the recommendations of ASCE / SEI 41-17 were followed, the analysis was conducted with the ETABS V18.1.1 program, and it was possible to determine the capacity curve of the structure and the mechanism for forming plastic kneecaps. Towards determine the performance point of the structure, the ASCE / SEI 41-17 coefficients method was used, and was evaluated for two levels of seismic movement (Design Earthquake and Maximum Earthquake) which were defined based on standard E. 030-2018. The seismic performance of the structure was determined in accordance with the SEAOC performance objectives.

As a consequence of the evaluation, it was determined that for a design earthquake the structure is going to present a Functional performance level, while for the maximum earthquake a life safety performance level; therefore, the structure meets the desired objective for essential structures pursuant to SEAOC.

**Keywords:** Seismic performance, capacity curve, performance point.

## I. INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos son uno de los desastres naturales que generalmente ocasionan grandes pérdidas de vidas humanas, daños y/o colapso de construcciones civiles, interrupción de servicios básicos y grandes pérdidas económicas.

Según los datos del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), uno de los eventos sísmicos de mayor magnitud registrado hasta el momento es 9.5 grados, ocurrido en el año 1960, en la región de los Ríos, Chile. También, la misma agencia haciendo uso de la información proveniente de la red sísmica mundial asegura la ocurrencia anual en el mundo de aproximadamente 7,000 sismos.

Para Seiner (2009, p. 17), nuestro país es vulnerable a “sufrir constantes manifestaciones sísmicas por su posición geográfica, al encontrarse dentro de la zona denominada cinturón de fuego del pacífico localizado en las costas del océano pacífico, donde se manifiestan las actividades de colisión de placas (subducción), los cuales generan el 80% de los sismos a nivel mundial”.

En Áncash, el 31 de mayo de 1970 se presentó un sismo de 7.8 grados que duró aproximadamente 45 segundos, dejando como resultado según Álvarez (2015, p. 95) la “muerte de 70 mil personas, 20 mil desaparecidos, 140 mil heridos y más de medio millón de damnificados”.

Debido a las circunstancias ocurridas, es primordial la reducción de los riesgos sísmicos y la construcción de estructuras resistentes; de modo que estas al ser sometidas a grandes solicitudes sísmicas conlleve a daños ligeros por ende los gastos en reparaciones serán mínimas. Para este fin, surge la ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, que consiste en diseñar la estructura de acuerdo con su uso e importancia, para ello se selecciona los objetivos de desempeño sísmico en donde prima dos puntos importantes que son los niveles de movimiento sísmico y los niveles de desempeño. Convirtiéndose esta metodología de diseño en una prioridad por parte de muchos gobiernos y profesionales del rubro de la construcción. Por otra parte, con el avance de la tecnología han surgido programas computacionales, así como metodologías que nos permiten y facilitan el análisis de la respuesta

sísmica de las estructuras. El ASCE/SEI 41-17 es un código actualizado en el año 2017, el cual nos permite evaluar el desempeño sísmico de estructuras existentes.

Para el desarrollo de la investigación se optó realizar el análisis no lineal estático, con el fin de evaluar el desempeño sísmico del Palacio Municipal del C.P. de Jirac-Pira-Huaraz, empleando la metodología propuesta por el ASCE/SEI 41-17 y el comité VISION 2000 del SEAOC.

Expuesta la problemática, se formuló la siguiente interrogante como **problema de la investigación**; ¿Cuál será el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020?

Así mismo, como **justificación** para el desarrollo de la presente tesis, se tomó en cuenta dos aspectos: el *aspecto social*, en el año 2017 los pobladores de Jirac y Santa Rita del distrito de Pira (Huaraz), se presentaron en las oficinas del Centro de Operaciones de Emergencia (COER) Ancash, con el fin de informar sobre la presencia de fallas geológicas, solicitando la intervención de defensa civil para evaluar el estado en la se encontraban algunas estructuras afectadas, (Ancash Noticias, 2017). De igual manera, en el año 2019, COER informó que debido a la manifestación frecuente de los sismos en nuestra región, se podría “volver a activar la falla de la cordillera blanca (FCB) en cualquier momento y desencadenar un sismo de magnitud de 7 grados” (La República, 2019, párr.3); con el desarrollo de la investigación se pretendió garantizar la seguridad de los trabajadores y usuarios del Palacio Municipal, ya que la Norma Técnica E.030 vigente, cataloga a estas como estructuras esenciales las cuales tienen la responsabilidad de preservar, atender y amparar a la comunidad ante la ocurrencia de algún desastre natural. En cuanto al *aspecto técnico*, tomando en cuenta la sismicidad en nuestro país y la presencia de fallas geológicas en el lugar de estudio, se consideró evaluar al Palacio Municipal mediante el análisis estático no lineal, el cual cobra relevancia, ya que en la Norma Técnica E.030 vigente no está considerado este tipo de evaluación.

Para el desarrollo del proyecto se realizó la evaluación mediante el análisis estático no lineal (Pushover), la metodología implicó aplicar cargas laterales distribuidas incrementales a lo largo de la estructura hasta que alcance su máximo desplazamiento, luego se representó por medio de una gráfica la capacidad resistente de esta, en cuando al desarrollo del análisis se utilizó el programa ETABS V18.1.1, para determinar el punto de desempeño se empleó el método de los coeficientes propuesto por el ASCE/SEI 41-17, el cual nos permitió estimar el desempeño sísmico del Palacio Municipal los cuales se verificaron con los objetivos de desempeño sísmico del comité VISION 2000 de SEAOC.

Los objetivos del presente proyecto se dividen en general y específicos, siendo **objetivo general**; Evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020, y como **objetivos específicos**: Realizar el análisis sísmico con la NTP E.030-2018 del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020; Determinar la curva de capacidad resistente del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020; Determinar el punto de desempeño del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.

**La hipótesis** de la investigación es lo siguiente,

El Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz; se encuentra dentro de los niveles de desempeño Funcional y Seguridad de vida, para los sismos de diseño y máximo, respectivamente.

## II. MARCO TEÓRICO

Como trabajos previos relacionados al tema de investigación se contó con los siguientes:

A nivel internacional, Salcedo (2017), desarrolló su investigación titulada, “Desempeño sísmico por el método push-over de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10”, se propuso determinar el desempeño sísmico del edificio, para ello en primera instancia modeló la estructura con el programa Etabs tanto en el rango elástico e inelástico, finalmente determinó que si se presenta el sismo de diseño, el edificio tendrá un nivel de desempeño Ocupación inmediata, se espera una rápida recuperación y mínimos daños de elementos estructurales. También Duarte, Martínez y Santamaría (2017), nos presentan su tesis “Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la Universidad de El Salvador”, y se propusieron analizar la funcionalidad y el comportamiento de la estructura, en primer lugar realizaron un trabajo de campo que les permitió encontrar las características de los materiales, luego realizaron el modelamiento de la estructura con el Software SAP2000 y determinaron que el nivel de desempeño del edificio estudiado es seguridad de vida, y se encuentra dentro de los límites de daños permisibles, para la demanda establecida.

A nivel nacional, Chavesta (2019), en su tesis “Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima”, tuvo como objetivo estimar el desempeño sísmico según el comité Visión 2000, empleó un análisis estático no lineal, para ello en primera instancia evaluó la demanda sísmica, después determinó el espectro de capacidad con el programa Etabs, finalmente determinó el punto de desempeño. De este modo, logró evaluar el comportamiento de la estructura aporticada teniendo como resultado que; si se produjera un sismo de diseño esta poseerá un nivel de desempeño “seguridad de vida”, el cual para el uso destinado residencial es aceptable. Así mismo, Choque y Luque (2019), en su investigación denominada “Análisis Estático No Lineal y Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la Norma E.030”, la cual tuvo como finalidad aplicar la metodología “diseño basado en el desempeño sísmico” a dos alternativas de estructuración de una edificación de

8 niveles (una edificación aporticado y una edificación de muros estructurales); de ese modo, pudo lograr evaluar y comparar los resultados obtenidos entre ambos, los modelos estructurales se establecieron en función de los criterios y requerimientos establecidos en la norma sismorresistente E.030-2018, y luego modelaron dicha edificación en el software Etabs, y seguidamente procedieron a diseñar todos los elementos estructurales, después realizaron un Análisis Estático No Lineal (Pushover) siguiendo las recomendaciones propuestas por el ASCE/SEI 41-13. Finalmente, presentaron la evaluación del desempeño sísmico según los objetivos de desempeño sugeridos por el ATC-40 y el Comité Visión 2000. Concluyeron que el edificio aporticado tiene un nivel de desempeño seguridad de vida para el sismo máximo y de diseño; en cuanto al edificio de muros estructurales tiene un nivel de desempeño seguridad de vida para el sismo de diseño y máximo.

A nivel local, Flores (2018), cuyo tesis fue “Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lote 10-10a – 1a, distrito de Chimbote – 2018”, se propuso determinar el desempeño sísmico de dicha edificación, para tal fin empleó la Norma Técnica Peruana, tomando en consideración las siguientes: E-0.60, E-020 y E-0.30; con el fin de constatar si la edificación cuenta con los parámetros de diseño, y lo modeló empleando las normas internacionales tales como; ATC-40, y FEMA 440 y el comité de VISION 2000, y a fin de analizar el desempeño empleó el software ETABS, y así determinar el comportamiento bajo cargas sísmicas de la estructura. Concluyó, que la estructura dispone de en un nivel de desempeño entre funcional y seguridad de vida, lo cual significa que dicha estructura se encuentra en condiciones aceptables para su uso básico. Del mismo modo, Colonia (2017), en su tesis nombrada “Análisis por desempeño sísmico de un edificio comercial de la ciudad de Carhuaz, Ancash, 2017”, dispuso analizar el desempeño sísmico de una construcción comercial, para esto empleó las normas internacionales como nacionales, prosiguiendo a modelar la edificación mediante el software Etabs, a su vez, empleó una ficha de revisión rápida. Concluyendo que la edificación tendrá un desempeño sismo suficiente para estructuras comerciales; dado que, ante un sismo raro la estructura poseerá un nivel de desempeño para asegurar la vida de quienes lo ocupan, de este modo cumpliendo con los parámetros aceptables de la NTP E.030.

### **Teorías relacionadas al tema;**

El Servicio Geológico de los EE. UU., define el sismo como el deslizamiento repentino de una falla que produce la liberación de energía generando una vibración en el suelo, producto del deslizamiento, actividad volcánica o magmática, u otros cambios repentinos en la tierra (USGS, 2016, párr. 1); así mismo, la Real Academia Española, define a los sismos como una sacudida violenta de la corteza, ocasionado por fuerzas que actúan en su interior (RAE, 2019), provocando desastres en la superficie terrestre tales como fallas, colapso de estructuras civiles, pérdidas de vidas humanas y económicas.

Bondarenko define a una estructura civil como un sistema conformado por miembros finitos unidos entre sí, mediante un numero finito de juntas, capaz de resistir y transmitir los esfuerzos originados por las cargas resultantes de su uso, peso propio y acciones dinámicas tales como; el viento, los sismos y las olas (2018).

El sistema estructural de una estructura se clasifica de acuerdo al material predominante, es por ello que la Norma Técnica E.030 del RNE las clasifica como; estructuras de concreto armado, acero, albañilería, madera y tierra; y para evaluarlas es necesario realizar un análisis, mediante el cual, es posible obtener la respuesta de un sistema estructural frente a determinadas sollicitaciones o acciones externas. Estas respuestas se determinarán por medio del análisis estático y dinámico, procedimientos recomendados por la NT E.030-2018.

Tabassum y Vanakudre, afirman que el análisis estático lineal nos muestra que la respuesta de una estructura al ser sometida a una fuerza es proporcional a la deformación, también sostienen que el desplazamiento es mínimo y las fuerzas inducidas pueden ser despreciadas (2018, p. 502), ante aquello, Bondarenko; agrega, que no existe ningún material o elemento que sea 100% lineal, es decir que estas después de cierta magnitud de esfuerzo o deformación entran en la zona no lineal o fallan inmediatamente (2018); por lo tanto, es necesario realizar un análisis no lineal, el cual toma en cuenta los comportamientos más reales de los materiales y las estimaciones son más confiables tanto de las fuerzas como de las deformaciones.

El análisis estático no lineal implica aplicar cargas laterales distribuidas incrementales a lo largo de la estructura hasta que alcance su máximo

desplazamiento, luego se representará en una gráfica la curva de capacidad resistente de la estructura (Elnashai, 2001, p. 51). Mazumder, añade que también nos permite predecir el comportamiento sísmico real o cercano al real de las estructuras ante solicitudes sísmicas (2014, p.2), de ese modo permitiendo determinar el desempeño sísmico de dicha edificación.

Bondarenko (2018) define el desempeño sísmico como la cuantificación real del comportamiento que presentará una estructura ante la acción de un movimiento sismo; del mismo modo, Alcántara y Nalvarte (2016), lo definen como el nivel de daño que presenta una estructura frente a un movimiento sísmico (p. 38). En cuanto a la metodología basada en el desempeño, permite evaluar si el sismo de diseño establecido durante el diseño de la estructura es realmente válido; así mismo, si las normativas del diseño sismorresistente satisfacen sus objetivos y preservan su filosofía. Y para analizar el desempeño sísmico se puede emplear niveles de desempeños.

Los niveles de desempeño, es el límite máximo o admisible de daños físicos que pueden sufrir las estructuras después de un sismo, amenazando la seguridad de los ocupantes (ATC-40. 1996, p.11), cabe resaltar que los niveles de desempeño se emplean para el diseño de una estructura y también para la evaluación de un edificio ya existente.

El código ASCE/SEI 41-17, clasifica los niveles de desempeño tanto estructural como no estructural. Siendo seis niveles de desempeño estructural y cinco niveles de desempeño no estructural. Y cada una de estas precisa el límite para un rango de daño, como se muestra en la Tabla 8 y 9 (ver Anexo 4).

VISION 2000 (SEOAC), clasifica los niveles de desempeño en cinco partes y cada uno de estos precisa el límite para un rango de daño, como se muestra en la Tabla 10 (ver Anexo 4).

El Comité VISION 2000, señalan que los niveles de sismicidad son representaciones estadísticas de la probabilidad de que el efecto ocasionado por un movimiento sísmico supere una cierta severidad, que se comprobará en el sitio durante un período específico de tiempo expresado en años, como se observa en la tabla 11 (ver Anexo 4).

Objetivo de desempeño; definida como el grado de daño deseado (Nivel de desempeño) de la estructura sometida a una determinada intensidad de sismo (Nivel de demanda sísmica) (Medina, R. y Music, J, 2018, p.69).

La elección del objetivo de desempeño sísmico está relacionada directamente con la funcionalidad de la estructura.

El Comité VISION 2000 de SEAOC, clasifica a los objetivos de acuerdo con las implicancias en la seguridad poblacional, como se muestra en la Tabla 12 (ver Anexo 4). Así mismo, el código ASCE/SEI 41-17 define que el objetivo de desempeño consistirá en uno o más emparejamientos de un nivel de riesgo sísmico seleccionado, con un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

Las rótulas plásticas son necesarias para poder definir el modelo no lineal de la estructura, el cual describe la manera como se genera la fluencia de los elementos estructurales, una rótula se presenta en determinadas partes de las estructuras, el cual tiene como fin crear mecanismo de fallas en la que la capacidad fue superada, y suele presentarse en las zonas adyacentes en una viga y en un extremo de una columna (López et al., 2016, p. 6).

Capacidad estructural, es la capacidad que tiene una estructura para resistir o soportar una demanda sísmica. Sánchez, agrega que dicha capacidad dependerá de la fuerza y capacidad de deformación de los elementos, así como los materiales que la componen (2018, p.58), para determinar dicha capacidad es primordial emplear un tipo de análisis no lineal, y se representa a través de una curva designada como curva de capacidad.

La demanda sísmica o fuerzas sísmicas, es definida como una representación del movimiento sísmico al que está expuesta la estructura (ATC-40, 1996, p.11). También conocido como espectro de respuesta elástica, el cual se representa el movimiento del suelo y el efecto que generan en las estructuras (Frau et al., 2016, p. 97). En cuanto a una estructura existente, la demanda sísmica se determinará empleando un espectro de diseño el cual se ajuste a las condiciones sísmicas del territorio donde se localiza la construcción.

La curva de capacidad, representa la relación de la fuerza cortante en la base con el desplazamiento del techo de una edificación, que se representa a través de sistema de ejes coordenados realizando el análisis estático no lineal, determinando el progresivo deterioro de la rigidez de una edificación (Erdem et, 2011, p.611), tal como se observa en la figura 9 y 10 (ver Anexo 4).

La representación bilineal de la curva de capacidad. El código ASCE/SEI 41-17, menciona que la relación fuerza-desplazamiento no lineal entre el cortante

de la base y el desplazamiento del nodo de control, debe reemplazarse por una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva y el límite elástico efectivo del edificio (2017, p. 74), como se muestra en la figura 11 (ver Anexo 4).

El nodo de control, ASCE/SEI 41-17 menciona que debe estar localizada en el centro de masa en el techo de un edificio utilizado en el procedimiento estático no lineal para medir los efectos del temblor sísmico en un edificio (2017, p. 2). Periodo Fundamental Efectivo, representa la rigidez lineal de un sistema de 1 GDL (Grado de libertad) equivalente (oscilador), y es originado desde el periodo inicial ( $T_i$ ) teniendo en consideración cierta pérdida de rigidez que pueda existir en el momento donde el comportamiento elástico de la estructura pase a uno inelástico (ASCE/SEI 41-17, 2017, p. 73), como se puede apreciar en la primera fórmula (ver Anexo 4).

El punto de desempeño o desplazamiento objetivo, Intor y Martos (2017), lo definen como la respuesta máxima de una edificación, que da como resultado de la aceleración y los desplazamientos del edificio ante una sollicitación sísmica (p.50). Dicho desplazamiento objetivo se obtendrá mediante el método de coeficientes, el cual consiste en un procedimiento estático no lineal, FEMA 440, menciona que tiene un enfoque en el que modifica la respuesta elástica lineal del sistema de 1 GDL (Grado de Libertad) equivalente multiplicando estos por una serie de coeficientes ( $C_0$  a  $C_2$ ) de tal modo generar una estimación del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), el cual se denomina Desplazamiento Objetivo (FEMA 440, 2005, p. 48), se puede apreciar en la segunda fórmula (ver Anexo 4).

### III. METODOLOGÍA

El enfoque de la investigación fue cuantitativo.

#### 3.1. Tipo y diseño de investigación

**El tipo de investigación** para el desarrollo de la tesis fue aplicada, el cual se refiere a la búsqueda de una solución para un problema práctico y específico al que se enfrenta un individuo, una sociedad o una organización, haciendo uso de los conocimientos adquiridos, así como la consolidación y enriquecimiento de estos (Shanti y Alok, 2017, p. 2).

**El diseño de la investigación** fue no experimental, definida como una investigación desarrollada sin manipular intencionalmente las variables; es decir, se observan los fenómenos tal como ocurre en su entorno natural (Shanti y Alok, 2017, p. 8). De corte transversal, cuya finalidad es describir a las variables y observar su interrelación e incidencia en un determinado instante o tiempo (Shanti y Alok, 2017, p. 4).



Donde:

M= Muestra (Palacio Municipal de Jirac, Pira, Huaraz).

X= Variable (Desempeño Sísmico).

O= Respuesta (Nivel de desempeño sísmico de la estructura).

**El nivel de investigación** fue descriptivo, cuyo propósito fundamental será recopilar datos e información sobre las características, aspectos propiedades o dimensiones, clasificación de personas, objetos, instituciones y agentes, o de los procesos sociales o naturales (Ñaupas et al, 2018, p. 134).

Por lo tanto, **la presente investigación es de tipo aplicada, con diseño no experimental de corte transversal descriptivo**; puesto que, únicamente se observó el comportamiento de la estructura el cual fue sometida a efectos de movimientos sísmicos, para posteriormente determinar su desempeño sísmico.

### 3.2. Variable y operacionalización

**Variable independiente** (VI); Desempeño sísmico.

La matriz de operacionalización de variables se puede apreciar en el Anexo 1.

### 3.3. Población, muestra y muestreo

**La población y la muestra** lo conforma el Palacio Municipal, situado en el centro poblado de Jirac, Pira, Huaraz.

**El muestreo** es no probabilístico por juicio (intencional u opinático); por consiguiente, los elementos son escogidos con base en criterios o juicios establecidos por el investigador (Gallardo, 2017, p. 66). Así mismo, Ñaupas et al., mencionan que el criterio que prima en este muestreo es la intención que persigue el investigador (2018, p. 342).

### 3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

**La Técnica** empleada para recopilar la información fue la observación, Gallardo alude que consiste en el registro válido, sistemático y confiable del comportamiento manifestado mediante la vista, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en función de los objetivos de investigación preestablecidos (2018, p. 72).

**El Instrumento de recolección de datos** para la recopilación de datos fue una ficha de recolección de datos del expediente técnico del Palacio Municipal, del cual se extrajeron los datos necesarios para la investigación, eludiendo manipular o modificar la información preestablecida en esta. Posteriormente, estos datos fueron ingresados al programa ETABS V18.1.1, el cual ayudó en el procesamiento de los datos; así mismo, el código ASCE/SEI 41-17 fue un partícipe para los procedimientos de análisis y criterios de aceptación para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura existente.

### 3.5. Procedimientos

Se modeló la estructura empleando el programa computacional ETABS V18.1.1, para ello fue necesario extraer datos del expediente técnico mediante la ficha de recolección de datos. Además, se empleó las Normas Técnicas Peruanas E.030 y E.020 vigentes, con el fin de

constatar si la estructura estudiada cuenta con los parámetros adecuados de diseño.

Seguidamente de modelar la estructura, se realizó el análisis sísmico de acuerdo a la Norma Técnica E.030 – 2018.

Para el análisis no lineal, primero se designó un patrón de cargas laterales incrementales en cada piso, de acuerdo a la severidad del sismo, y cargas gravitacionales constantes desde cero hasta lo máximo que fueron aplicadas en la misma dirección hasta donde pudo soportar la estructura.

Después se asignaron mecanismos de fallas (rótulas plásticas y fibras) a los elementos que posiblemente se vayan a plastificar, ya que se usan para especificar la deformación de una sección determinada de un elemento estructural donde se produce la flexión plástica.

De acuerdo al procedimiento, fue posible observar la secuencia del agrietamiento, fallo, rotaciones y cedencia de cada uno de los elementos estructurales; con base en ello, se determinó la relación entre el desplazamiento que se origina en el nivel superior de la estructura y la cortante en la base de la misma, lo que corresponde a la curva de capacidad, posteriormente se realizó una idealización bilineal de la curva de capacidad, en el cual consistió en determinar las áreas formadas por dos segmentos que están por encima y debajo de esta curva. El punto de desempeño o desplazamiento objetivo se calculó acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17. Además, se ha sectorizado la curva de capacidad acorde a lo propuesto por el SEAOC sobre la base del desplazamiento inelástico en la edificación. Lo que nos permitió determinar el nivel de desempeño de la estructura en estudio.

### **3.6. Métodos de análisis de datos**

Para el presente estudio, el método empleado para el análisis de datos fue cuantitativo, ya que se evaluó el desempeño del Palacio Municipal al ser sometida a una determinada demanda sísmica empleando los programas de análisis de datos ETABS V18.1.1 y Microsoft Excel.

### **3.7. Aspectos éticos**

A lo largo del desarrollo del presente proyecto de investigación se respetó los derechos de los distintos autores de las investigaciones; así mismo, los datos que han sido extraídos del expediente técnico han sido con el respectivo consentimiento para proveer toda la información de esta que se requirió para la realización del proyecto de investigación. De modo que, se tuvo la certeza de brindar resultados veraces y fiables.

#### IV. RESULTADOS

**Resultado del objetivo general:** Evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz.

En las siguientes tablas se muestran el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal de la estructura en estudio, tanto en la dirección XX e YY.

**Tabla 1.** *Desempeño sísmico para sismos en dirección XX.*

Nivel de demanda sísmica	Niveles de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-colapso	Colapso
Raro (Sismo de diseño)					
Muy Raro (Sismo máximo)					

Fuente: Adaptación VISION 2000.

Para un sismo raro o sismo de diseño en la dirección XX se consiguió un nivel de desempeño Funcional y para un sismo muy raro o sismo máximo el nivel de desempeño alcanzado fue de Seguridad de vida.

**Tabla 2.** *Desempeño para sismos en dirección YY.*

Nivel de demanda sísmica	Niveles de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-colapso	Colapso
Raro (Sismo de diseño)					
Muy Raro (Sismo máximo)					

Fuente: Adaptación VISION 2000.

Para un sismo raro o sismo de diseño en la dirección YY se consiguió un nivel de desempeño Funcional y en cuanto a un sismo muy raro o sismo máximo el nivel de desempeño alcanzado fue Seguridad de vida.

En este sentido, la hipótesis: “El Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz; se encuentra dentro de los niveles de desempeño Funcional y Seguridad de vida, para los sismos de diseño y máximo, respectivamente”, fue aceptada; puesto que, al ser esta una estructura esencial cumple con el objetivo deseado según el SEAOC.

**Resultado del objetivo específico 1:** Realizar el análisis sísmico con la NTP E.030-2018 del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.

A continuación, se muestra el análisis sísmico del Palacio Municipal de acuerdo a las recomendaciones de la Norma Técnica E.030-2018.

### **ANÁLISIS ESTÁTICO**

#### **Fuerza cortante en la base**

Reemplazando los parámetros sísmicos de la tabla 32, la fuerza cortante en la base de la estructura en las direcciones XX e YY, se muestra en la siguiente tabla; así mismo, se tomó en cuenta el Peso sísmico como  $P = 551.0682$  Ton. Los cálculos se especifican en el Anexo 8.

**Tabla 3.** *Cortante Basal.*

<b>DIRECCIÓN</b>	<b>V(Ton)</b>
XX	103.9711
YY	103.9711

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

### Distribución de la fuerza sísmica

La fuerza en cada nivel es igual al producto de la relación de masas y el cortante basal, considerando similar para ambas direcciones de análisis. Los cálculos se especifican en el Anexo 8.

**Tabla 4.** *Distribución de la fuerza sísmica.*

NIVEL	ALTURA POR NIVEL	ALTURA (hi)	PESO SÍSMICO (Pi)	Pi x (hi)^k	ai	Fi (ton)
2	3.15	6.30	241.5043	1521.4774	0.6094	63.3619
1	3.15	3.15	309.5639	975.1262	0.3906	40.6091
<b>TOTAL</b>	9.25	18.70	$\sum Pi \times (hi)^k$	<b>2496.6036</b>		

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Las fuerzas sísmicas obtenidas en la tabla se emplearon para el análisis estático no lineal.

### ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

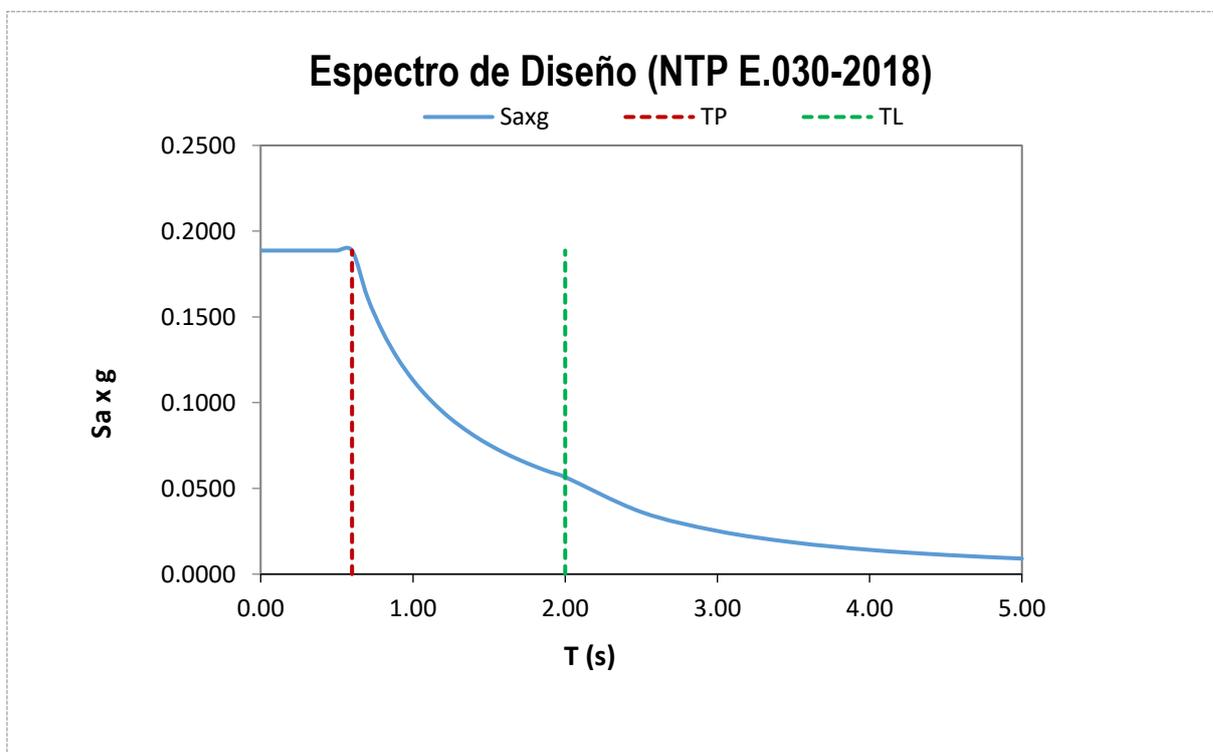
#### Espectro de Diseño

Se realizó un análisis modal espectral para determinar el sismo de diseño, para la dirección en análisis se empleó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, y es especificado en el artículo 29.2.1 de la Norma Técnica E.030- 2018. Los cálculos se especifican en el Anexo 8. En la siguiente tabla se muestra los valores para posteriormente graficar.

**Tabla 5.** Valores de espectro de Diseño.

T	C	Saxg	T	C	Saxg
0.00	2.50	0.1887	1.30	1.15	0.0871
0.10	2.50	0.1887	1.40	1.07	0.0809
0.20	2.50	0.1887	1.50	1.00	0.0755
0.30	2.50	0.1887	1.60	0.94	0.0708
0.40	2.50	0.1887	1.70	0.88	0.0666
0.50	2.50	0.1887	1.80	0.83	0.0629
0.60	2.50	0.1887	1.90	0.79	0.0596
0.70	2.14	0.1617	2.00	0.75	0.0566
0.80	1.88	0.1415	2.50	0.48	0.0362
0.90	1.67	0.1258	3.00	0.33	0.0252
1.00	1.50	0.1132	3.50	0.24	0.0185
1.10	1.36	0.1029	4.00	0.19	0.0142
1.20	1.25	0.0943	4.50	0.15	0.0112
1.25	1.20	0.0906	5.00	0.12	0.0091

Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 1.* Aceleración inelástica.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

## Desplazamientos laterales de entrepiso

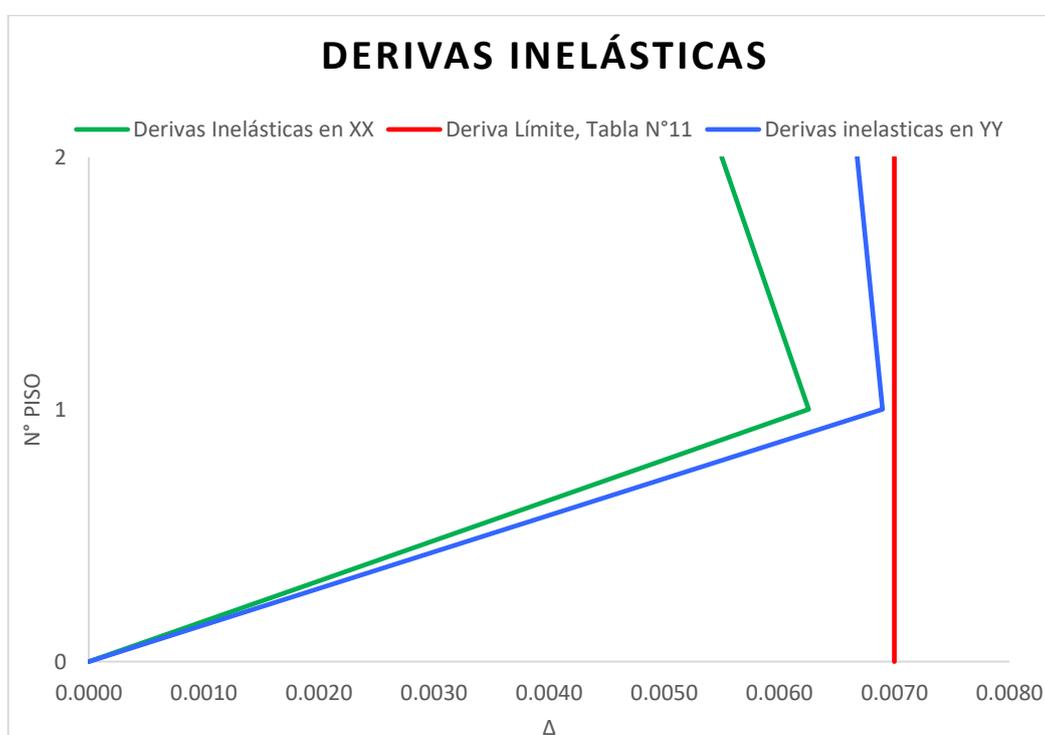
Luego de modelar la estructura se pudo obtener las derivas de pisos o el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, los resultados que se obtuvieron se contemplan en la siguiente tabla.

**Tabla 6.** Derivas Inelásticas en direcciones XX e YY.

NIVEL	XX		YY		Deriva $\Delta$ Límite
	Derivas $\Delta$ Elásticas	Derivas $\Delta$ Inelásticas	Derivas $\Delta$ Elásticas	Derivas $\Delta$ Inelásticas	
Piso 2	0.0009	0.0055	0.0011	0.0067	0.007
Piso 1	0.0010	0.0063	0.0011	0.0069	0.007

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

En la tabla se puede observar que las derivas cumplen con los límites de distorsión de entrepiso, indicado en la Tabla N° 11 de la en la Norma Técnica E.030-2028, en ambas direcciones, la representación gráfica de esta se muestra en la siguiente figura.



*Figura 2.* Desplazamiento máximos en direcciones XX e YX.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

**Resultado del objetivo específico 2:** Determinar la curva de capacidad resistente del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.

Se obtuvieron las curvas de capacidad, Cortante basal vs Desplazamiento del último nivel (centro de masa), en las direcciones XX e YY.

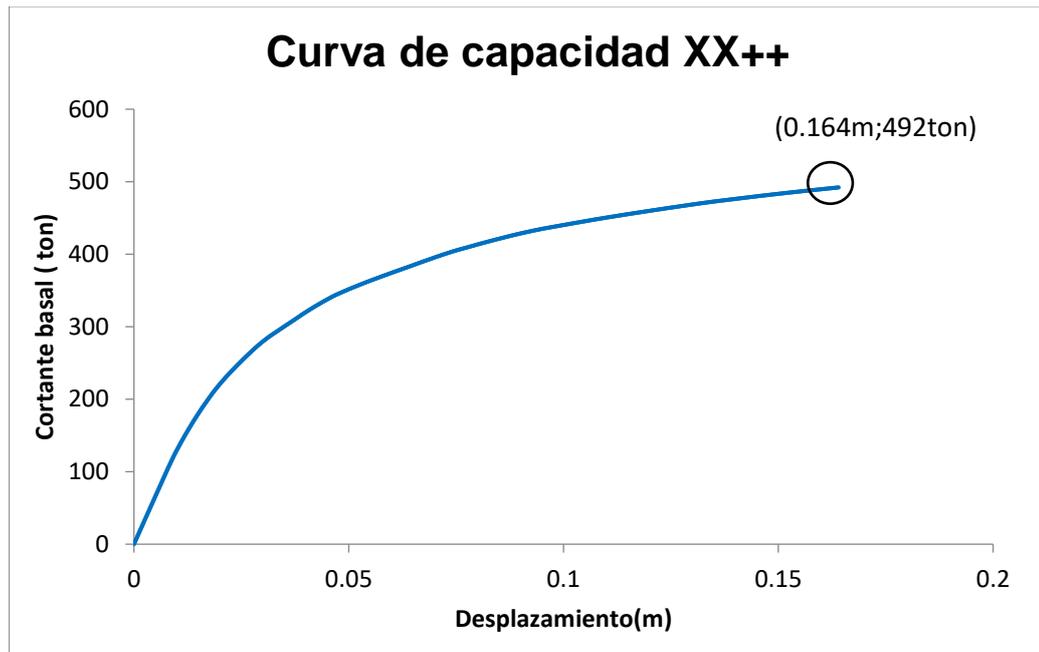


Figura 3. Curva de capacidad en la dirección XX sentido positivo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

La curva de capacidad en la dirección XX sentido positivo; fue el más crítico, dado que esta curva tiene menor resistencia y desplazamiento. Por lo tanto, en la dirección más crítica se tiene como punto final 492.00 ton de cortante basal y un desplazamiento en el último nivel de 16.40 cm.

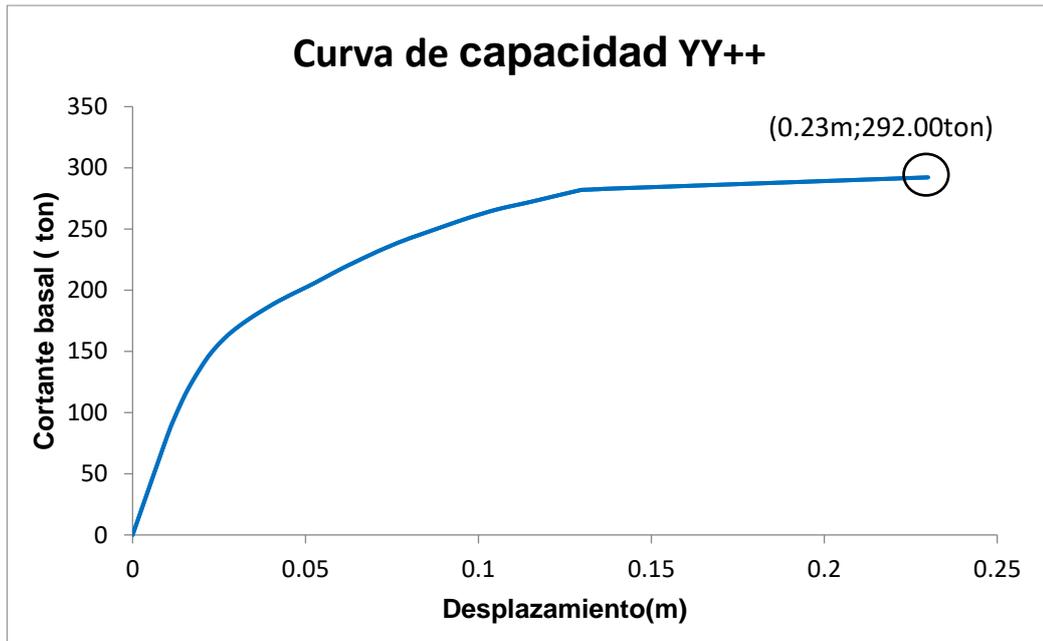


Figura 4. Curva de capacidad en la dirección YY sentido positivo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

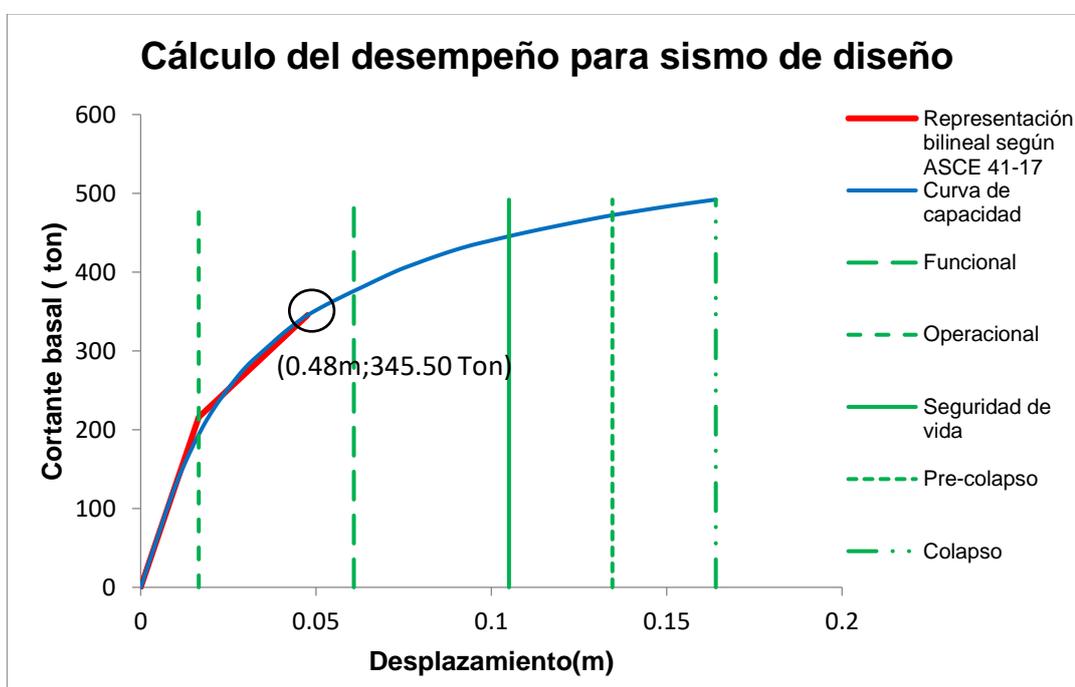
La curva de capacidad en YY en sentido positivo; fue el más crítico, dado que esta curva tiene menor desplazamiento. Por lo tanto, en la dirección más crítica se tiene como punto final 292.00 ton de cortante basal y un desplazamiento en el último nivel de 23.00 cm.

Las curvas de capacidad en dirección XX y YY en sentido negativo se encuentra en la figura 17 y 18 (ver Anexo 9).

**Resultado del objetivo específico 3:** Determinar el punto de desempeño del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.

Para el cálculo del punto de desempeño se empleó el método de coeficientes del ASCE/SEI 41-17 para las dos direcciones y ambos sentidos, en cada caso para dos niveles de amenaza sísmica, sismo de diseño y sismo máximo.

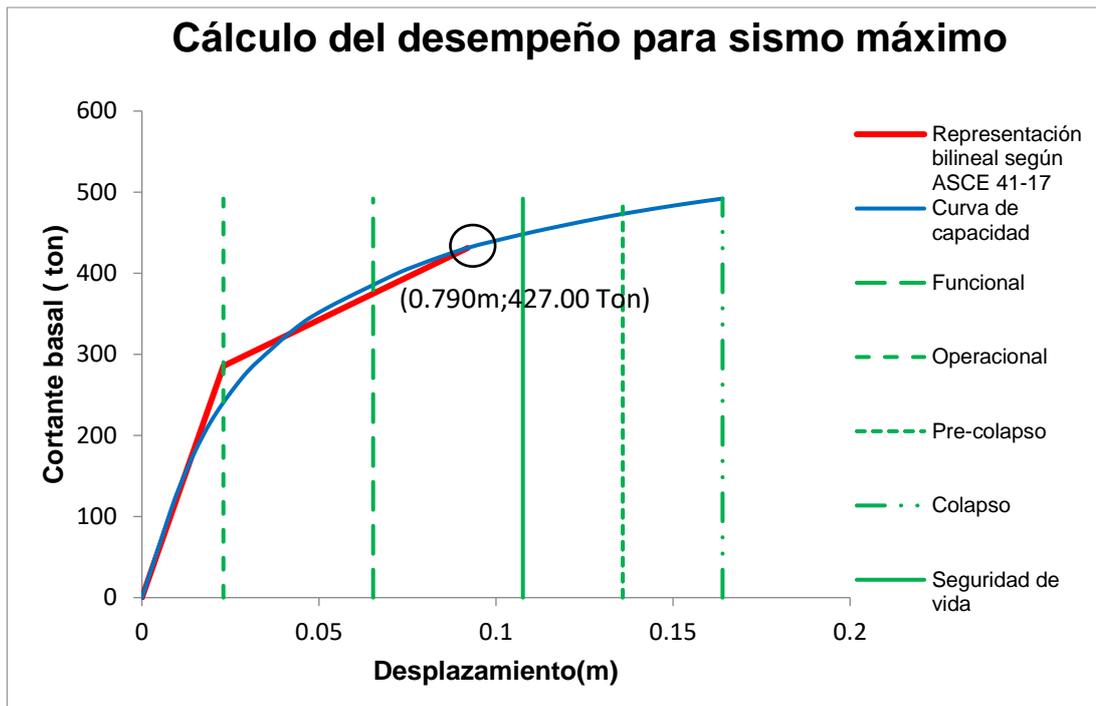
Además, la curva de capacidad fue sectorizada conforme a lo propuesto por el SEAOC sobre la base del desplazamiento inelástico en la estructura.



*Figura 5.* Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección XX++.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

El desempeño sísmico de la estructura comprende que para la dirección XX en sentido positivo para un sismo de diseño dispone un desplazamiento de 4.80 cm y una cortante basal de 345.50 ton; por lo tanto, la edificación cuenta con un nivel de desempeño Funcional, se aprecia en la figura 5.



*Figura 6.* Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección XX++.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

En cuanto al desempeño sísmico de la estructura para la dirección XX en sentido positivo para un sismo máximo, se obtuvo un desplazamiento de 7.90 cm y una cortante basal de 427.00 ton; por lo tanto, la estructura presentó un nivel de desempeño Seguridad de vida, y se aprecia en la figura 6.

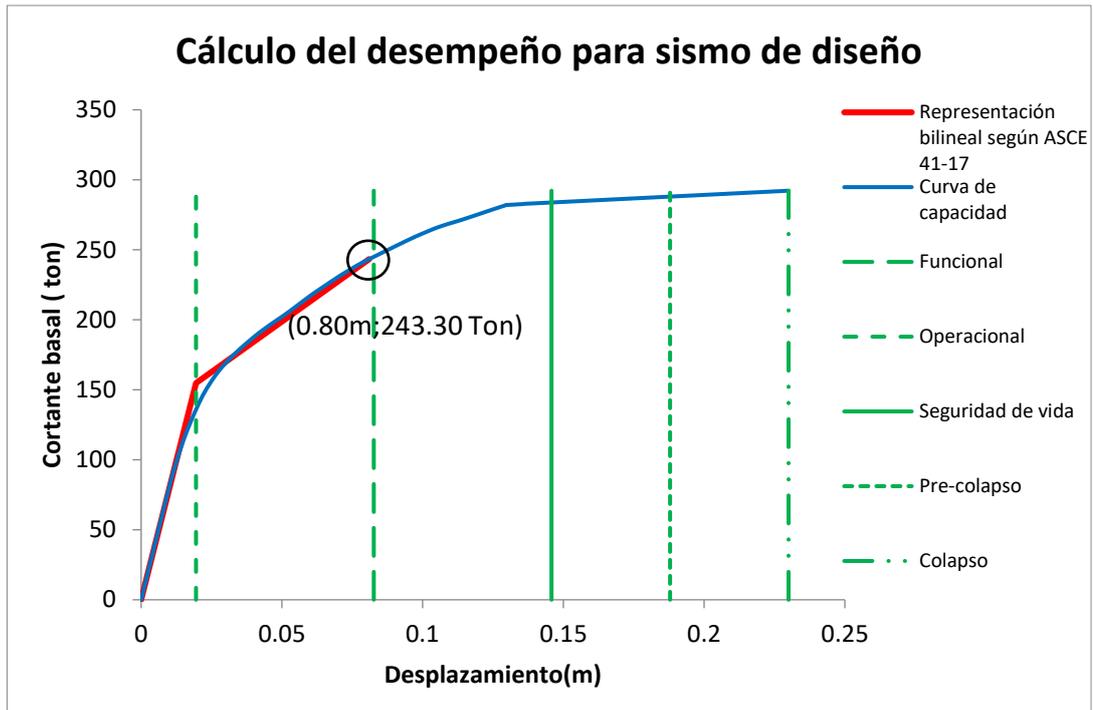


Figura 7. Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección YY++.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Con respecto al desempeño sísmico en dirección YY en sentido positivo, la estructura presenta un desplazamiento de 8.00 cm con una cortante basal de 243.30 ton, para un sismo de diseño; por lo tanto, la edificación posee un nivel de desempeño Funcional, y se aprecia en la figura 7.

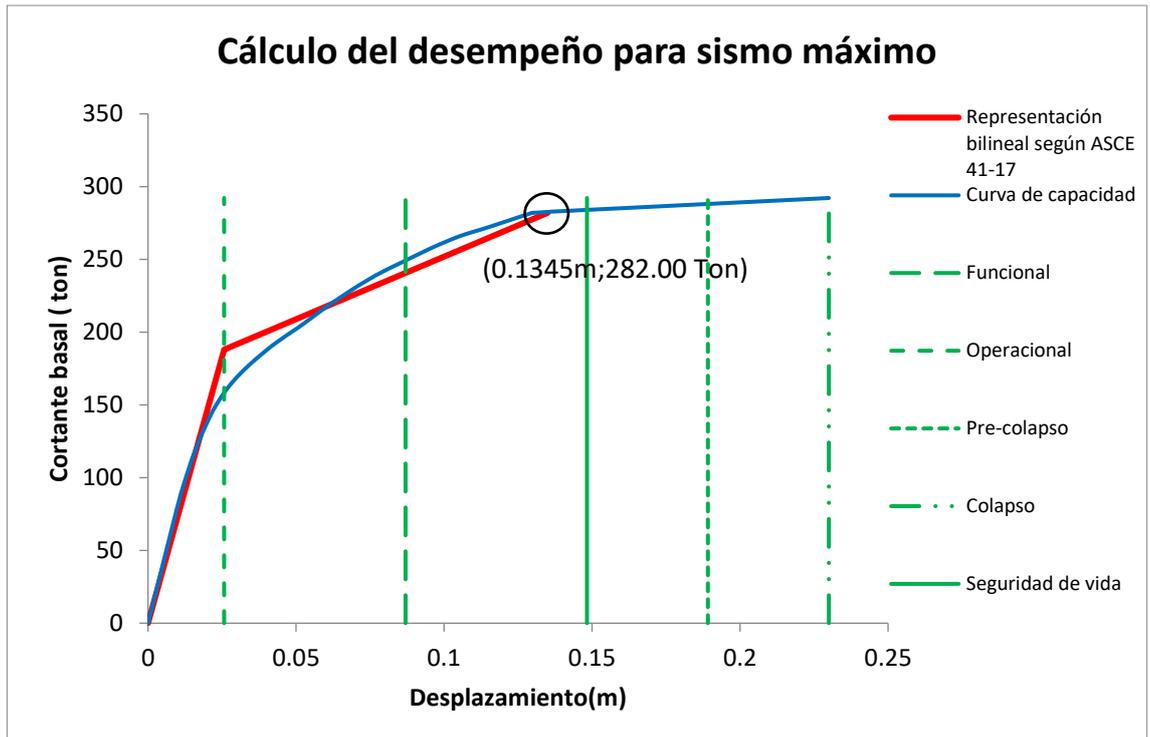


Figura 8. Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección YY++.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

En cuanto al desempeño para la dirección YY en sentido positivo para un sismo máximo, se tuvo un desplazamiento de 13.14 cm con una cortante basal de 282.00 ton; por consiguiente, la estructura cuenta con un nivel de desempeño de Seguridad de vida, y se aprecia en la figura 8.

El desempeño sísmico de la estructura en dirección XX e YY en sentido negativo, se encuentra en la figura 19, 20 y 21, 22, respectivamente (ver Anexo 9).

## V. DISCUSIÓN

La presente investigación “Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020”, siguió una metodología de investigación de tipo aplicada con un diseño no experimental de corte transversal descriptivo; se comparó los datos obtenidos, con los antecedentes y las teorías relacionados con el tema, permitiendo realizar una discusión de lo siguiente:

La estructura analizada fue diseñada con la Norma Técnica E.030-2016, y se pudo observar, que la distorsión de piso está cercano a límite establecido en la Tabla N° 11 de la Norma en la dirección YY siendo esta dirección más vulnerable.

El análisis sísmico se realizó de acuerdo a los parámetros establecidos en la Norma Técnica E.030-2018; se comprobó que la estructura no presenta ninguna irregularidad tanto en planta como en altura, lo cual cumple con lo establecido por la norma en la tabla N° 10 donde menciona que para estructuras esenciales no se permiten irregularidades, el peso sísmico de la estructura es de 551.0682 ton, en cuanto análisis estático se calculó el valor de la cortante basal 103.9711 Ton para ambas direcciones, la distribución de la fuerza sísmica fue de 40.6091 Ton para el primer nivel y para el segundo nivel 63.3619 Ton para ambas direcciones, en cuanto al análisis dinámico se determinó el espectro de diseño, las derivas de entrepiso en la dirección XX alcanzaron 0.0063 en el primer nivel y en el segundo nivel 0.0055 y en cuanto a la dirección YY fue de 0.0067 en el primer nivel y en el segundo nivel 0.0069, mostrando un desplazamiento dentro del rango establecido por la Norma Técnica E.030-2018.

El principal objetivo de la investigación fue evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020. El cálculo del desempeño sísmico se llevó a cabo mediante los niveles de desempeño planteados en el comité VISION

2000 del SEAOC; para ello, el punto de desempeño se determinó empleando el método de coeficientes del ASCE/SEI 41-17. Concluyendo que el Palacio Municipal presentó los siguientes niveles de desempeño; para el sismo de diseño, un nivel de desempeño Funcional, mientras que, para el sismo máximo, un nivel de desempeño de Seguridad de vida. Entonces, al ser esta una estructura esencial cumple con el objetivo deseado según el comité VISION 2000 del SEAOC para ambas direcciones.

La investigación presentada por Salcedo (2017), donde se propuso determinar el desempeño sísmico de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla, determinó el punto de desempeño mediante el método de espectro de capacidad siguiendo los procedimientos de ATC-40 y para el nivel de desempeño empleó la propuesta de FEMA 440, el cual le permitió verificar el desempeño sísmico de dicha estructura. Determinó que al aplicar el sismo de diseño en dirección Y la edificación muestra un mejor comportamiento que en dirección X, ya que se muestra una mejor configuración estructural por lo que su deformación es menor en comparación con la dirección en X. Por ello, el nivel de desempeño de dicha edificación, si ocurre un sismo de diseño y sismo máximo tendrá un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, del cual se espera daños mínimos de elementos estructurales, lo cual difiere de los resultados de nuestra investigación para el sismo máximo, ya que el Palacio Municipal tuvo un desempeño de Seguridad de vida, mientras que, para el sismo de diseño las dos estructuras presentaron el mismo nivel de desempeño que es Funcional o Inmediatamente ocupacional.

La tesis desarrollada por los investigadores Choque y Luque (2019), en la que tuvieron la finalidad de verificar el comportamiento de un edificio de 8 niveles frente a diferentes niveles de sismo, para el análisis estructural siguieron los lineamientos de la Norma Técnica E.030 (2018), y determinaron que el peso sísmico de la estructura es de 3015.764 tonf, dentro del análisis sísmico realizaron el análisis estático en el que pudieron determinar que la cortante basal de la estructura para la

direcciones X-X e Y-Y es de 322.4054 tonf y 345.3340 tonf respectivamente, en cuanto al análisis dinámico determinaron el espectro de Diseño. Para el análisis inelástico siguieron los procedimientos establecidos por el ASCE/SEI 41-13. Para determinar el punto de desempeño del edificio desarrollaron dos metodologías; la primera el método de espectro de Capacidades según FEMA 440 y la segunda es el método de coeficientes según ASCE/SEI 41-13, en ambas metodologías determinaron que el edificio apoticado presentó un nivel de desempeño de Seguridad de vida tanto para el sismo de diseño y sismo máximo; lo cual es similar a los resultados de nuestra investigación; puesto que, para el sismo máximo presentan un nivel de desempeño de Seguridad de vida, pero para el sismo de diseño la estructura analizada por los autores presentan un nivel de desempeño de Seguridad de vida, mientras que en la estructura analizada en la presente tesis presenta un nivel de desempeño Funcional; puesto que, la estructura analizada es de categoría A (edificaciones esenciales), mientras que la de los autores es de categoría C (edificaciones comunes) catalogas por la Norma Técnica E.030-2018; sin embargo, para el sismo máximo ambas estructuras presentan un desempeño de Seguridad de vida.

La tesis presentada por Colonia (2017), en el que se propuso analizar el desempeño sísmico de una construcción comercial, el cual tiene un sistema estructural dual, en el cual realizó un análisis sísmico siguiendo los parámetros de la Norma Técnica E.030-2016, mediante el cual calculó las fuerzas sísmicas, también obtuvo los valores de irregularidades tanto en altura como en planta siendo estas  $I_a=0.75$  e  $I_p=0.75$ , respectivamente. En cuanto al análisis estático no lineal, obtuvo el punto de desempeño mediante el método de espectro de capacidad propuesta por ATC-40 y FEMA 356 y para determinar los niveles de desempeño con base a lo propuesto por VISION 2000, mediante el procedimiento de estas normas internacionales se determinó que dicha estructura analizada logró su máxima capacidad con un desplazamiento de 7.56 cm y una cortante basal de 405.00 ton en dirección X, en cuanto a la dirección Y; obtuvo un desplazamiento de 4.91 cm con una cortante basal de 280.00 ton, y

determinó que el desempeño sísmico de la estructura para la dirección X, tuvo un nivel de desempeño Ocupación Inmediata para un sismo de diseño, y para un sismo máximo tuvo un nivel de desempeño de Seguridad de vida, así mismo; para la dirección Y, ante la ocurrencia de un sismo de diseño el edificio tuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida y para un sismo máximo un nivel de desempeño Prevención al Colapso; los cuales difiere a los resultados de nuestra tesis; puesto que, para la dirección X la estructura presenta un nivel de desempeño Funcional para un sismo de diseño y un nivel de desempeño de Seguridad de vida para sismo máximo, en cuanto a la dirección Y, para un sismo de diseño la estructura analizada presenta un nivel de desempeño Funcional y para un sismo máximo presenta un nivel de desempeño Seguridad de vida; puesto que, la estructura analizada es categoría A (edificaciones esenciales), mientras que el del autor es de categoría C (edificaciones comunes) catalogas por la Norma Técnica E.030-2018.

## VI. CONCLUSIONES

Primero: Se determinó el desempeño estructural mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020. Donde, se pudo observar que la estructura presentó los siguientes niveles de desempeño; para el sismo de diseño, un nivel de desempeño Funcional; es decir, la estructura no presentó ningún daño en los elementos estructurales y podrá continuar con sus funciones inmediatamente. Por otra parte, para el sismo máximo, un nivel de desempeño Seguridad de vida, en este caso se pudo observar que las vigas en la dirección YY fueron los elementos estructurales que presentaron daños ligeros, pero la estructura permanecerá estable para seguir con sus funciones. En resumen, al ser esta una estructura esencial cumple con el objetivo deseado del comité VISION 2000 del SEAOC para ambas direcciones.

Segundo: Se realizó el análisis sísmico siguiendo los parámetros establecidos en la Norma Técnica E.030-2018; se pudo verificar que la estructura no presenta ninguna irregularidad tanto en planta como en altura, y cumple con lo establecido por la norma en la tabla N° 10 donde menciona que para estructuras esenciales no se permiten irregularidades, en cuanto análisis estático se determinó el valor de la cortante basal siendo esta 103.9711 Ton para ambas direcciones, la distribución de la fuerza sísmica para el primer nivel es 40.6091 Ton y para el segundo nivel 63.3619 Ton para ambas direcciones, así mismo en cuanto al análisis dinámico se realizó un análisis modal para determinar el espectro de diseño, y se verificó las derivas de entrepiso para la dirección XX alcanzaron valores de 0.0063 en el primer nivel y en el segundo nivel 0.0055, y para la dirección YY alcanzaron valores de 0.0067 en el primer nivel y en el segundo nivel 0.0069, mostrando un desplazamiento dentro del rango establecido por la Norma Técnica E.030-2018 en la Tabla N° 11.

Tercero: Se determinó la curva de capacidad de la estructura, Cortante basal vs Desplazamiento del último nivel (centro de masa), de tal modo la estructura logra su máxima capacidad en las dos direcciones; por lo que se refiere en la dirección XX alcanzó como punto final 492.00 ton de cortante basal y un desplazamiento en el último nivel de 16.40 cm, y en cuanto a la dirección YY, alcanzó 292.00 ton de cortante basal y un desplazamiento de 23.00 cm. Por consiguiente, la dirección XX es más rígido dado que los pórticos se forman con vigas de 30x70, frente a la dirección YY que es más flexible porque los pórticos se forman con vigas de 30x40.

Cuarto: Se determinó el punto de desempeño empleando el método de los coeficientes de ASCE/SEI 41-17, punto donde la estructura entra en un rango inelástico. El cual se analizó en las dos direcciones; para la dirección XX, se da un desplazamiento de 4.8 cm con un cortante basal de 345.50 ton para un sismo de diseño y para un sismo máximo la estructura posee un desplazamiento de 7.94 cm con un cortante basal de 427.00 ton; y en lo que respecta a la dirección YY, se da un desplazamiento de 8.00 cm con una cortante basal de 243.30 ton para un sismo de diseño y referente a un sismo máximo la edificación cuenta con un desplazamiento de 13.45 cm con una cortante basal de 282.00 ton. Por consiguiente, frente a un sismo de diseño y máximo, la dirección XX tiene mejor comportamiento que la dirección YY, como se puede observar en el punto de desempeño. Así mismo, la tendencia de tener un mejor comportamiento en la dirección XX respecto de la YY se ve reflejada en el análisis elástico según la norma E030; dado que, se observó que la deriva en YY está más cercana al límite, 0.007, para concreto armado, que la deriva en XX.

## **VII. RECOMENDACIONES**

Se recomienda realizar estudios de desempeño sísmico a los edificios diseñados con los requerimientos de la Norma Técnica E.030 y evaluar su respuesta frente a diferentes niveles de amenaza sísmica.

La Norma Técnica E.030 recomienda emplear las especificaciones del ASCE/SEI 41 para analizar la resistencia última de la estructura, si bien, la norma no lo exige, pero es importante realizar el análisis por desempeño mediante el cual se determina la resistencia máxima de las estructuras.

Se recomienda a los profesionales encargados de realizar y actualizar la Norma Técnica E.030, incluir dentro de esta, el análisis no lineal como análisis de diseño y evaluación por desempeño, en especial para edificaciones esenciales, ya que en estas se alberga un aforo significativo y por ende las pérdidas serán desastrosas.

Para realizar el análisis no lineal se recomienda efectuar estudios de peligro sísmico al lugar donde se edificará la estructura, ya que este permite establecer diferentes niveles de demanda sísmica, con el fin de obtener resultados más reales.

## REFERENCIAS

ALCÁNTARA, Kelly y NALVARTE, Carlos. Desempeño estructural aplicando la norma ATC-40 para el reforzamiento del pabellón “Monoblock” del Instituto nacional de Salud del Niño (Breña-Lima). Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Universidad San Martín de Porres, 2016.

Disponible en: <http://repositorioacademico.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/2411>

ÁLVAREZ, Víctor. El terremoto del 31 de mayo de 1970 y el estado peruano: mitigación de riesgos y el plan de reconstrucción urbana para las zonas afectadas por la catástrofe. Tesis (Magister en historia). Berlín: Universidad Libre de Berlín, 2015. Disponible en: <http://www.sedhc.es/biblioteca/actas/7-Alvarez%20Ponce.pdf>

AMERICAN Society of Civil Engineers. ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Of 2017, Virginia: 2017. 623 pp.

AMERICAN Society of Civil Engineers. ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Of 2017, Virginia: 2017. 822 pp.

APPLIED technology council (Estados Unidos). ATC-40, de 1996: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California: ATC, 1996, 334pp.

BARRIOS, Luis. COER Áncash: sismos podrían volver a activar Falla de la Cordillera Blanca [en línea]. La República. 08 de junio de 2019. [Fecha de consulta: 01 de Mayo de 2020]. Disponible en: <https://larepublica.pe/sociedad/1484127-coer-ancash-sismos-volver-activar-falla-cordillera-blanca/>

CHAVESTA, Erick. Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional Federico Villareal, 2019. 190 pp.

CHOQUE, Johanny y LUQUE, Edward. Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. Tesis (Ingeniero Civil). Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019.

Disponible en: <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>

COLONIA, Luis. Análisis por desempeño sísmico de un edificio comercial de la Ciudad de Carhuaz, Ancash, 2017. Tesis (Ingeniero Civil). Huaraz: Universidad Cesar Vallejo, 2017.

Disponible en: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/13352>

DEIERLEIN, Gregory G.; REINHORN, Andrei M.; WILLFORD, Michael R. Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief, 2010, vol. 4, p. 1-36.

DUARTE, Cesar, MARTINEZ, Marlon, y SANTAMARIA, José. Análisis estático No Lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad De Medicina de la Universidad de El Salvador. Tesis (Ingeniero Civil). San Salvador: Universidad de la Costa, 2017. Disponible en: <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/>

ELNSHAI, Amr. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. Structural Engineering and Mechanics [en línea]. Julio 2001, Vol. 12, N° 1. [Fecha de consulta: 15 de mayo 2020]. Disponible en:

[https://www.researchgate.net/publication/266044429\\_Advanced\\_inelastic\\_static\\_pushover\\_analysis\\_for\\_earthquake\\_applications](https://www.researchgate.net/publication/266044429_Advanced_inelastic_static_pushover_analysis_for_earthquake_applications)

ISSN: 1225-4568

ERDEM, Tuğrul, BAĞCI, M. y DEMIR, Ali. Comparative Evaluation of Performance Based Analysis Procedures According to 2007 Turkish Earthquake Code and Fema-440 [en línea]. Mathematical and Computational Applications. Manisa: 2011 [fecha de consulta: 10 de mayo de 2020].

Disponible en: <https://www.mdpi.com/2297-8747/16/3/605>

ISSN: 1300686X, 22978747

ETABS 18.1.1 Enhancements. COMPUTER AND STRUCTURES, INC. 11 February 2020.

Disponible en: <https://www.csiamerica.com/products/etabs/releases>

ETABS v18.1.1. CSI SPAIN. 2020.

Disponible en: <https://www.csiespana.com/lanzamiento/205/etabs-v18.1.1#>

FASSIO, Adriana y PASCUAL, Liliana. Apuntes para desarrollar una investigación en el campo de la administración y el análisis organizacional. Buenos Aires: Editorial Universitaria de Buenos Aires (Eudeba), 2016. 28pp.

ISBN: 978-950-23-4686-1

FEMA P-58. Seismic Performance Assessment of Buildings. California: Federal Emergency Management Agency, 2012, 108pp.

FEDERAL Emergency Federal Agency. FEMA-356, Pre-standard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington: FEMA, 2000, 519pp.

FEDERAL Emergency Management Agency (Estados Unidos). FEMA 440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington: FEMA, 2005, 392pp.

FLORES, Gian. Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lote 10 – 10a – 1a, distrito de Chimbote – 2018. Tesis (Ingeniero Civil). Chimbote: Universidad Cesar Vallejo, 2018.

Disponible en: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/30950?locale-attribute=es>

FRAU, Carlos, TORNILLO, Miguel y PANELLA, Sebastián. Consideración de los pulsos de velocidad en el diseño de estructuras con aislamiento sísmico de base. Alternativas [en línea]. Agosto 2016, Vol.17, N.º 3. [Fecha de consulta: 27 de septiembre de 2020].

Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6200508>

ISSN: 1390-1915

FREEMAN, S. Review of the development of the capacity spectrum method. ISET Journal of earthquake technology, Vol. 41, (1): 1-13, March, 2004.

ISSN: 0972-0405

FREEMAN, S.A. Development and Use of Capacity Spectrum Method. Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Washington, U.S.A., 1998. 289 pp.

GALLARDO, Eliana. Metodología de la Investigación [en línea]. 1° ed. Perú: Universidad Continental, 2017 [fecha de consulta: 26 de setiembre 2020].

Disponible en:

[https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/4278/1/DO\\_UC\\_EG\\_MAI\\_UC0584\\_2018.pdf](https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/4278/1/DO_UC_EG_MAI_UC0584_2018.pdf)

ISSN: 978-612-4196

INTOR, Kharilin y MARTOS, Carlos. Desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca-2017. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Privada del Norte, Facultad de Ingeniería, 2017. 130 pp.

LÓPEZ, Andrés [et al.]. Influence of adjusted models of plastic hinges in nonlinear behaviour of reinforced concrete buildings. Engineering Structures (online). 2016 vol. 124. [Fecha de consulta: 27 de setiembre de 2020].

Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/304602638>

ISSN: 0141-0296

MAZUMDER, Ram. Application of capacity spectrum method based on ATC 40 and BNBC 1993. International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering [en línea]. Vol. 03, n°. 04, October 2014. [fecha de consulta: 13 de mayo de 2020].

Disponible en:

[https://www.researchgate.net/publication/272237134\\_Application\\_of\\_capacity\\_spectrum\\_method\\_based\\_on\\_ATC\\_40\\_and\\_BNBC\\_1993](https://www.researchgate.net/publication/272237134_Application_of_capacity_spectrum_method_based_on_ATC_40_and_BNBC_1993)

ISSN: 2319-5347

MEDINA, R. y MUSIC, J, Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena [en línea]. Abril 2018, n.º 23. [Fecha de consulta: 27 de junio de 2020]. Disponible en: <https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n23/0718-2805-oyp-23-0063.pdf>

ISSN: 0718-2813

MINISTERIO de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica Peruana. E.030 – 2018, Diseño Sismorresistente. Lima, 2018. 77 pp.

MINISTERIO de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica. E.031 – 2019, Aislamiento Sísmico. Lima, 2018. 50 pp.

MINISTERIO de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma Técnica. E.020 – 2006, Cargas. Lima, 2006. 8 pp.

MINISTERIO de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Norma. E.060 – 2009, Concreto armado. Lima, 2009. 205 pp.

ÑAUPAS, Humberto [et al.]. Metodología de la investigación Cuantitativa – Cualitativa y Redacción de la Tesis [en línea]. 5º ed. Colombia: Ediciones de la U, 2018 [fecha de consulta: 26 de setiembre 2020]. Disponible en: <https://corladancash.com/wp-content/uploads/2020/01/Metodologia-de-la-inv-cuanti-y-cuali-Humberto-Naupas-Paitan.pdf>

ISBN. 978-958-762-876-0

Pobladores de Pira alertan la activación de falla geológica, [en línea]. Áncash Noticia. 22 de marzo de 2017. [fecha de consulta: 02 de Mayo de 2020].

Disponible en: <http://www.ancashnoticias.com/2017/03/22/pobladores-pira-alertan-la-activacion-falla-geologica/>

REAL ACADEMIA ESPAÑOLA: *Diccionario de la lengua española*, 23.<sup>a</sup> ed., versión 23.3. Actualizado en 2019. [en línea].

Disponible en: <https://dle.rae.es/sismo?m=form>

SALCEDO, Yuler. Desempeño sísmico por el método Push-over de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la Norma NSR-1. Tesis (Ingeniero Civil). Barranquilla: Universidad de la Costa, 2017. Disponible en: <https://repositorio.cuc.edu.co/handle/11323/248>

SÁNCHEZ, Sergi. Análisis de la capacidad estructural de edificios recrecidos de mampostería no reforzada en la ciudad de Barcelona. Tesis (Ingeniero Mecánico). Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya, 2018. Disponible en: [https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/115126/\[TFG\]Memoria.pdf](https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/115126/[TFG]Memoria.pdf)

SÁNCHEZ, Marco. Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado. Tesis (ingeniero civil). Monterrey: Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, 2010. Disponible en: [https://repositorio.tec.mx/bitstream/handle/11285/570630/DocsTec\\_11586.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.tec.mx/bitstream/handle/11285/570630/DocsTec_11586.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

SEINER, Lizardo. Historia de los sismos en el Perú. Catálogo: Siglos XV-XVII. [en línea] Lima : Fondo Editorial, 2009 [fecha de consulta: 29 de abril de 2020]. Disponible en: [http://repositorio.ulima.edu.pe/bitstream/handle/ulima/10796/Lizarraga\\_Historia\\_de\\_los\\_sismos\\_en\\_el\\_Per%c3%ba.pdf?sequence=7&isAllowed=y](http://repositorio.ulima.edu.pe/bitstream/handle/ulima/10796/Lizarraga_Historia_de_los_sismos_en_el_Per%c3%ba.pdf?sequence=7&isAllowed=y)  
ISBN: 978-9972-45-423-3

SEMINARIO Análisis Estático No Lineal Pushover y Desempeño Estructural (Videograbación) Dirigido por Ing. Bondarenko - INSTITUTO CCIP. Lima: febrero, 2018.

SHANTI, Mishra y SHANTI, Alok. Handbook of Research Methodology [online]. 1° ed. India: Educreation Publishing, 2017 [fecha de consulta: 25 de setiembre de 2020].

Disponible en:

[https://www.researchgate.net/publication/319207471\\_HANDBOOK\\_OF\\_RESEARCH\\_METHODODOLOGY](https://www.researchgate.net/publication/319207471_HANDBOOK_OF_RESEARCH_METHODODOLOGY)

ISBN: 978-1-5457-0340-3

STRUCTURAL Engineers Association of California (SEAOC), VISION 2000- Report on performance based seismic engineering of buildings. California, 1995.

TABASSUM, Shirhatti y VANAKUDRE, S.B. The effects of p-delta and construction sequential analysis of rcc and steel building with respect to linear static analysis. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) (online). July – 2015, vol. 02. [Fecha de consulta: 27 de setiembre de 2020].

Disponible en: <http://www.academia.edu/download/38344431/Irjet-v2i486.pdf>

ISSN: 2395 -0056

USGS. Earthquake Hazards Program. Virginia, 2016. [fecha de consulta: 12 de mayo de 2020]

Disponible en: <http://earthquake.usgs.gov/learn/glossary/?term=earthquake>

# ANEXOS

---

**ANEXO 1. MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE  
VARIABLE**

---

## MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Desempeño sísmico	Es la cuantificación real del comportamiento que tendrá una edificación ante la acción de un sismo de una magnitud x (Bondorenko, 2018, p.59)	Para la evaluación del desempeño, en primera instancia se realizará la verificación del expediente técnico del palacio municipal, posteriormente se realizará la modelación con el software Etabs, luego se realizará el análisis sísmico siguiendo los parámetros y procedimientos establecidos por la Norma sismorresistente E.030-2018, posteriormente se realizará el análisis no lineal siguiendo los criterios establecidos por el código ASCE/SEI 41-17.	Análisis Sísmico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Análisis estático</li> <li>- Análisis dinámico</li> </ul>	Nominal
			Curva de Capacidad	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cortante basal</li> <li>- Desplazamiento lateral</li> </ul>	Nominal
			Punto de desempeño	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nodo de control</li> <li>- Periodo fundamental</li> <li>- Parámetros de control</li> <li>- Cargas de gravedad</li> </ul>	Nominal

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

## MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TÍTULO:** Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
<b>PROBLEMA GENERAL</b> ¿Cuál es el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz?	<b>OBJETIVO GENERAL</b> Evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz.	El Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz; se encuentra dentro de los límites de desempeño Funcional y Seguridad de vida, para los sismos de diseño y máximo, respectivamente.	Desempeño Sísmico	Análisis Sísmico	- Análisis estático - Análisis dinámico
	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> -Realizar el análisis sísmico con la NTP E.030-2018 del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020. -Determinar la curva de capacidad resistente del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020. -Determinar el punto de desempeño del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.			Curva de Capacidad	- Cortante basal - Desplazamiento lateral
				Punto de desempeño	- Nodo de control - Periodo fundamental - Parámetros de control - Cargas de gravedad

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

---

**ANEXO 2. INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE  
DATOS**

---

<b>FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS (EXPEDIENTE TÉCNICO)</b>				
<b>1. DATOS GENERALES</b>				
<b>1.1. Tesis</b>	Evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020.			
<b>1.2. Tesistas</b>	Campos Félix, Magaly Morales Cerna, Luz Clarita			
<b>1.3. Fecha</b>	Julio – 2020			
<b>1.4. Dirección</b>	Centro poblado de Jirac, Pira, Huaraz, Áncash			
<b>1.5. Distrito</b>	Pira	<b>1.6. Provincia</b>	Huaraz	
<b>1.7. Departamento</b>	Áncash	<b>1.8. Año del Proyecto</b>	2018	
<b>1.9. Número de pisos</b>	02	<b>1.10. Altura de Edificio</b>	6.30 m	
<b>1.11. Área del Proyecto</b>	331.96 m <sup>2</sup>	<b>1.12. Área techada</b>	1 piso	290.73 m <sup>2</sup>
			2 piso	287.66 m <sup>2</sup>
<b>1.13. Uso:</b>	Palacio Municipal			
<b>2. PARÁMETROS SÍSMICOS (NTP E.030-2018)</b>				
<b>PARAMETROS</b>				<b>VALOR</b>
<b>2.1. ZONIFICACIÓN</b>	Zona 3			0.35
<b>2.2. FACTOR DE SUELO</b>	Periodo Fundamental (T)			0.282
<b>2.3. PERIODOS</b>	Periodo que define la Plataforma del factor C (Tp)			0.60
	Periodo que define el inicio de la zona del factor C (TL)			2.00
<b>2.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN</b>	Factor de Ampliación Sísmica (C)			2.50
<b>2.5. CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN</b>	Uso (U)			1.50
<b>2.6. SISTEMA ESTRUCTURA</b>	Pórtico (Coeficiente de la reducción sísmica)			8.00
<b>2.7. DISTORSIÓN DE ENTRE PISO</b>	Concreto Armado			0.007

<b>3. PARÁMETROS ESTRUCTURALES</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Elementos Estructurales</b>	<b>Valores</b>	<b>Unidades</b>
<b>3.1. Concreto</b>			
3.1.1. Resistencia a la compresión (F´C)	Losa	210	Kg/cm2
	Vigas	210	
	Columnas	210	
3.1.2. Peso Unitario del Concreto		2400	Kg/m3
3.1.3. Módulo de la elasticidad del concreto		217370.6512	Kg/cm2
<b>3.2. Acero de Refuerzo</b>			
3.2.2. Módulo de Fluencia (A615 G60)		4200	Kg/cm2

<b>4. CARGAS (E-020- vigente)</b>			
<b>4.1. Cargas Muertas</b>			
<b>Descripción</b>		<b>Valores</b>	<b>Unidades</b>
<b>4.1.1. Peso específico del Concreto Armado</b>		2400	Kg/m3
4.1.2. Peso de Tabiquería		1800	Kg/m3
4.1.3. Losa Aligerada	h= 0.20 m	300	Kg/m2
	h= 0.25 m	350	Kg/m2
<b>4.2. Cargas Vivas</b>			
<b>Ocupación o uso</b>		<b>Valores</b>	<b>Unidades</b>
4.2.1. Oficinas		250	Kg/m2
4.2.2. Corredores y Escaleras		500	Kg/m2
4.2.3. Azotea		100	Kg/m2

<b>5. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>			
<b>COLUMNAS</b>		<b>VIGAS</b>	
<b>TIPO</b>	<b>SECCIÓN</b>	<b>TIPO</b>	<b>SECCIÓN</b>
Columna (C-1)	L (70x70x30x30) cm	Vigas Principales (VP)	30x70 cm
Columna (C-2)	T (70x60x30x30) cm	Vigas secundarias (VS)	30x40 cm
Columna (C-3)	(90x30) cm		
Columna (C-4)	(30x30) cm		
Columna (C-5)	Diámetro (30) cm		
Columna (C-6)	(40x30) cm		

---

**ANEXO 3. VALIDEZ Y CONFIABILIDAD DEL  
INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE  
DATOS**

---

## CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, Marino Javier Támara Maguiña, titular del DNI N° 45336620, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo actualmente como Residente de Obra en la empresa TECDES E.I.R.L.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Ficha de recopilación de datos), a los efectos de su aplicación a las TESIS de la UCV, CAMPOS FÉLIX MAGALY Y MORALES CERNA LUZ CARITA.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciados.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencias de ítems		x		
Amplitud de conocimiento			x	
Redacción de ítems			x	
Claridad y precisión		x		
Pertinencia		x		

En Huaraz, a los 07 días del mes de julio del 2020

 COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
  
MARINO JAVIER TÁMARA MAGUINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 189318

.....  
Firma

## CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, Daniel Albert Díaz Beteta, titular del DNI N° 40967616, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo actualmente como ingeniero consultor.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Ficha de recopilación de datos), a los efectos de su aplicación a las TESIS de la UCV, CAMPOS FÉLIX MAGALY Y MORALES CERNA LUZ CARITA.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciados.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencias de ítems			x	
Amplitud de conocimiento			x	
Redacción de ítems			x	
Claridad y precisión			x	
Pertinencia			x	

En Huaraz, a los 13 días del mes de julio del 2020

  
**DANIEL ALBERT DÍAZ BETETA**  
ING. CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 115294

.....  
Firma

## CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo, Fernando Javier Depaz Hidalgo, titular del DNI N° 45996001, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo actualmente como docente en la Institución Universidad Nacional "Santiago Antúnez de Mayolo" – Ancash.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Ficha de recopilación de datos), a los efectos de su aplicación a las TESIS de la UCV, CAMPOS FÉLIX MAGALY Y MORALES CERNA LUZ CARITA.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciados.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencias de ítems			x	
Amplitud de conocimiento			x	
Redacción de ítems			x	
Claridad y precisión			x	
Pertinencia			x	

En Huaraz, a los 15 días del mes de julio del 2020

  
COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU  
  
FERNANDO JAVIER DEPAZ HIDALGO  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 189292

Firma

---

**ANEXO 4. TABLAS Y FIGURAS DE TEORIAS  
RELACIONADAS AL TEMA**

---

**Tabla 8.** Niveles de desempeño Estructural según ASCE/SEI 41-17.

<b>NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS</b>
Ocupación Inmediata (S-1)	Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez previas al terremoto. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación de esta norma para ocupación inmediata logre este estado posterior al terremoto.
Control de Daños (S-2)	Se define como un estado de daño posterior al terremoto entre el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3) y el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1). Los criterios de aceptación para evaluación o modernización basados en el Nivel de Desempeño Estructural de Control de Daños se tomarán a medio camino entre los de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3) y Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1).
Seguridad de vida (S-3)	Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio de un colapso parcial o total. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación especificados en esta norma para este Nivel de Desempeño Estructural alcance este estado.
Seguridad Limitada (S-4)	Se define como el rango continuo de estados de daño entre el nivel de desempeño estructural de seguridad

	humana (S-3) y el nivel de desempeño estructural de prevención de colapso (S-5).
Prevención de Colapso (S-5)	Se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero no retiene margen contra el colapso. Se espera que una estructura que cumpla con los criterios de aceptación especificados en esta norma para este Nivel de Desempeño Estructural alcance este estado.
No Considerado (S-6)	Cuando una evaluación o modernización no aborde la estructura, el Nivel de Desempeño Estructural será Desempeño Estructural No Considerado (S-6).

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

**Tabla 9.** Niveles de desempeño No Estructural según ASCE/SEI 41-17.

<b>NIVEL DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS</b>
Operacional (N-A)	Es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden proporcionar las funciones que proporcionaban en el edificio antes del terremoto.
Retención de posición (N-B)	Es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden dañarse hasta el punto de que no pueden funcionar de inmediato, pero se aseguran en su lugar para evitar el daño causado por caídas, vuelcos o roturas de las conexiones de servicios públicos. Los sistemas de acceso al edificio y de seguridad humana, que incluyen puertas, escaleras, ascensores, iluminación

	de emergencia, alarmas contra incendios y sistemas de extinción de incendios, generalmente permanecen disponibles y operables, siempre que los servicios de energía y servicios públicos estén disponibles.
Seguridad de Vida (N-C)	Es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden resultar dañados, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de la vida.
Riesgo Reducido (N-D)	se definirá como el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales están dañados y podrían crear peligros de caída, pero los componentes no estructurales de alto riesgo, están asegurados para evitar caídas en áreas de reunión pública o aquellos peligros de caída de esos componentes podrían suponer un riesgo para la seguridad de la vida de muchas personas. La preservación de la salida, la protección de los sistemas de extinción de incendios y problemas similares de seguridad humana no se tratan en este Nivel de desempeño no estructural.
No Considerados (N-E)	Cuando una evaluación o modernización no aborda todos los componentes no estructurales a uno de los niveles de las secciones anteriores, el Nivel de desempeño no estructural será Desempeño no estructural no considerado (N-E).

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

**Tabla 10. Niveles de desempeño sísmico según VISION 2000.**

<b>NIVEL DE DESEMPEÑO</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS</b>
Operacional	Daños estructurales y no estructurales despreciables o nulos, los servicios continúan, la estructura está en operación y funciona después del movimiento sísmico.
Funcional	Daños ligeros; los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad y es segura para una Ocupación Inmediata luego de un movimiento sísmico.
Seguridad de vida	El daño es moderado en algunos elementos estructurales, pero permanecen estables; los sistemas de construcción y contenidos pueden ser protegidos de los daños; la seguridad de la vida es generalmente protegida; la estructura está dañada, pero permanece funcional; los riesgos ante caídas permanecen seguros.
Cerca al Colapso	La estructura ha evitado el colapso, pero hay fallas en elementos secundarios no estructurales. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: Descripción de niveles de desempeño, propuesto por el comité SEAOC (1995).

**Tabla 11.** Niveles de movimientos sísmicos propuesta por el comité VISION 2000.

Sismo	Periodo de Retorno (Años)	Probabilidad de excedencia
Frecuente	45 años	67% en 50años
Ocasional	75 años	50% en 50años
Raro	475 años	10% en 50años
Muy raro	970 años	5% en 50años

Fuente: VISION 2000 (1995).

**Tabla 12.** Matriz de objetivos de desempeño propuesta por el comité VISION 2000 (SEAO, 1995).

Nivel de demanda sísmica	Niveles de desempeño sísmico				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-colapso	Colapso
Frecuente	OB				
Ocasional	OEP	OB			
Raro	OSC	OEP	OB		
Muy Raro	-	OSC	OEP	OB	

Fuente: VISION 2000 (1995).

**OB (C):** Objetivo Básico; (Edificaciones común), Edificios habitacional y de oficina.

**OEP (B):** Objetivo Esencial y Peligroso; (Edificaciones esencial) Edificaciones esenciales Hospital, Policía) e instalaciones peligroso

**OSC (A1, A2):** Objetivo de Seguridad crítica; (Edificaciones de seguridad crítica) Edificios con elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, etc.

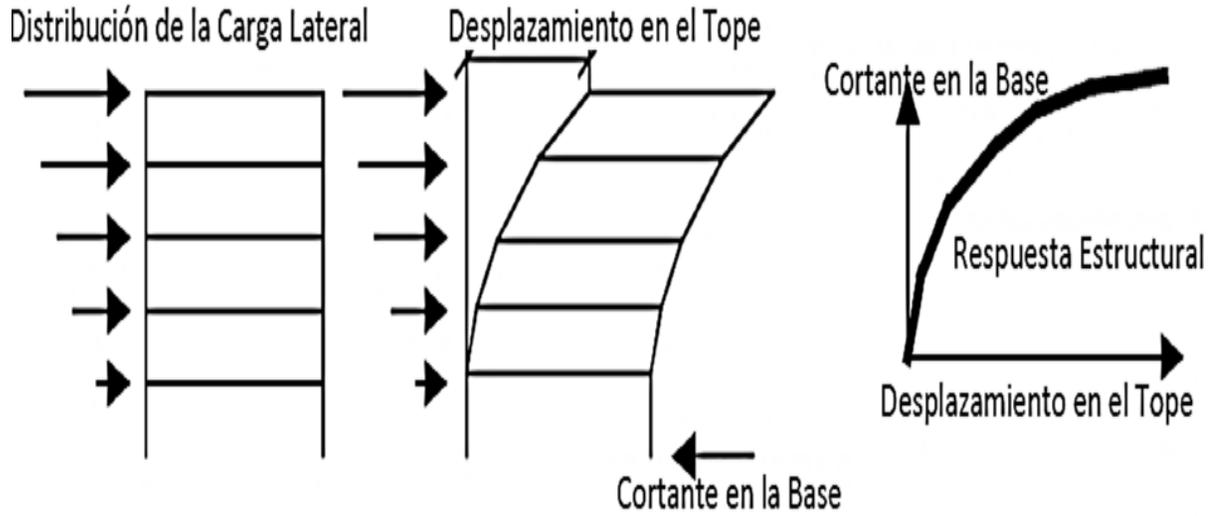


Figura 9. Representación gráfica de la curva de capacidad.  
 Fuente: Ing. Bondarenko (2018).

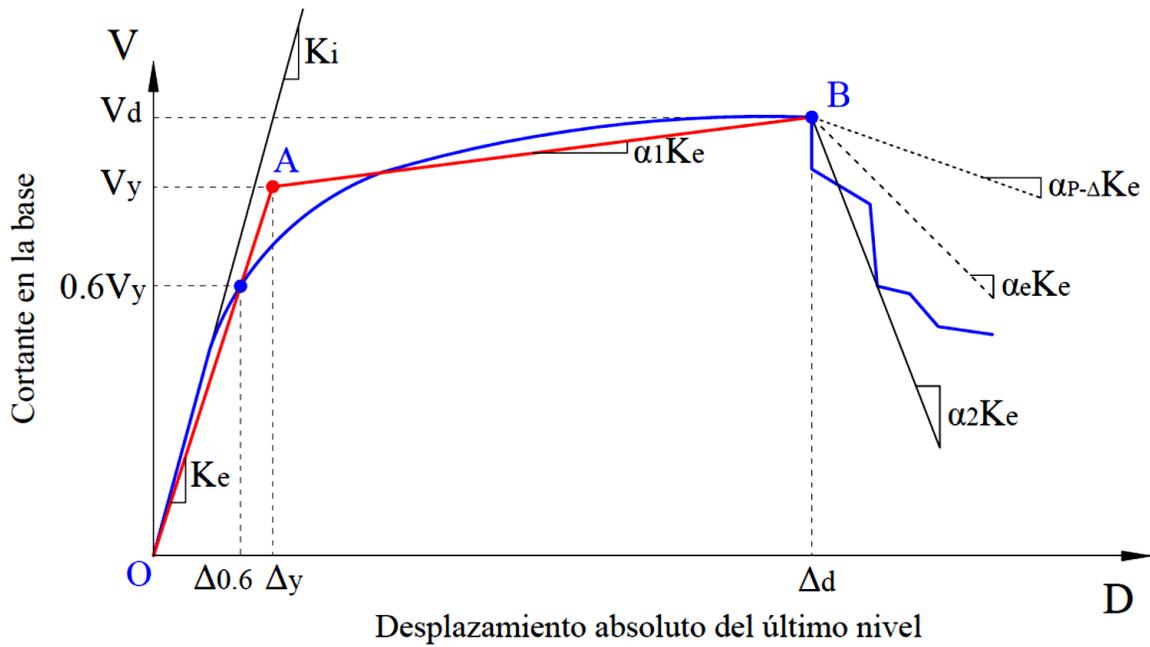


Figura 10. Representación bilineal de la curva de capacidad.  
 Fuente: FEMA 440 (2005).

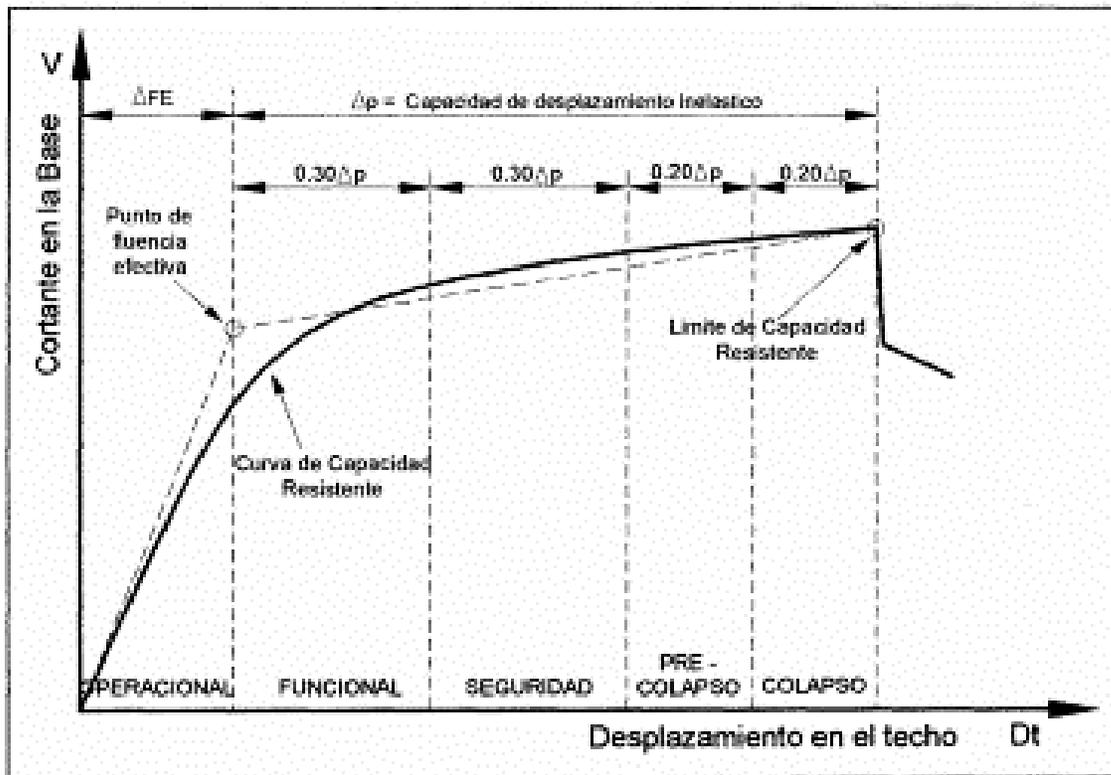


Figura 11. Sectorización de la Curva de capacidad de la estructura, (propuesta del comité VISION 2000 del SEAOC).

Fuente: VISION 2000 del SEAOC.

Para el cálculo del Periodo Fundamental.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

$T_i$ : Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada, obtenida del análisis dinámico elástico.

$K_i$ : Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

$K_e$ : Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

Para calcular el desplazamiento objetivo (punto de desempeño).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

$S_a$ : Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y relación de amortiguación del edificio en la dirección considerada.

$g$ : Aceleración de la gravedad.

$C_0$ : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de 1 GDL con el desplazamiento en el techo del edificio de un sistema de varios GDL.

$C_1$ : Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

$C_2$ : Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máxima.

---

**ANEXO 5. INFORMACIÓN BÁSICA DE LA  
ESTRUCTURA**

---

## DATOS BÁSICOS DE LA ESTRUCTURA

- **Ubicación Geográfica:**

Localidad : Jirac

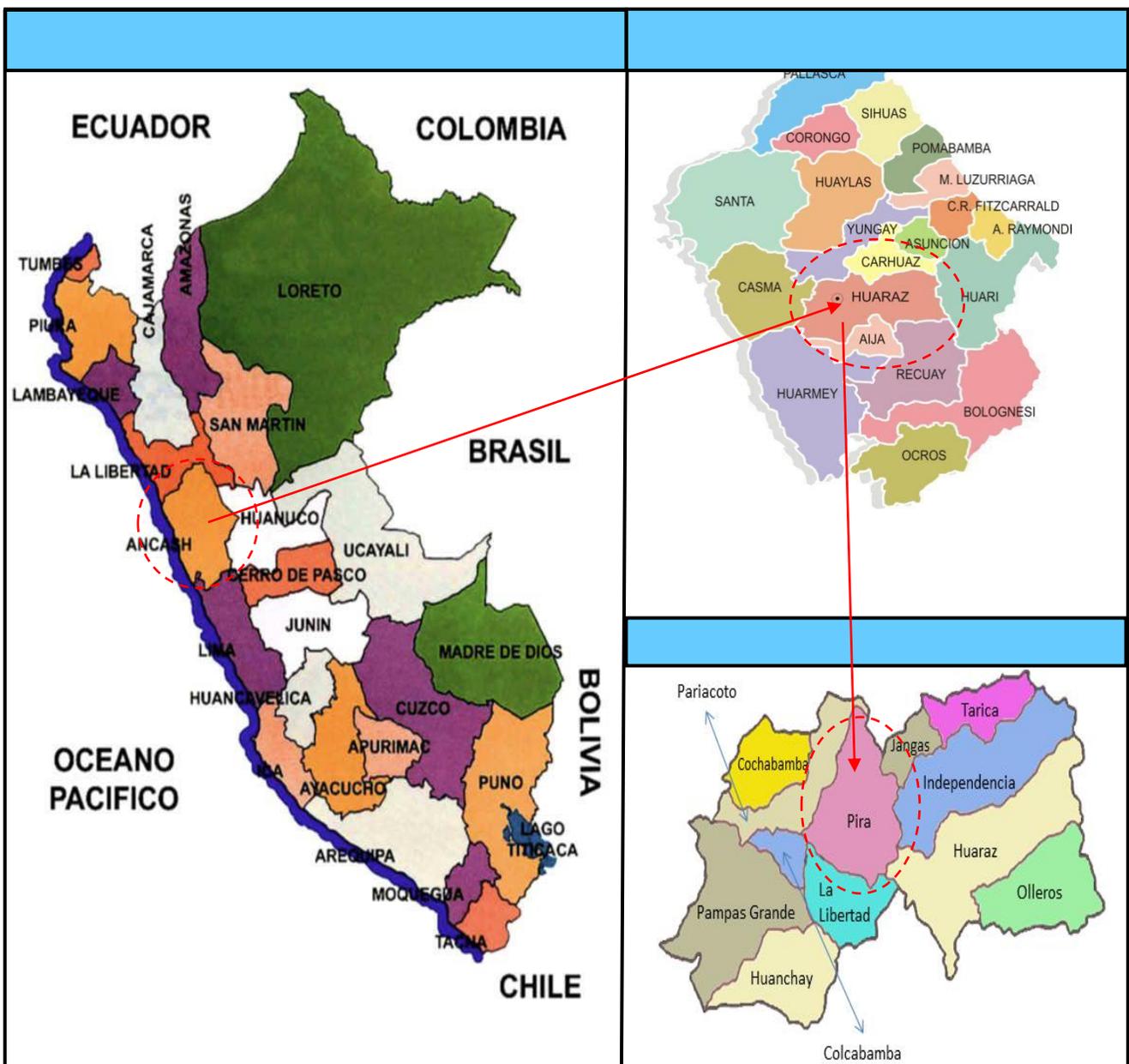
Distrito : Pira

Provincia : Huaraz

Región : Ancash

- **Uso:** : Palacio Municipal

*Imagen 1. Ubicación Geográfica del distrito de Pira, Huaraz.*



## CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

### Materiales

#### Concreto:

- Resistencia a la compresión :  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico :  $\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$
- Módulo de Elasticidad :  $E'c = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte :  $Gc = 94508.9788 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson :  $\nu = 0.15$

Cálculo de elasticidad y corte:

$$E'c = 15000\sqrt{f'c}$$

$$E'c = 15000\sqrt{210} = 217370.6512 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gc = \frac{E'c}{2(\nu + 1)}$$

$$Gc = \frac{217370.6512}{2(0.15 + 1)} = 94508.9788 \text{ kg/cm}^2$$

#### Acero de Refuerzo:

- Módulo de Fluencia (A615 G60) :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### Estructura:

Número de pisos : 2 pisos

Sistema Estructural: Pórtico de concreto armado

## CARGAS DE GRAVEDAD

Las cargas verticales fueron evaluadas con la Norma Técnica E.020 vigente, y los pesos de los elementos no estructurales fueron evaluadas a partir de sus dimensiones reales con su correspondiente peso específico. A continuación, se detallan las cargas que se asignaron en ETABS.

### **Carga Muerta**

- Losas aligeradas- concreto armado (h=0.20) = 300.00 kg/m<sup>2</sup>
- Losas aligeradas - concreto armado (h=0.25) = 350.00 kg/m<sup>2</sup>
- Acabados = 120.00 kg/m<sup>2</sup>
- Tabiquería

PRIMER NIVEL	
Altura (m)	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
0.80	216.00
1.00	270.00
1.88	507.60
1.98	534.60
2.15	580.50
2.45	661.50
2.75	742.50
2.95	796.50

SEGUNDO NIVEL	
Altura (m)	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
1.00	270.00
2.75	742.50

### **Carga Viva**

- S/C oficinas : 250 kg/m<sup>2</sup>
- S/C corredores y escaleras : 500 kg/m<sup>2</sup>
- S/C azotea : 100 kg/m<sup>2</sup>

Para estimar del peso sísmico de la edificación se siguió lo indicado en el Artículo 26 de la Norma Técnica E.030 correspondiente a las edificaciones categoría A (edificaciones esenciales). Se usó el 100% de la carga muerta y peso propia más 50% de la carga viva más el 25% de la carga viva de techo.

---

**ANEXO 6. SELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS  
SÍSMICOS SEGÚN LA NORMA E.030-  
2018**

---

### **Factor de Zonificación sísmico**

La estructura en análisis se ubica en el centro poblado de Jirac, distrito de Pira, Provincia de Huaraz, departamento Ancash, se encuentra en la zona 3, de acuerdo a la siguiente tabla de la Norma Técnica E.030-2018.

El valor de Z: 0.35.

**Tabla 13. Zona Sísmica.**

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.



*Figura 12. Zonas Sísmicas.*

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

### **Parámetros de sitio (S, TP, TL)**

El tipo de suelo correspondiente a la zona de la estructura en análisis según los parámetros de sitio es de S2 (Suelos intermedios). En las siguientes tablas se muestran los valores de cada uno de ellos.

El valor de Z: 0.35.

**Tabla 14.** Factor de amplificación de suelo.

ZONA	SUELO			
	S <sub>0</sub> Roca Dura	S <sub>1</sub> Suelos Muy Rígidos	S <sub>2</sub> Suelos Intermedios	S <sub>3</sub> Suelos Blandos
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

Los valores de los períodos TP y TI se tomaron los valores señalados en la siguiente tabla.

**Tabla 15.** Periodos TP y TL.

	FACTOR DE SUELO			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
TP(S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TI(S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

### **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

**Tabla 16.** Factor de Amplificación Sísmicas.

			Condiciones
C	2.500	.....	T < Tp
C	$2.5x\left(\frac{T_p}{T}\right)$	.....	Tp < T < Tl
C	$2.5x\left(\frac{T_p \times T_l}{T^2}\right)$	.....	T > Tl

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

### **Factor de uso (U)**

De acuerdo a la siguiente tabla de la Norma Técnica E.030-2018, los edificios empleados a locales municipales, se encuentran en la categoría de edificaciones esenciales, el valor del factor es  $U=1.50$ .

**Tabla 17.** *Factor de uso.*

<b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”</b>		
A: Edificaciones esenciales	U	1.50
B: Edificaciones importantes	U	1.30
C: Edificaciones comunes	U	1.00

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

### **Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ )**

Los sistemas de restructuración se clasifican según los materiales empleados en su construcción.

**Tabla 18.** *Sistemas estructurales y Coeficiente de Reducción  $R_0$ .*

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
<b>Sistema Estructural</b>	<b>Coeficiente Básico de Reducción <math>R_0</math></b>
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

### **Coeficiente de Reducción de las Fuerza Sísmica (R)**

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la anterior tabla:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

$R_0$  = Coeficiente Básico de Reducción (Pórticos – Concreto Armado)

$$\mathbf{R = 8}$$

---

**ANEXO 7. VERIFICACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES  
(NORMA E.030-2018)**

---

**Tabla 19. Irregularidad en altura.**

<p style="text-align: center;"><b>Tabla N° 8</b> <b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b></p>	<p style="text-align: center;"><b>Factor de Irregularidad <i>I<sub>a</sub></i></b></p>
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b></p> <p>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b></p> <p>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p>0.75</p>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<p>0.50</p>

<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b></p> <p>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b></p> <p>La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b></p> <p>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.60

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

**Tabla 20.** Irregularidad en planta.

<p><b>Tabla N°9</b></p> <p><b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b></p>	<p><b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b></p>
<p><b>Irregularidad Torsional</b></p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>).</p>	0.75

<p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b></p> <p>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0.60
<p><b>Esquinas Entrantes</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b></p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
<p><b>Sistemas no Paralelos</b></p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0.90

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

**Tabla 21.** *Categoría y regularidad de las edificaciones.*

<b>Tabla N° 10</b> <b>CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES</b>		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma Técnica E.030-2018.

- Irregularidad en altura

**Irregularidad de Rigidez- Piso blando**

La condición de irregularidad se da cuando, en cualquier dirección que se realiza el análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes, Según lo indica la Norma Técnica E.0.30-2018.

**Tabla 22.** Irregularidad Rigidez- Piso blando.

NIVEL	XX			YY		
	Rigidez Ki	0.7*Ki(i+1)	Condición	Rigidez Ki	0.7*Ki(i+1)	Condición
2	166.57	-	Regular	106.32	-	Regular
1	243.54	116.60	Regular	168.52	74.42	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

De la evaluación en ambas direcciones se verificó que el edificio no presenta irregularidad de piso blando, y se le asignó un valor de factor de irregularidad de

$$I_a = 1.$$

**Irregularidad de Resistencia- Piso débil**

Existe irregularidades de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, Según lo indica la Norma Técnica E.0.30-2018.

**Tabla 23.** Irregularidad Resistencia- Piso débil.

NIVEL	XX			YY		
	$\sum Vc(i)$	$0.8*\sum Vc(i+1)$	Condición	$\sum Vc(i)$	$0.8*\sum Vc(i+1)$	Condición
2	120.00	-	Regular	120.00	-	Regular
1	120.00	96.00	Regular	120.00	96.00	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

De la evaluación en ambas direcciones se verificó que el edificio no presenta irregularidad de piso débil, y se le asignó un valor  $la = 1$ .

### Irregularidad extrema de rigidez

**Tabla 24.** Irregularidad de extrema de rigidez.

NIVEL	XX			YY		
	Rigidez $K_i$	$0.6 \cdot K_i(i+1)$	Condición	Rigidez $K_i$	$0.6 \cdot K_i(i+1)$	Condición
2	166.57	-	Regular	106.32	-	Regular
1	243.54	99.94	Regular	168.52	63.79	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

De la evaluación en ambas direcciones se verificó que el edificio no presenta irregularidad de extrema rigidez, y se le asignó un valor  $la = 1$ .

### Irregularidad extrema de resistencia

**Tabla 25.** Irregularidad de extrema de resistencia.

NIVEL	XX			YY		
	$\sum V_c(i)$	$0.65 \cdot \sum V_c(i+1)$	Condición	$\sum V_c(i)$	$0.65 \cdot \sum V_c(i+1)$	Condición
2	120.00	-	Regular	120.00	-	Regular
1	120.00	78.000	Regular	120.00	78.000	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

De la evaluación en ambas direcciones se verificó que el edificio no presenta irregularidad de extrema resistencia, y se le asignó un valor  $la = 1$ .

### Irregularidad de masa o peso

**Tabla 26.** Irregularidad de masa o peso.

NIVEL	XX				YY			
	$P_i$	$1.5 \cdot P_{i+1}$	$1.5 \cdot P_{i-1}$	Condición	$P_i$	$1.5 \cdot P_{i+1}$	$1.5 \cdot P_{i-1}$	Condición
2	241.50	-	464.35	Regular	241.50	-	464.35	Regular
1	309.56	362.26	-	Regular	309.56	362.26	-	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

De la evaluación en ambas direcciones se verificó que el edificio no presenta irregularidad de masa o peso, y se le asignó un valor  $la = 1$ .

- **Irregularidades estructurales en planta:**

**Irregularidad Torsional**

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones en análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ( $\Delta_{\text{máx}}$ ) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma dirección de carga ( $\Delta_{\text{prom}}$ ).

También este criterio sólo en estructuras con diafragmas rígidas, así mismo, si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado en la tabla N° 11 de la Norma Técnica E.0.30-2018, para materiales de Concreto armado es de 0.007, Según lo indica la Norma Técnica E.0.30-2018.

**Tabla 27. Irregularidad torsional XX.**

XX				
NIVEL	$\beta(i)_{\text{máx.}}$	$\beta(i)_{\text{prom.}}$	$1.3 * \beta(i)_{\text{prom.}}$	Condición
2	0.4359	0.3549	0.4613	Regular
1	0.5025	0.4162	0.5411	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

**Tabla 28. Irregularidad torsional YY.**

YY				
NIVEL	$\beta(i)_{\text{máx.}}$	$\beta(i)_{\text{prom.}}$	$1.3 * \beta(i)_{\text{prom.}}$	Condición
2	1.1195	1.0771	1.4002	Regular
1	0.1014	0.0816	0.1060	Regular

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

De la evaluación en ambas direcciones se verificó que el edificio no presenta irregularidad torsional en ningunas de las direcciones, y se le asignó un valor

$$I_p = 1.$$

### **Resumen de Factores de Irregularidades $I_p$ y $I_a$**

Los factores de irregularidad calculadas con anterioridad se resumen en el siguiente cuadro, tomando como valores finales el menor de cada uno, según la Norma Técnica E.030-2018.

**Tabla 29.** *Resumen de Factores  $I_p$  y  $I_a$ .*

<b>FACTORES DE IRREGULARIDADES <math>I_p</math> Y <math>I_a</math></b>			
<b>Irregularidad en altura</b>	<b><math>I_a</math></b>	<b>Irregularidad en Planta</b>	<b><math>I_p</math></b>
Piso Blando	1.00	Torsional	1.00
Piso débil	1.00		
Extrema rigidez	1.00		
Extrema resistencia	1.00		
Masa o peso	1.00		
<b><math>I_a</math></b>	<b>1.00</b>	<b><math>I_p</math></b>	<b>1.00</b>

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

---

**ANEXO 8. ANÁLISIS SÍSMICO (NORMA E.030-2018)**

---

## **PESO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN**

Para la estimación del peso de la edificación se procedió según lo indicado en el Artículo 26 en la Norma Técnica E.030-2018, el cual clasifica según el uso e importancia de la edificación, Para edificaciones de la categoría A, se tomó el total de la carga muerta, el 50% de la carga viva y en la azotea el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Las sobrecargas a utilizar en el modelo son las indicadas en la Norma Técnica E.020.

En el primer nivel se consideró una S/C de:

- Oficina: 250 kg/m<sup>2</sup>
- Corredores y Escalera: 500 Kg/m<sup>2</sup>

En el segundo Nivel se consideró una S/C de:

- Azotea: 100 kg/m<sup>2</sup>

**Tabla 30.** *Peso sísmico.*

<b>NIVEL</b>	<b>Peso Sísmico (Pi)Ton</b>
2	241.5043
1	309.5639
<b>TOTAL</b>	<b>551.0682</b>

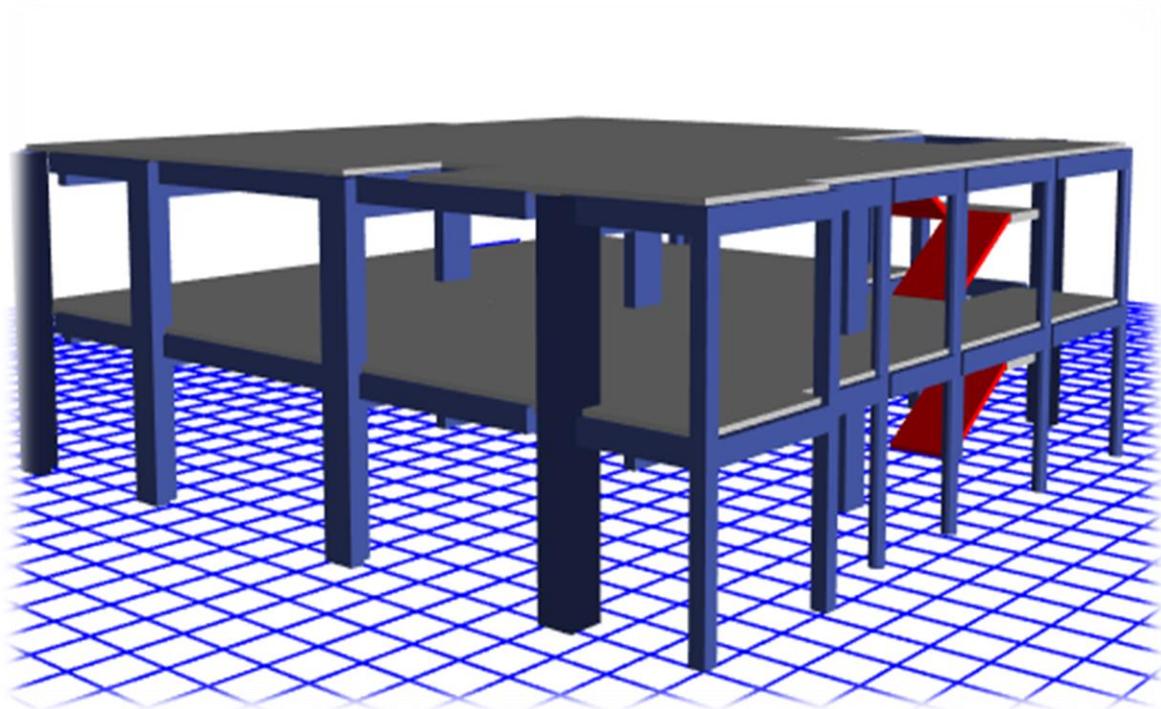
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

## **MODELO DEL EDIFICIO**

Para realizar el análisis sísmico y análisis estático no lineal, fue necesario desarrollar los procedimientos de análisis descritos en la Norma Técnica E.030-2018, permitiendo determinar las fuerzas laterales en cada nivel de la edificación.

Para el análisis no lineal o inelástico, dentro del modelo se incluyó los comportamientos no lineales de cada elemento estructural.

El análisis sísmico de la edificación se desarrolló con el programa computacional ETABS V18.1.1, en el programa se procesaron el análisis estático y el análisis dinámico modal, a continuación, se ve el modelo tridimensional del edificio.

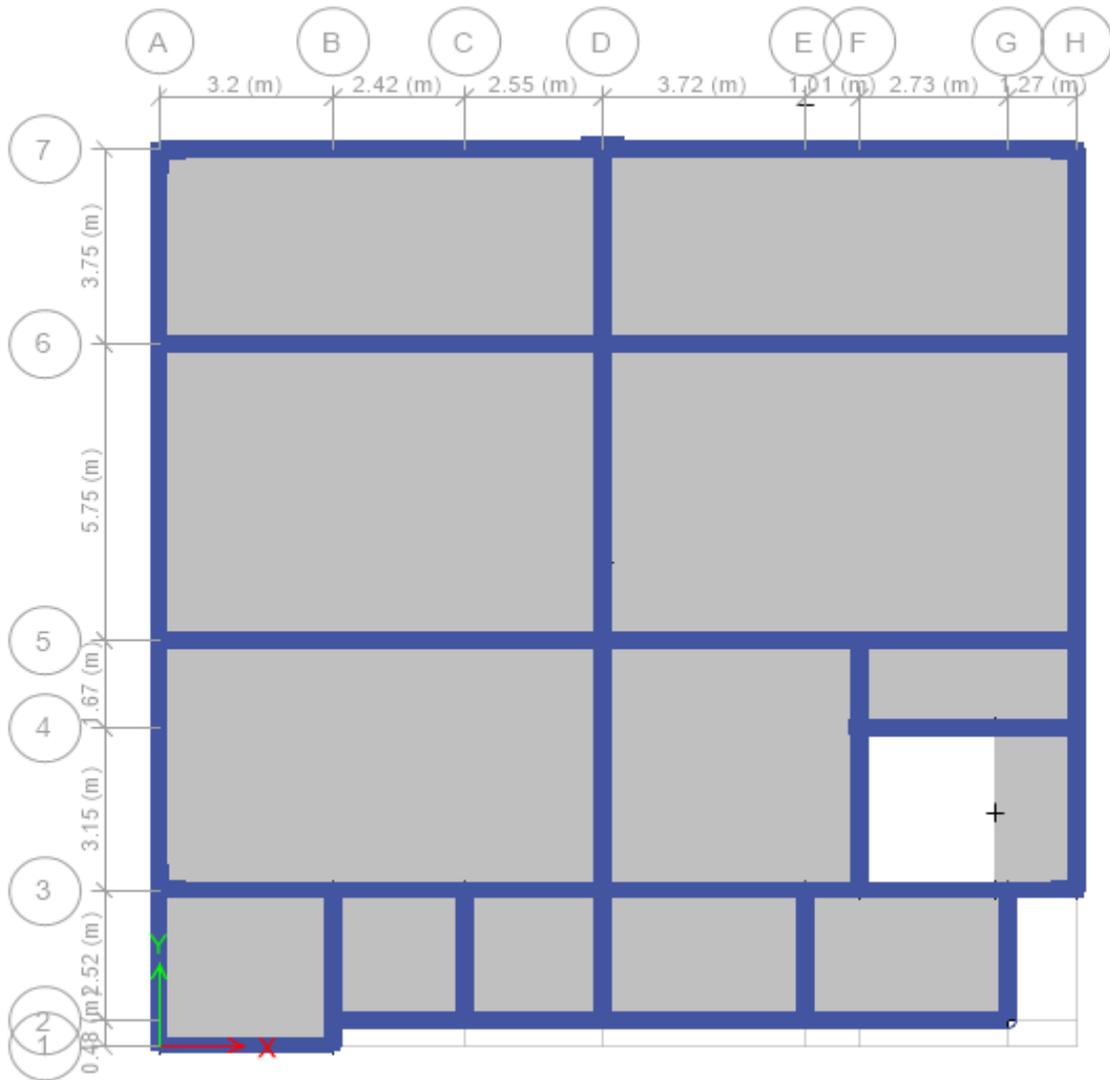


*Figura 13.* Modelo Tridimensional del edificio de 2 niveles.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

**Fuerzas sísmicas laterales de análisis-Método Estático Norma Técnica E.030- 2018:**

Para realizar el análisis sísmico, se definió la estructuración del edificio en planta, en ella modeló los elementos de análisis en el programa ETABS V18.1.1.



*Figura 14.* Estructuración en planta del Edificio.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para el desarrollo de esta tesis, se contó con una edificación de 2 niveles, con un área total de 331.960 m<sup>2</sup>. El material predominante de la edificación es el concreto, según descrito en los planos con una resistencia característica a la compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup> y una capacidad portante del suelo de 1.03 kg/cm<sup>2</sup>. El primer y el segundo nivel cuentan con una altura de 3.15 m.

La estructuración de la edificación está constituida por columnas y vigas que es el principal sistema de resistencia lateral, y en el extremo derecho de la edificación se encuentra ubicado la escalera.

Presentan un sistema estructural del tipo aporticado, conformado por columnas rectangulares, circulares, y en sección T y L de concreto armado en la dirección longitudinal y transversal. Los pórticos están conformados por columnas en T en los ejes perimetrales de los ambientes, columnas Tipo L en las esquinas y columnas rectangulares 0.30x0.90m como centrales, conectadas por vigas peraltadas de 0.30x0.40m en todo su contorno y vigas principales de 0.30x0.70m. Así mismo el techo de los ambientes, están conformadas por una losa aligerada de 0.20m en primero y segundo nivel, pero entre los ejes 5-5-y 6-6, del primer nivel cuenta con una losa aligerada de 0.25m de peralte.

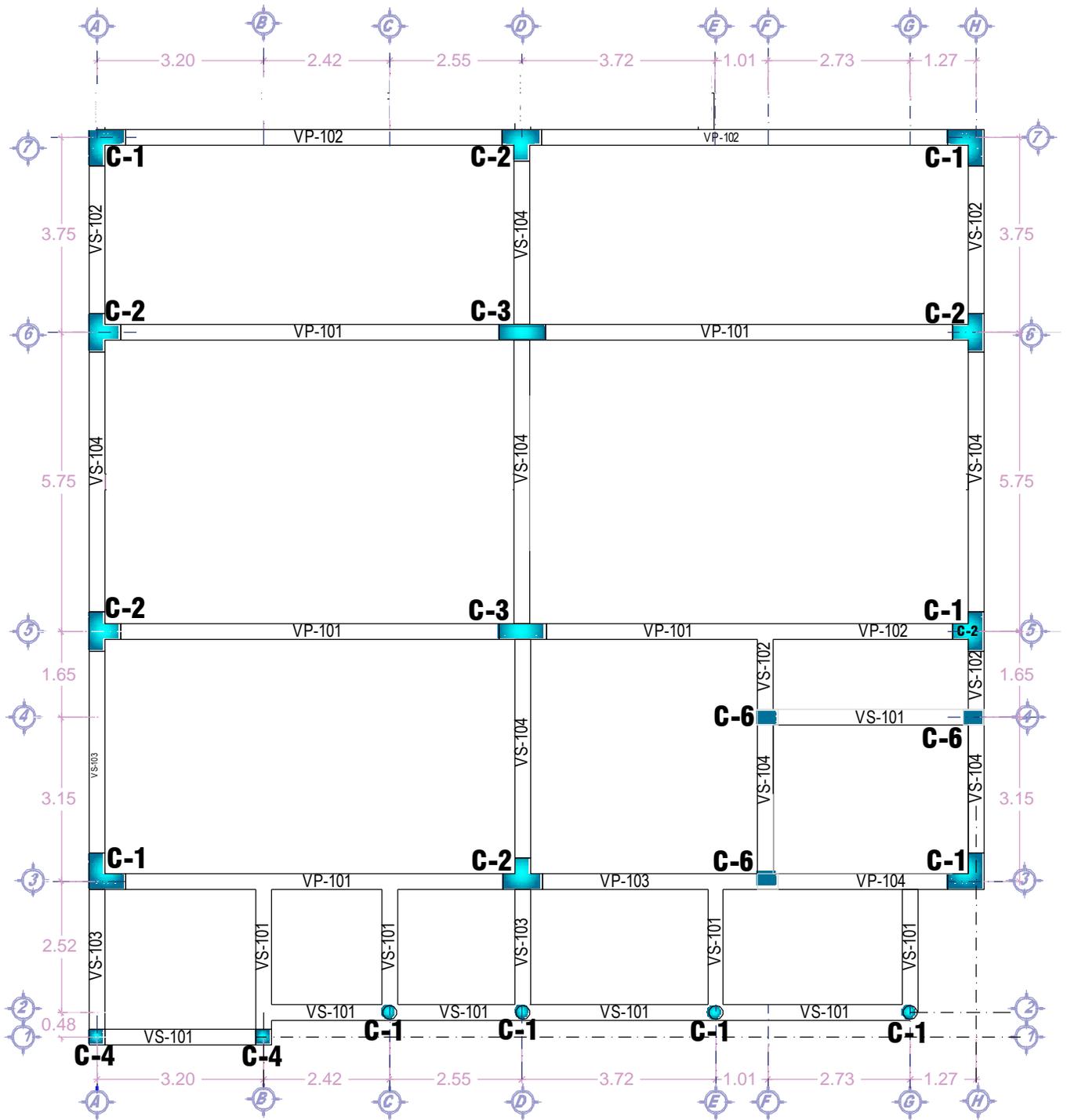


Figura 15. Configuración estructural en planta, primer nivel.

Fuente: AutoCAD 2018.

## ANÁLISIS ESTÁTICO

### Modos de vibración

Los periodos de vibración predominantes se obtuvieron del modelo en ETABS V18.1.1, para las direcciones de análisis se obtienen a partir de un análisis modal considerando 3GDL por piso.

**Tabla 31.** Principales Modos de vibración.

MODO	T(s)	DESCRIPCIÓN
1	0.282	Traslación en Y
2	0.258	Traslación en X
3	0.238	Rotación alrededor de Z

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

### Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base de la estructura se entiende como el comportamiento que presenta la estructura inducidos por las vibraciones del sismo, la Norma Técnica E.030 en el Artículo 28.2 presenta un mecanismo que nos permite determinar la cortante basal con la siguiente expresión:

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

El valor de  $\frac{C}{R}$  no se considere menor que:

$$\frac{C}{R} = 0.3125 \geq 0.11$$

Las selecciones de los parámetros sísmicos, así como la regularidad estructural y los factores de irregularidad se detallan en la tabla 29 (resumen de irregularidades).

**Tabla 32.** Resumen de los Parámetros sísmicos.

DESCRIPCIÓN	XX		YY	
	FACTOR	VALOR	FACTOR	VALOR
Zonificación sísmica	$Z_3$	0.35	$Z_3$	0.35
Factor de Uso e Importancia (Esenciales A2)	U	1.50	U	1.50
Factor de Amplificación del Suelo	$S_2$	1.15	$S_2$	1.15
Factores de los Periodos ( $T_p, T_1$ )	$T_p$	0.60	$T_p$	0.60
	$T_1$	2.00	$T_1$	2.00
Periodo Fundamental de Vibración	$T_X$	0.258	$T_Y$	0.282
Factor de Amplificación Sísmica	$C_X$	2.50	$C_Y$	2.50
Coefficiente Básico de Reducción	$R_{0X}$	8.00	$R_{0Y}$	8.00
Coefficiente de Reducción de las Fuerza Sísmica	$R_X$	8.00	$R_Y$	8.00
Irregularidades en Altura	$I_a$	1	$I_a$	1
Irregularidades en Planta	$I_p$	1	$I_p$	1

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Reemplazando los parámetros sísmicos en la fórmula la fuerza cortante en la base de la estructura en las direcciones XX e YY son como se muestra en la Tabla 32. Tomando en cuenta que el Peso sísmico es  $P = 551.0682$  Ton.

*Cortante Basal.*

DIRECCIÓN	V(Ton)
XX	103.9711
YY	103.9711

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

## Distribución de la fuerza sísmica

La fuerza en cada nivel es igual al producto de la relación de masas y el cortante basal, considerando similar para ambas direcciones de análisis, la Norma Técnica E.030-2018 en el Artículo 28.3, recomienda emplear las siguientes fórmulas para determinar las fuerzas sísmicas.

$$a_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

$$F_i = a_i \cdot V$$

K, el exponente relacionado al periodo fundamental debe cumplir con las siguientes condiciones propuestas por la Norma Técnica E.030-2018.

$$\text{Para } T \leq 0.5 \rightarrow K = 1.00$$

$$\text{Para } T \geq 0.5 \rightarrow K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.00$$

K, el exponente relacionado al periodo fundamental es igual a 1.00, para ambas direcciones.

### *Distribución de la fuerza sísmica.*

NIVEL	ALTURA POR NIVEL	ALTURA (hi)	PESO SÍSMICO (Pi)	Pi x (hi)^k	ai	Fi (ton)
2	3.15	6.30	241.5043	1521.4774	0.6094	63.3619
1	3.15	3.15	309.5639	975.1262	0.3906	40.6091
<b>TOTAL</b>	9.25	18.70	$\sum P_i \times (h_i)^k$	<b>2496.6036</b>		

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Las fuerzas sísmicas obtenidas en la tabla se emplearon para el análisis estático no lineal.

## ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

### Espectro de Diseño

Se realizó un análisis modal espectral para determinar el sismo de diseño. Para cada una de las direcciones de análisis se utilizó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

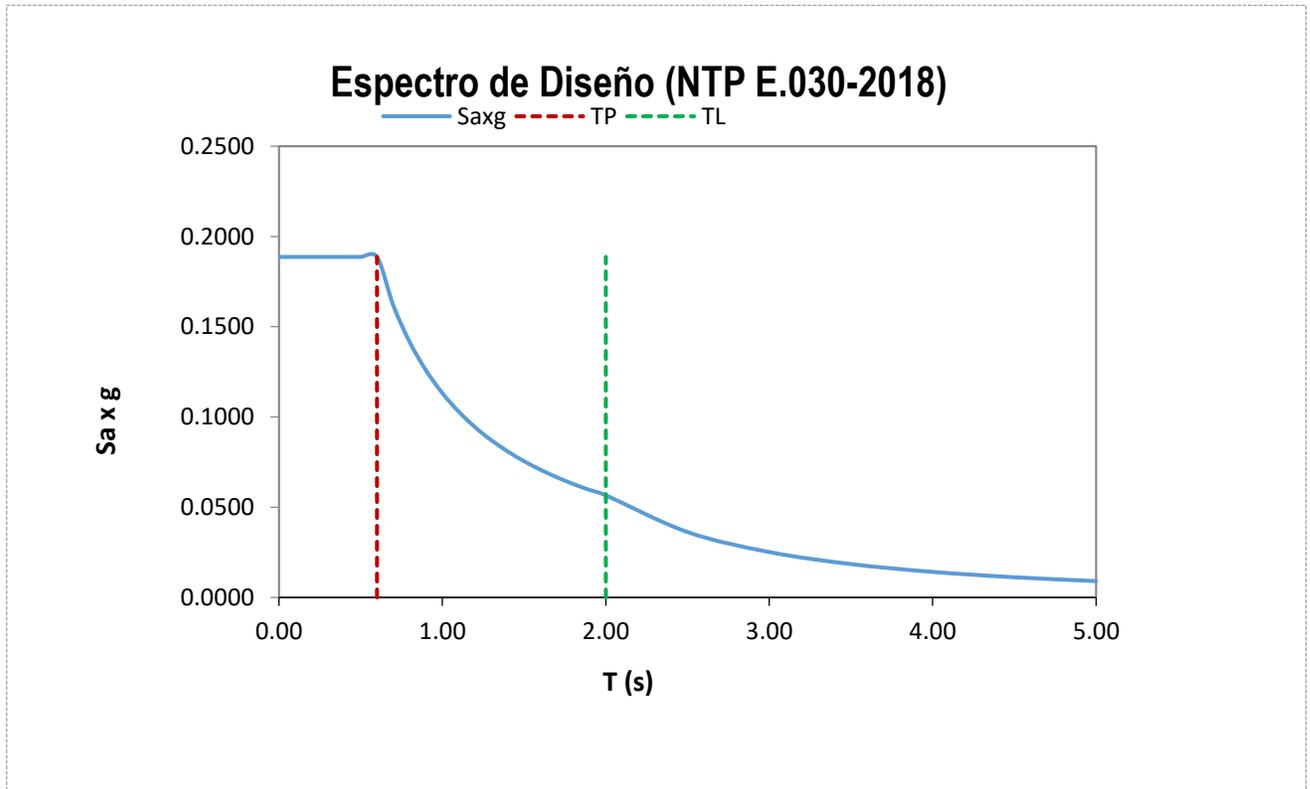
La aceleración espectral de  $9.81 \frac{m}{s^2}$  y un suelo intermedio con un  $T_p = 0.60$ , para el factor de amplificación se empleó las condiciones descritas en la Tabla 15.

**Tabla 33.** Valores de espectro de Diseño.

T	C	Sa/g	T	C	Sa/g
0.00	2.50	0.1887	1.30	1.15	0.0871
0.10	2.50	0.1887	1.40	1.07	0.0809
0.20	2.50	0.1887	1.50	1.00	0.0755
0.30	2.50	0.1887	1.60	0.94	0.0708
0.40	2.50	0.1887	1.70	0.88	0.0666
0.50	2.50	0.1887	1.80	0.83	0.0629
0.60	2.50	0.1887	1.90	0.79	0.0596
0.70	2.14	0.1617	2.00	0.75	0.0566
0.80	1.88	0.1415	2.50	0.48	0.0362
0.90	1.67	0.1258	3.00	0.33	0.0252
1.00	1.50	0.1132	3.50	0.24	0.0185
1.10	1.36	0.1029	4.00	0.19	0.0142
1.20	1.25	0.0943	4.50	0.15	0.0112
1.25	1.20	0.0906	5.00	0.12	0.0091

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

## Aceleración inelástica



Fuente: Elaborad por las investigadoras.

### **Modelamiento de la estructura el programa computacional**

Mediante el programa computacional ETABS V18.1.1, se realizó el análisis dinámico de la edificación, en el cual se pudo realizar en análisis de los elementos estructurales (columnas y vigas) y también a las losas aligeradas.

El método de combinación modal para obtener las respuestas máximas que utiliza el programa es el CQC (Combinación cuadrática completa).

### **Fuerza Cortante Mínima**

La norma recomienda que, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% de la cortante basal calculado en la tabla 3, para estructuras regulares.

**Tabla 34.** *Fuerza cortante mínimo.*

DIRECCIÓN	V(TN)
XX	83.1769
YY	83.1769

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Posteriormente se determinaron los desplazamientos máximos y las derivas de entrepiso, luego fueron evaluados de acuerdo a los lineamientos de la Norma Técnica E.030 – 2018.

### **Desplazamientos laterales de entrepiso**

En el artículo 31 de la Norma Técnica E.030-2018, menciona que para estructuras regulares los desplazamientos laterales se determinan al multiplicar por 0.75 R a los resultados que fueron determinados en el análisis lineal elástico, Así mismo en la tabla N° 11 del artículo 32, indica que para estructuras de concreto armado el desplazamiento lateral de entrepiso admisible es de 0.007, luego de modelar la estructura se pudo obtener las derivas de pisos, los resultados que se obtuvieron se muestran en la siguiente tabla.

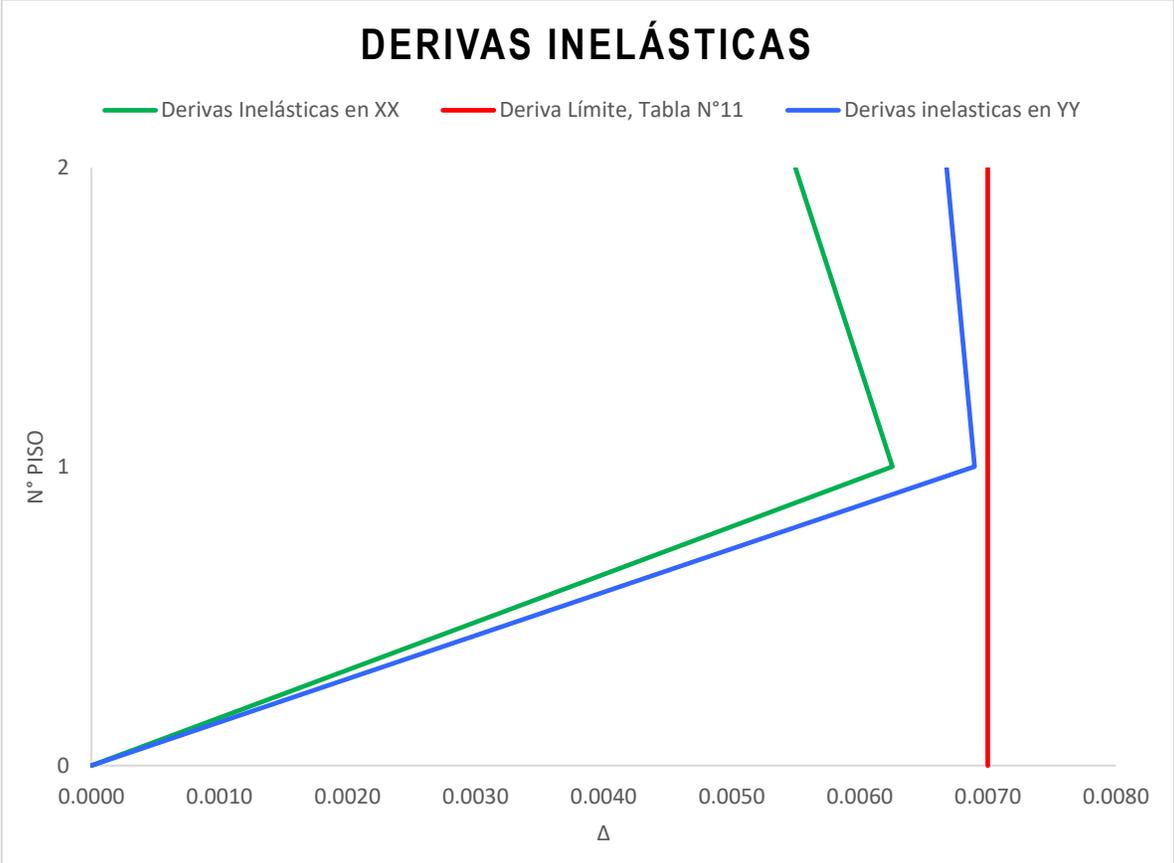
*Derivas Inelásticas en direcciones XX e YX.*

NIVEL	XX		YY		Deriva $\Delta$ Límite
	Derivas $\Delta$ Elásticas	Derivas $\Delta$ Inelásticas	Derivas $\Delta$ Elásticas	Derivas $\Delta$ Inelásticas	
Piso 2	0.0009	0.0055	0.0011	0.0067	0.007
Piso 1	0.0010	0.0063	0.0011	0.0069	0.007

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

En la tabla se puede observar que las derivas cumplen con los límites de distorsión de entrepiso en ambas direcciones, la representación gráfica de esta se muestra en la siguiente figura.

*Desplazamientos máximos en direcciones XX e YY.*



*Fuente: Elaborado por las investigadoras.*

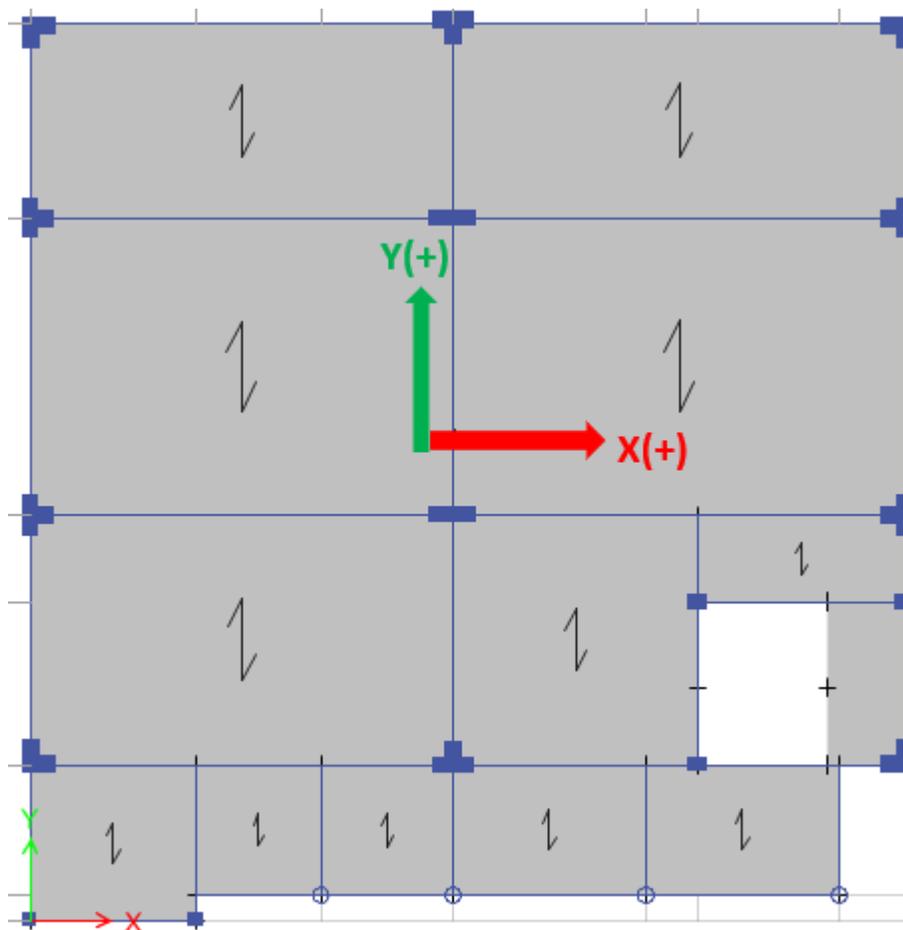
---

## **ANEXO 9. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL**

---

## OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO NEGATIVO

Se han obtenido las curvas de capacidad Cortante basal vs Desplazamiento del último nivel (centro de masa) en las direcciones XX e YY en ambos sentidos: positivo y negativo, según la convención de direcciones y sentidos que se muestran en la figura 16. Para el sentido negativo se muestra para la dirección XX e YY en las figuras 17 y 18 respectivamente, mientras que, para el sentido positivo se muestran en las figuras 3 y 4 respectivamente.



*Figura 16.* Planta estructural en el que se muestran las direcciones de análisis.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

- Para la dirección XX

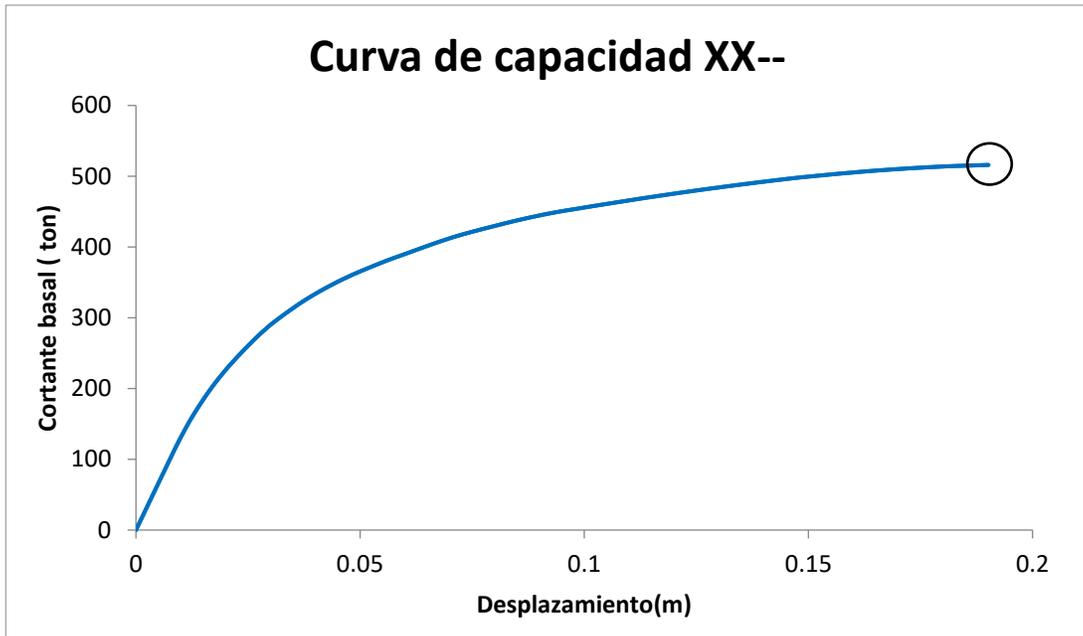


Figura 17. Curva de capacidad en la dirección XX sentido negativo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

- Para la dirección YY

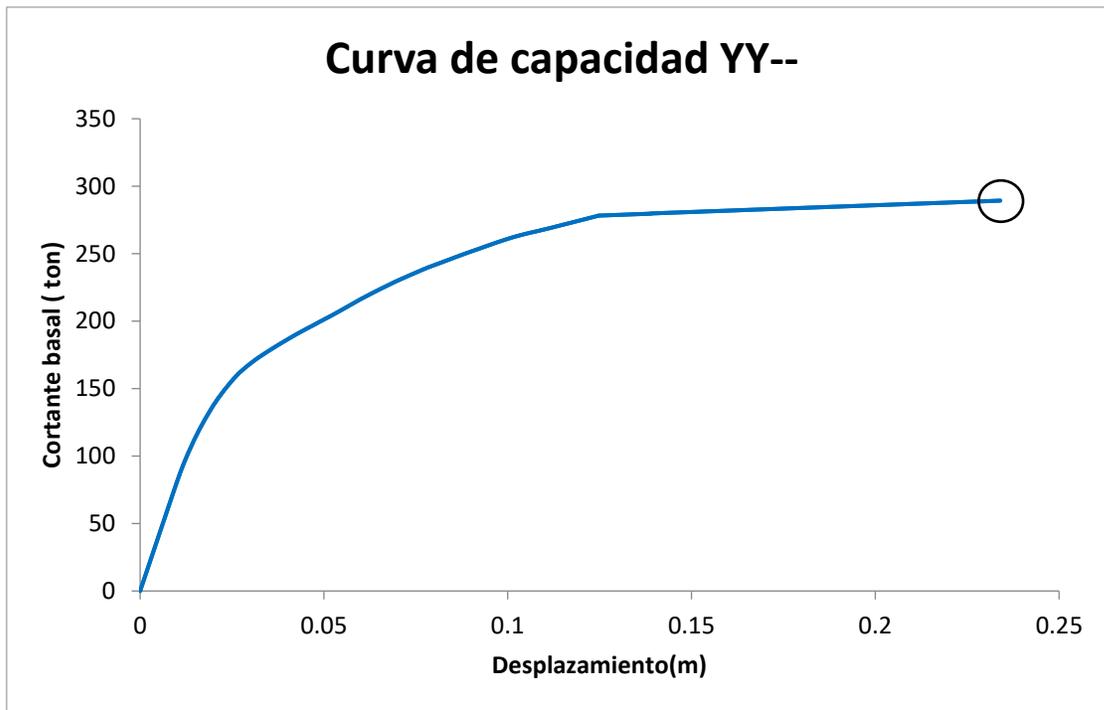


Figura 18. Curva de capacidad en la dirección YY sentido negativo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

## CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Para el cálculo del punto de desempeño se empleó el método de coeficientes del ASCE/SEI 41-17 para las dos direcciones y ambos sentidos, en cada caso para dos niveles de amenaza sísmica, sismo de diseño y sismo máximo.

En la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, en el Artículo 3, dentro de su filosofía de diseño sismorresistente menciona el sismo moderado y el sismo severo como los niveles de sismo para los cuales se establece un desempeño esperado de las edificaciones, en donde la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas. Si bien la Norma Técnica E.030 no define explícitamente ninguno de los dos tipos de sismo, es comúnmente aceptado que el sismo de diseño, definido como el sismo con periodo de retorno de 475 años y que tiene una probabilidad del 10% de ocurrir en los próximos 50 años, es el sismo severo.

Respecto al sismo máximo, la Norma Peruana E.031 de aislamiento sísmico en la sección 4.11 define el sismo máximo considerado como 1.5 veces el sismo de diseño especificado en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. El sismo máximo es definido según la norma ASCE 7-16, en la cual se basa el reglamento peruano, en la sección 21.3 como 1.5 veces el sismo de diseño y en la sección 21.5 define al sismo máximo considerado como el sismo con 2% de probabilidad de ocurrencia en 50 años (periodo de retorno de 2475 años).

## DESEMPEÑO PARA LA DIRECCIÓN XX SENTIDO POSITIVO

### Sismo de diseño

Para el sismo de diseño se calculó el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.22 * 1.03 * 1.00 * \frac{0.359^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.048 \text{ m} = 4.80 \text{ cm}$$

### **Sismo de máximo**

Se procede a calcular el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17 para el sismo máximo.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.27 * 1.04 * 1.50 * \frac{0.366^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.079 \text{ m} = 7.90 \text{ cm}$$

La gráfica se puede visualizar en la figura 6.

### **DESEMPEÑO PARA LA DIRECCIÓN XX SENTIDO NEGATIVO**

#### **Sismo de diseño**

Para el sismo de diseño se calculó el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.20 * 1.02 * 1.00 * \frac{0.360^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.047 \text{ m} = 4.70 \text{ cm}$$

Además, se ha sectorizado la curva de capacidad acorde a lo propuesto por el SEAOC sobre la base del desplazamiento inelástico en la estructura.

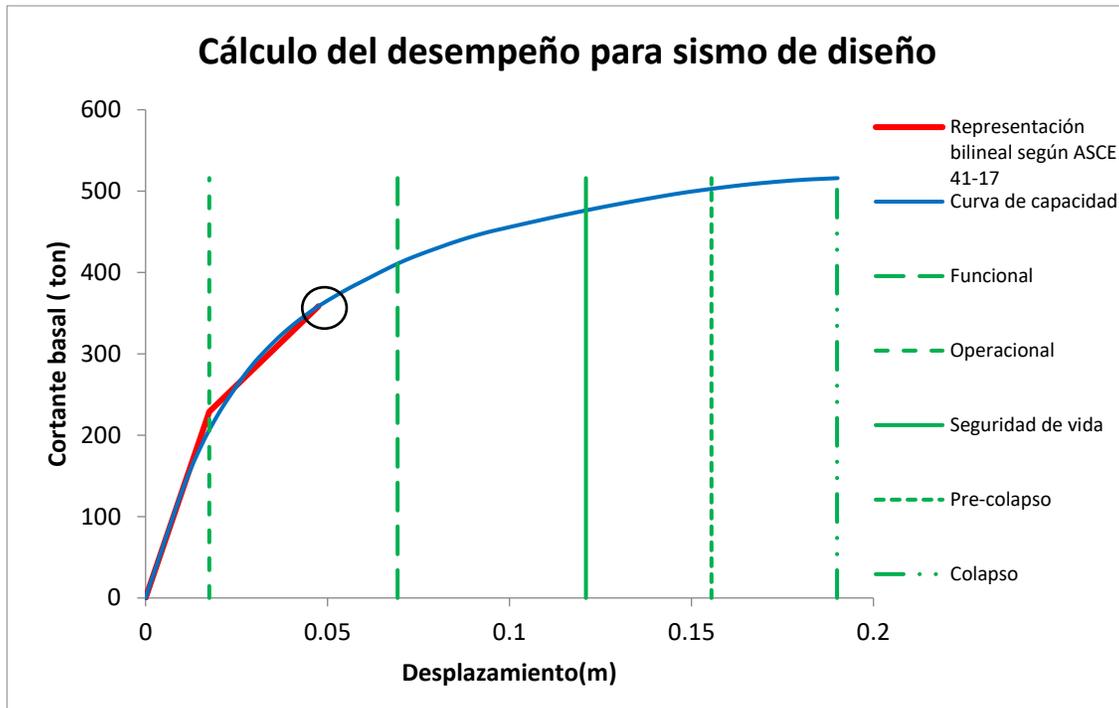


Figura 19. Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección XX--

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

El punto de desempeño para la dirección XX negativa para sismo de diseño es para un desplazamiento en el centro de masas del último nivel de 4.70 cm y una cortante basal de 358.50 ton.

El desempeño para la dirección XX-- es funcional. Al ser una estructura esencial se busca según el SEAOC que el desempeño para el sismo de diseño sea funcional. Por lo tanto, está cumpliendo con el objetivo deseado.

### Sismo máximo

Se procede a calcular el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17 para el sismo máximo.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.26 * 1.04 * 1.50 * \frac{0.364^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.078 \text{ m} = 7.80 \text{ cm}$$

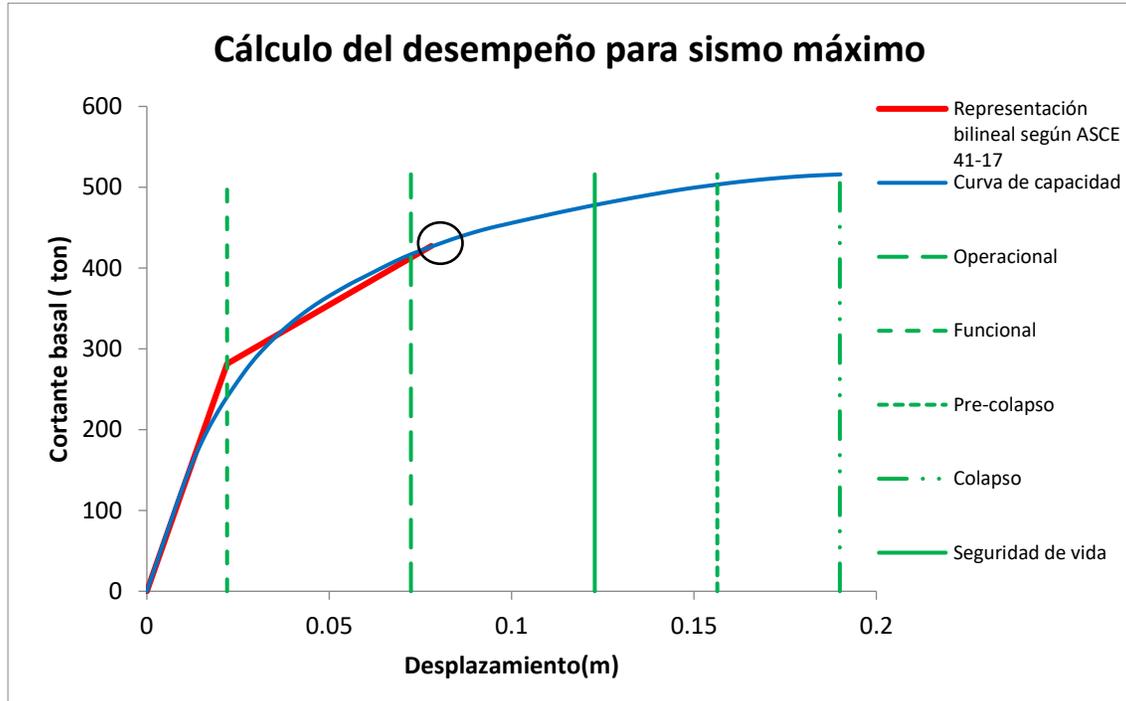


Figura 20. Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección XX—

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para un sismo máximo presenta una cortante basal de 427.00 toneladas y un desplazamiento en el centro de masas del último nivel de 7.80 cm.

El desempeño para la dirección XX-- es de resguardo de vida, al ser una estructura esencial se busca según el SEAOC que el desempeño para el sismo de diseño sea de Seguridad de vida. Por lo tanto, está cumpliendo con el objetivo deseado.

## DESEMPEÑO PARA LA DIRECCIÓN YY SENTIDO POSITIVO

### Sismo de diseño

Para el sismo de diseño se calculó el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.22 * 1.05 * 1.00 * \frac{0.453^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.08 \text{ m} = 8.00 \text{ cm}$$

La gráfica se puede visualizar en la figura 7.

### **Sismo máximo**

Se procede a calcular el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17 para el sismo máximo.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.27 * 1.07 * 1.50 * \frac{0.465^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.1314 \text{ m} = 13.14 \text{ cm}$$

La gráfica se puede visualizar en la figura 8.

## **DESEMPEÑO PARA LA DIRECCIÓN YY SENTIDO NEGATIVO**

### **Sismo de diseño**

Para el sismo de diseño se va a calcular el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.22 * 1.05 * 1.00 * \frac{0.452^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.08 \text{ m} = 8.00 \text{ cm}$$

Además, se ha sectorizado la curva de capacidad acorde a lo propuesto por el SEAOC sobre la base del desplazamiento inelástico en la estructura.

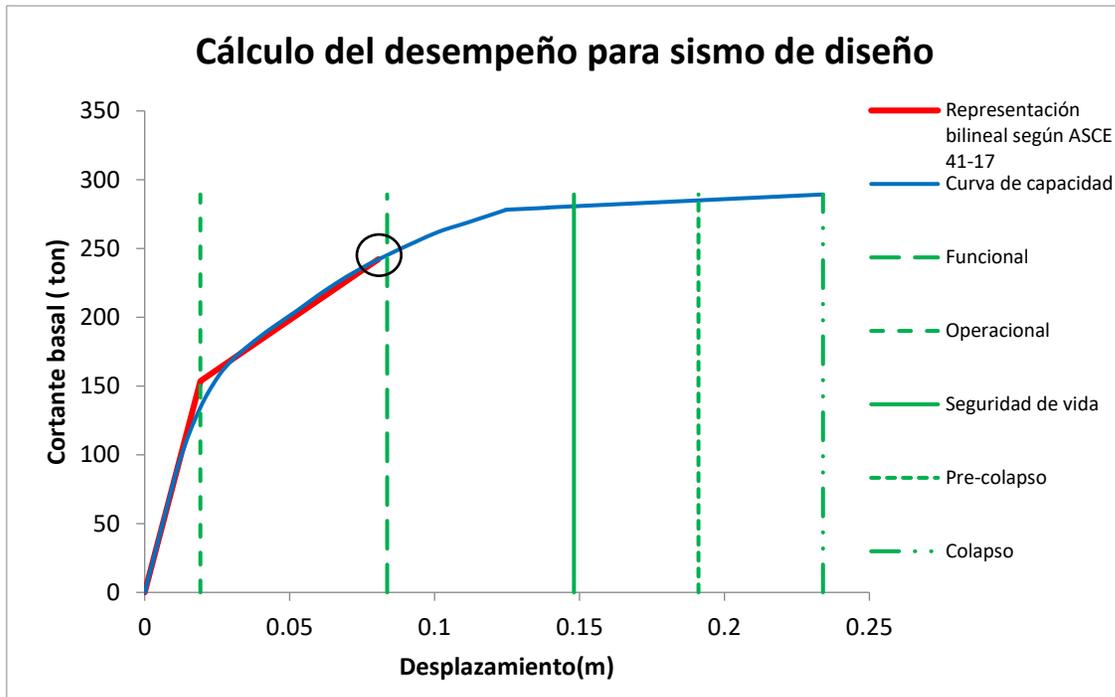


Figura 21. Desempeño del edificio para el sismo de diseño en la dirección YY--  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

El punto de desempeño para la dirección YY negativa para sismo de diseño cuenta con un desplazamiento en el centro de masas del último nivel de 8.00 cm y una cortante basal de 242.20 ton.

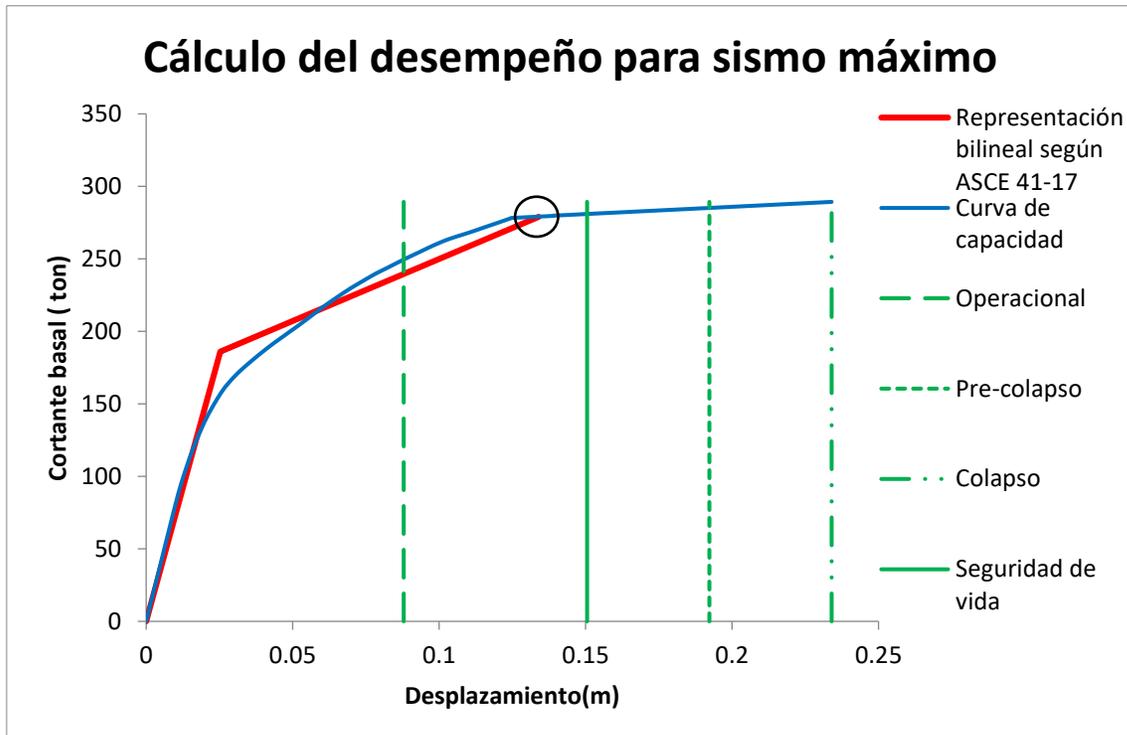
El desempeño para la dirección YY-- es Funcional. Al ser una estructura esencial se busca según el SEAOC que el desempeño para el sismo de diseño sea funcional. Por lo tanto, cumple con el objetivo deseado.

### **Sismo máximo**

Se procede a calcular el desplazamiento objetivo acorde a la ecuación 7-28 del ASCE 41-17 para el sismo máximo.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta = 1.20 * 1.27 * 1.07 * 1.50 * \frac{0.464^2}{4\pi^2} 9.81 = 0.131 \text{ m} = 13.10 \text{ cm}$$



*Figura 22.* Desempeño del edificio para el sismo máximo en la dirección YY--  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para un sismo máximo cuenta con una cortante basal de 279.00 toneladas y un desplazamiento en el centro de masas del último nivel de 13.10 cm.

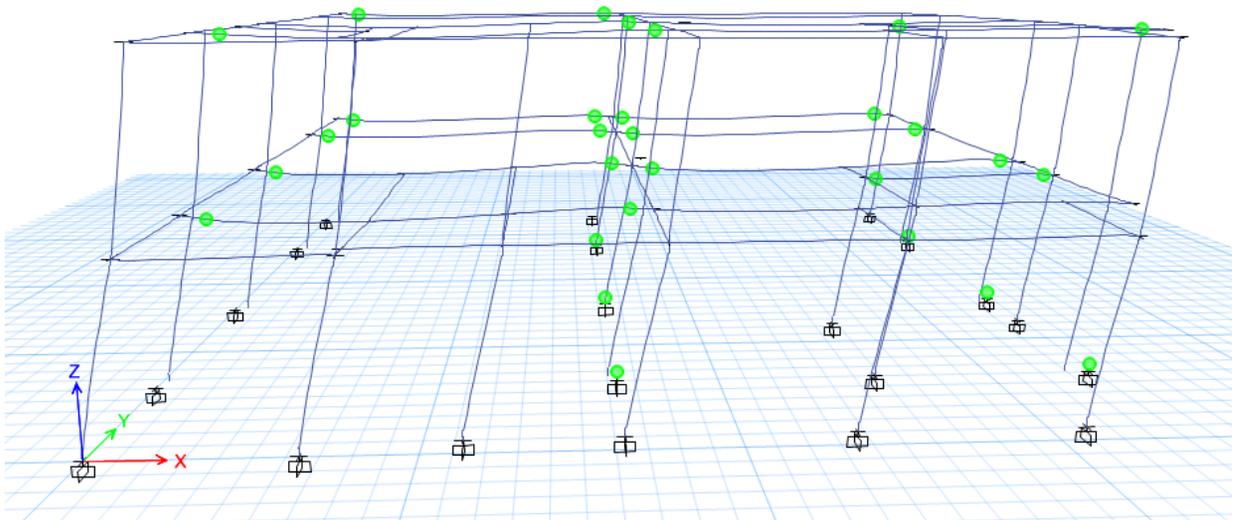
El desempeño para la dirección YY-- es de resguardo de vida. Al ser una estructura esencial se busca según el SEAOC que el desempeño para el sismo máximo sea de resguardo de viga. Por lo tanto, cumple con el objetivo deseado.

## ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO

En el presente apartado se van a mostrar los elementos más esforzados y las rótulas generadas en el punto de desempeño para el sentido más crítico de cada dirección. La formación de las rotulas plásticas en las vigas, los cuales se concentran en una sola sección del elemento; es decir, estas se localizan cerca al elemento vertical. Mientras tanto, para las columnas se emplearon el modelo de tipo fibra, distribuye el concreto y el acero a lo largo de la sección transversal de la columna. Como se aprecian en el Anexo 11.

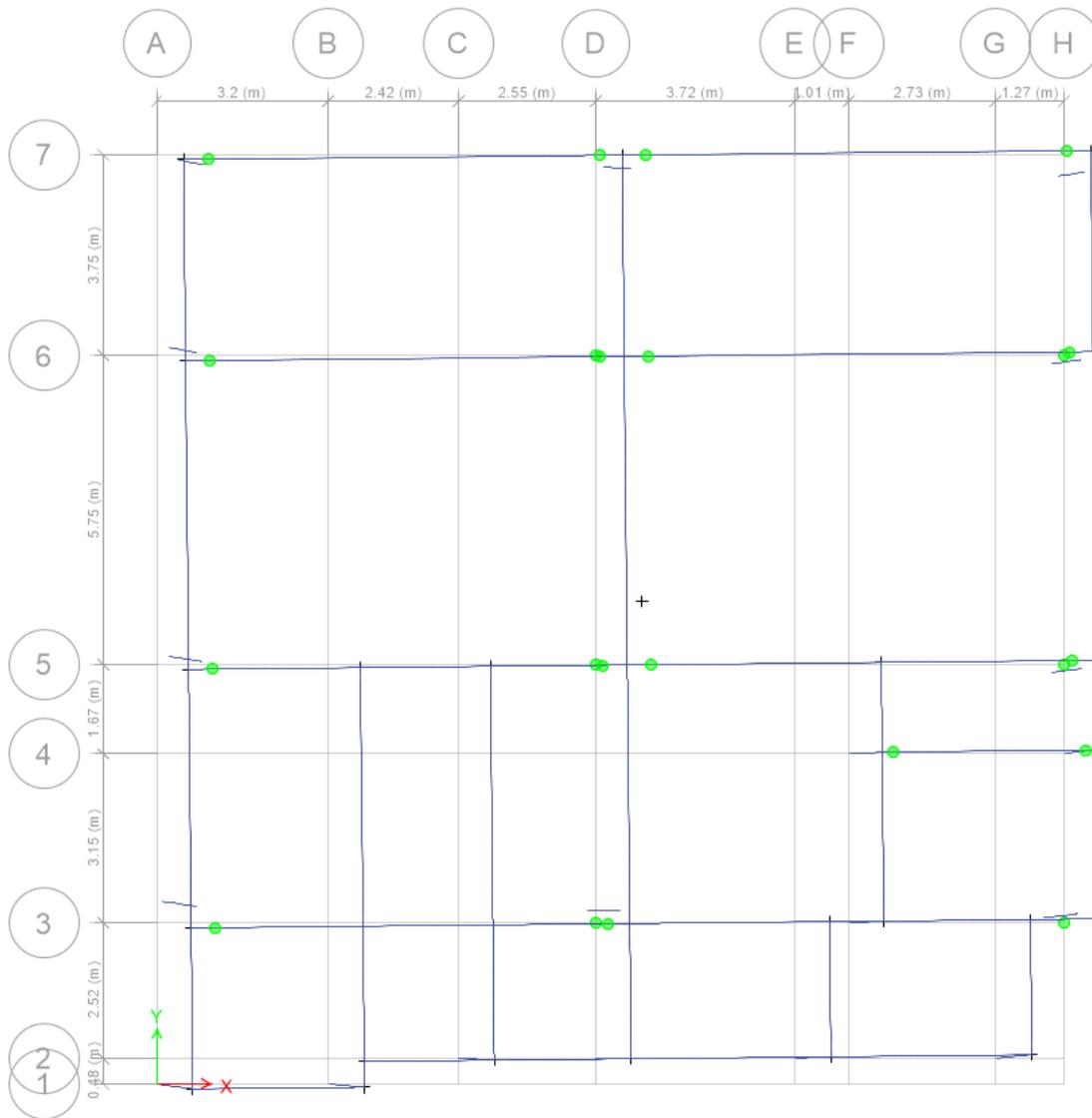
## ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LA DIRECCIÓN XX++

### Sismo de diseño



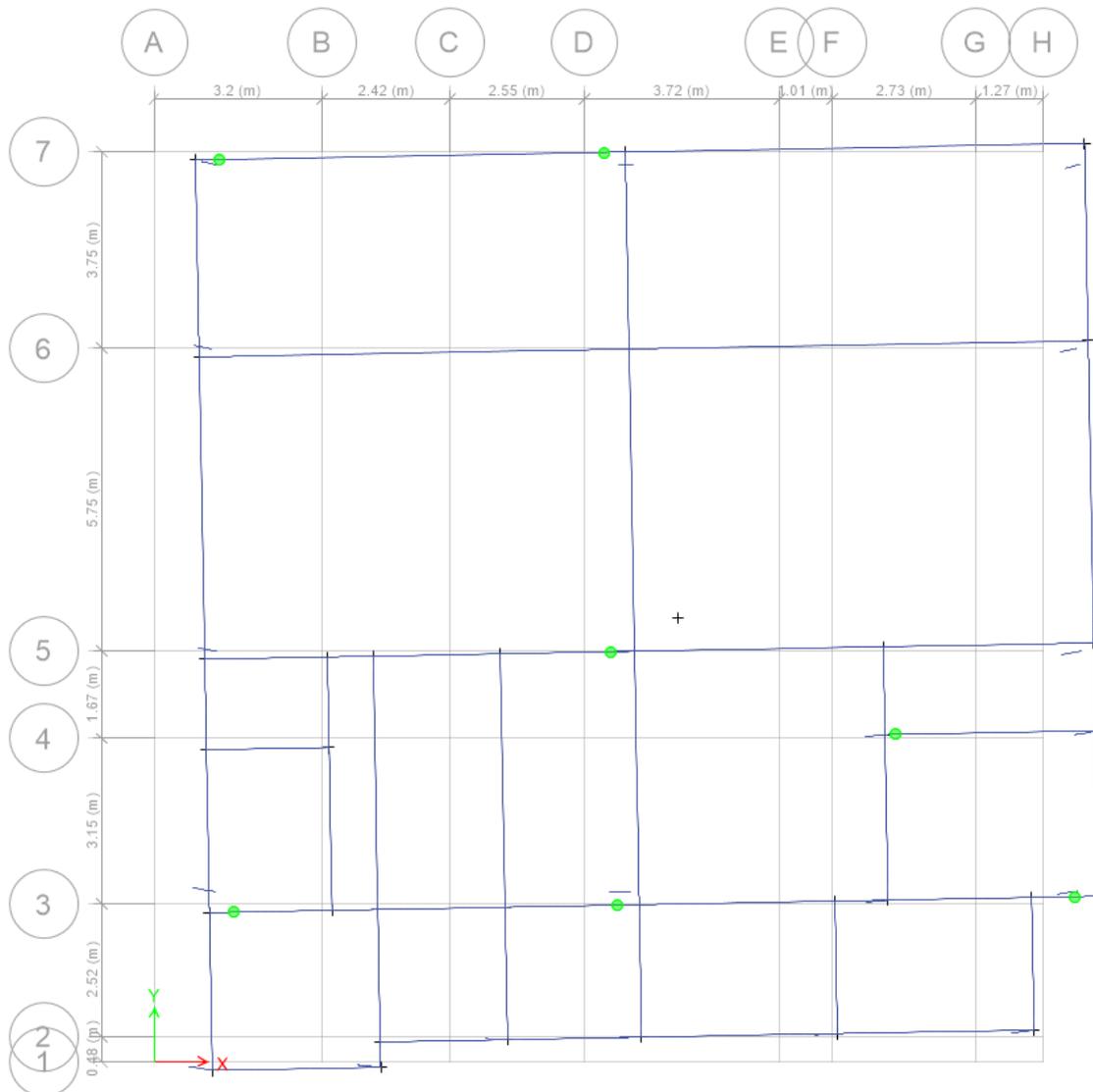
*Figura 23.* Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo de diseño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 24.* Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

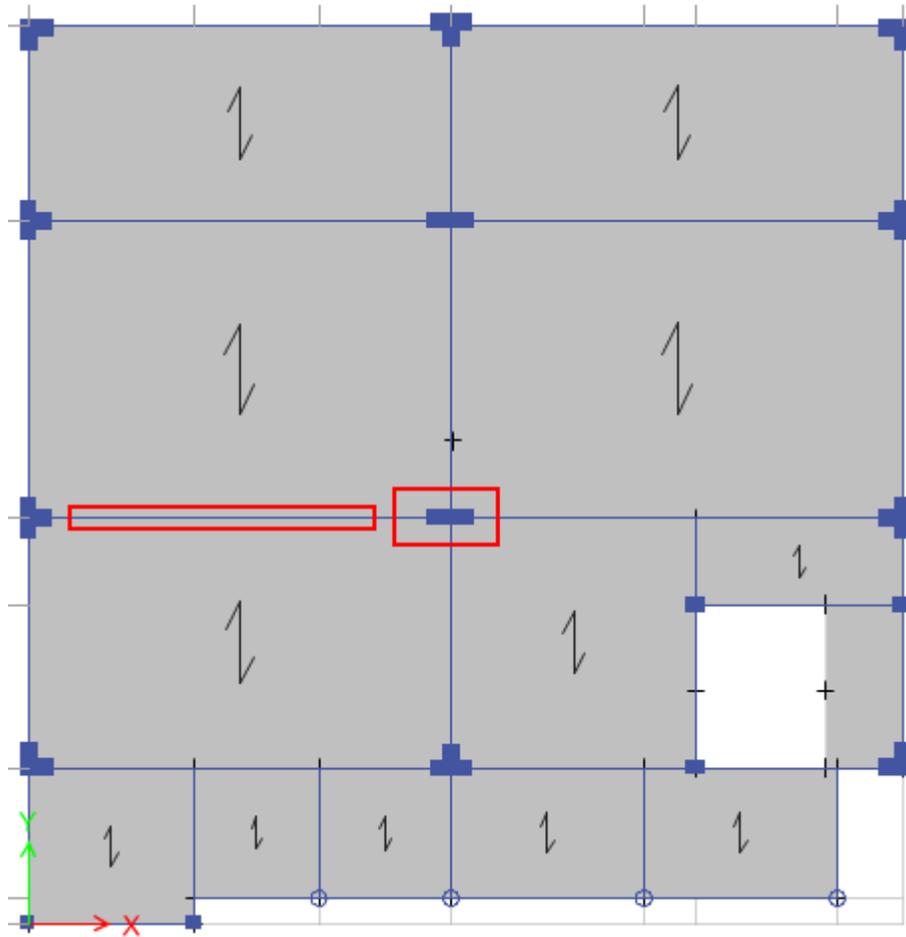
Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 25.* Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se observa que hay varias vigas y columnas en la dirección XX que han ingresado en el rango inelástico. Se procede a revisar en qué estado se encuentra la viga y columnas más esforzada mostrada en la siguiente figura.



*Figura 26. Viga y columna más esforzada para sismo de diseño en la dirección XX para ser analizada.*

*Fuente: Elaborado por las investigadoras.*

Respecto a la viga de (30x70) se muestra su diagrama momento-rotación plástica, donde el punto de color gris muestra la fase en la que se encuentra para un sismo de diseño.

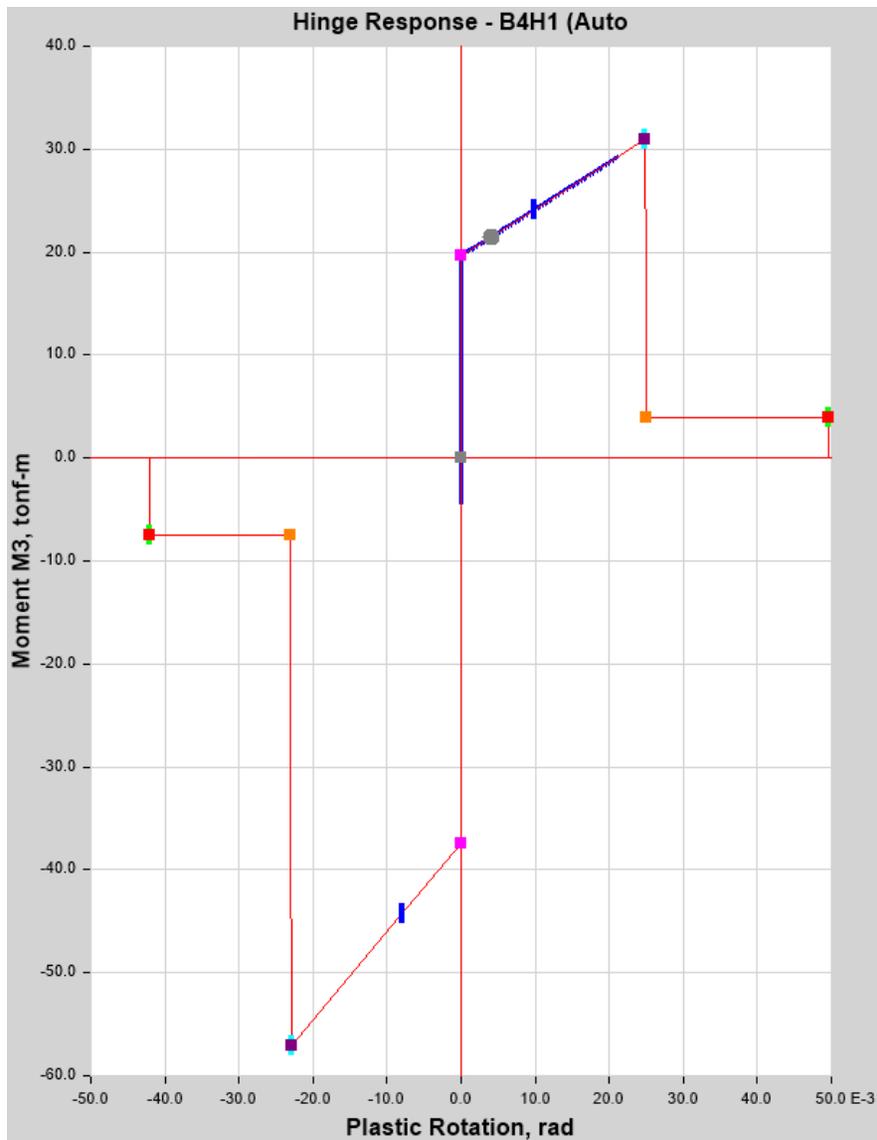


Figura 27. Viga más esforzada en la dirección XX para sismo de diseño, punto gris indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para el sismo de diseño se observa que no hay gran incursión en el rango inelástico.

Respecto a la columna rectangular de (30x90) se muestra su diagrama momento-rotación, donde el punto de color azul muestra la fase en la que se encuentra para un sismo de diseño.

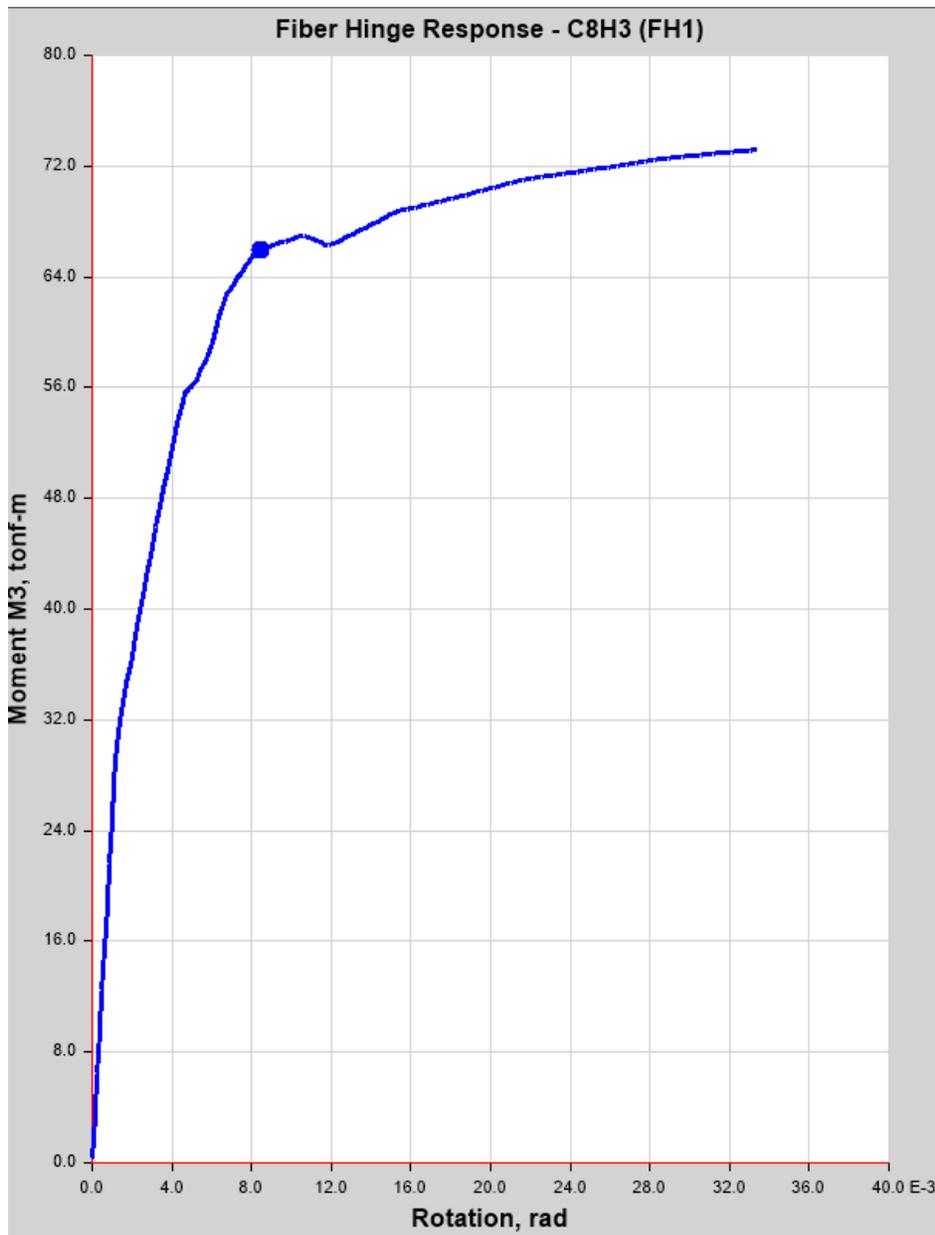


Figura 28. Columna más esforzada en la dirección XX para sismo de diseño, punto azul indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Dado que el elemento es un tipo fibra se puede observar el diagrama constitutivo para el concreto y acero de refuerzo. Se presenta el desempeño de la fibra de concreto más alejada a compresión, mostrada de color gris.

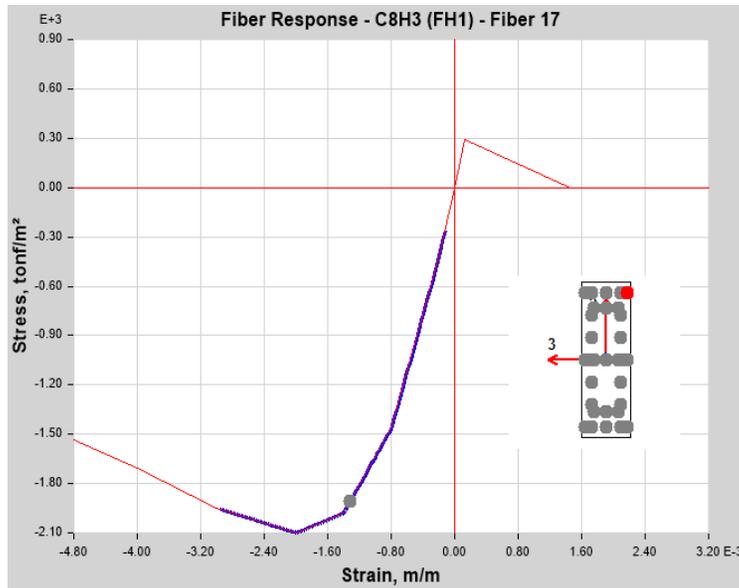


Figura 29. Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo de diseño.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de acero más alejada a compresión, mostrada de color gris.

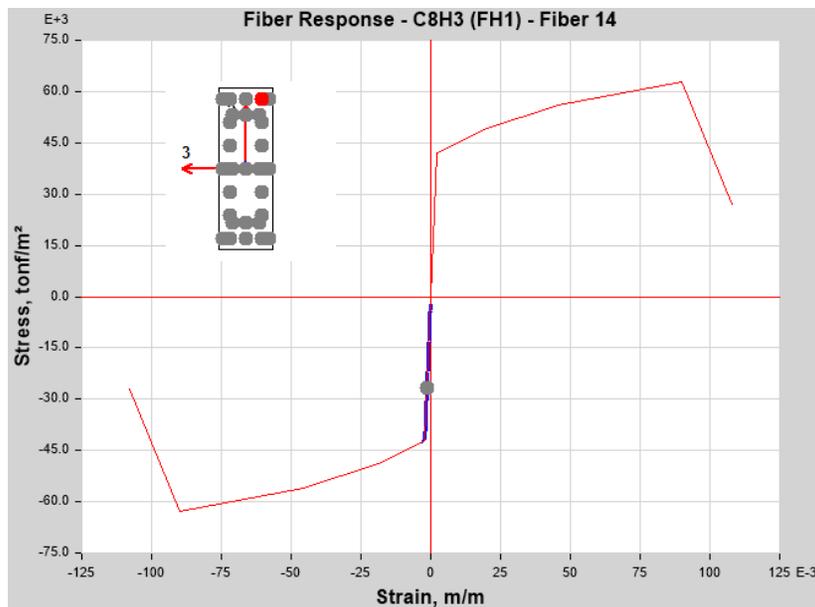


Figura 30. Fibra de acero más alejada a compresión para sismo de diseño.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de concreto y acero más alejada a tracción, mostrada de color gris.

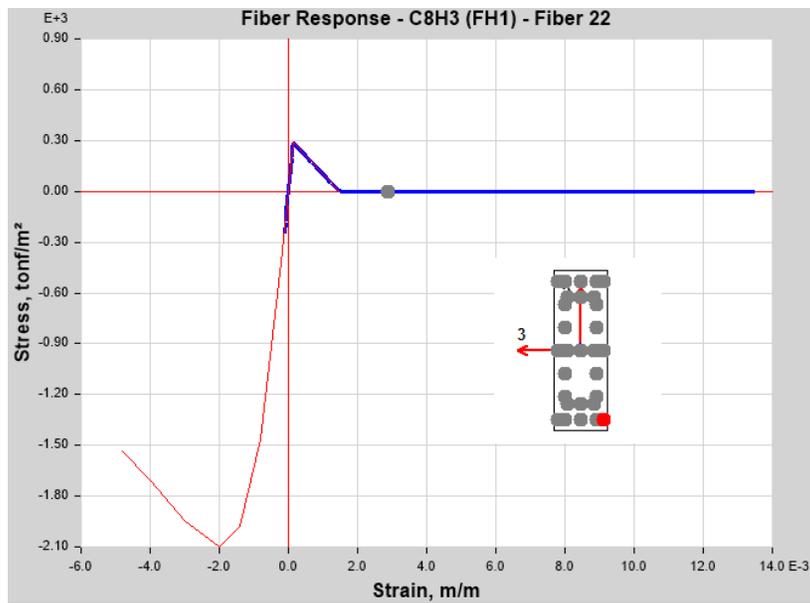


Figura 31. Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo de diseño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

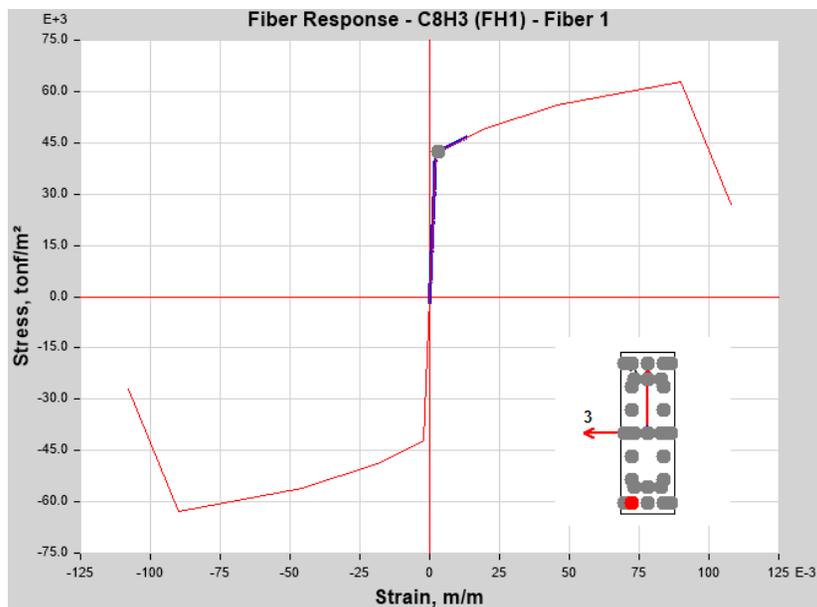
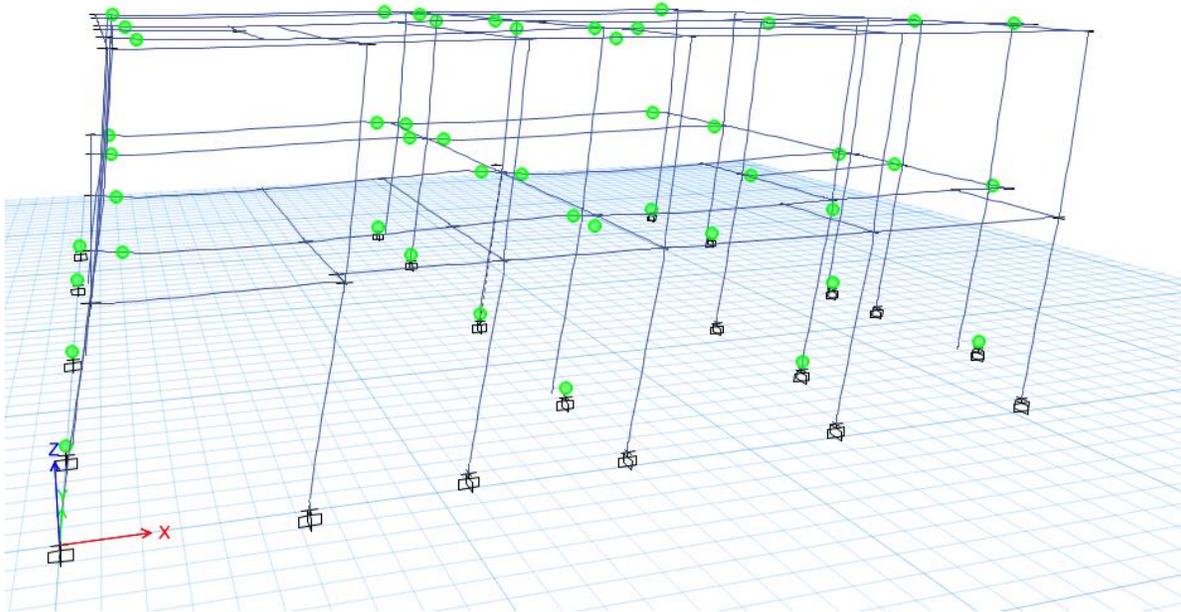


Figura 32. Fibra de acero más alejada a tracción para sismo de diseño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

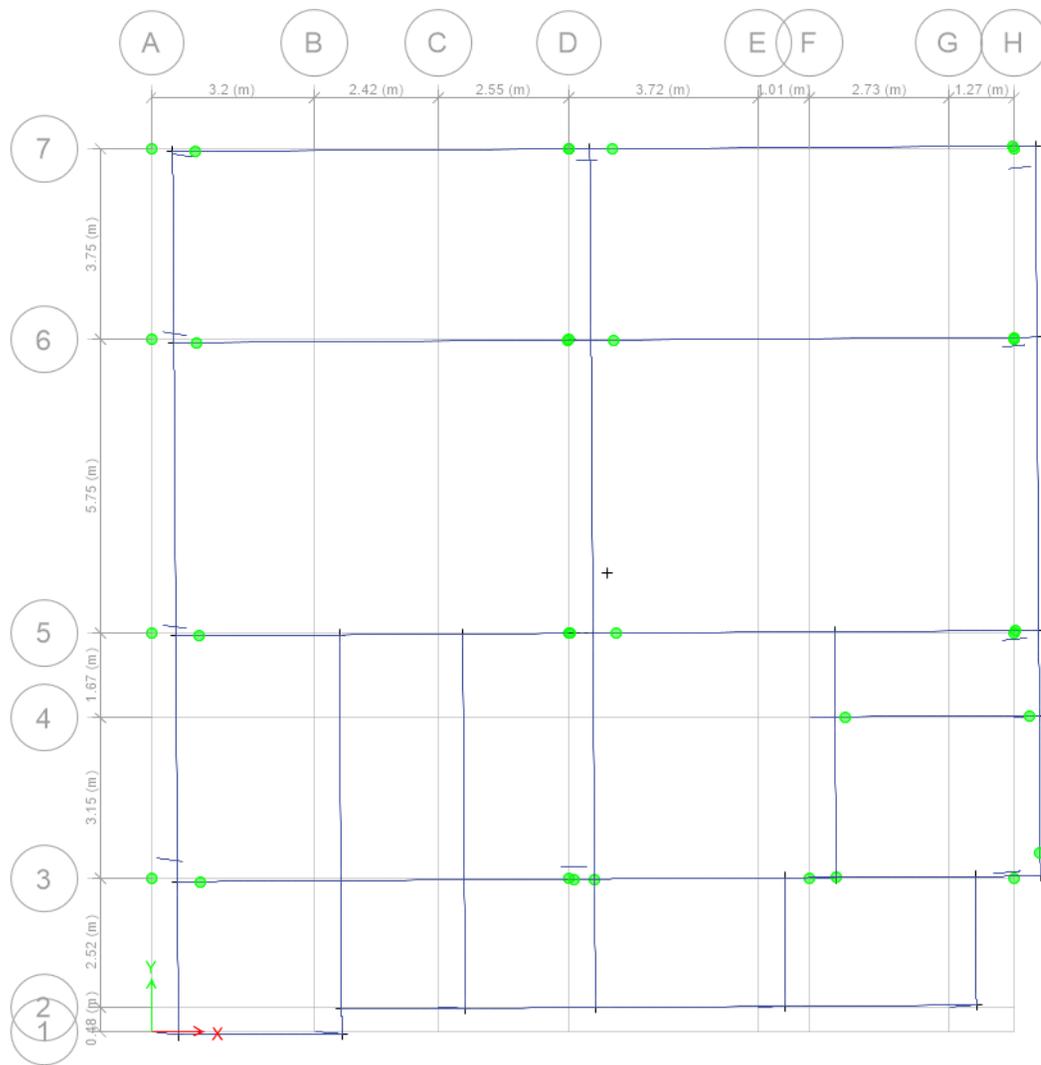
Se pueden observar que los diagramas constitutivos para el concreto y el acero están lejos de llegar al límite para el sismo de diseño.

### **Sismo máximo**



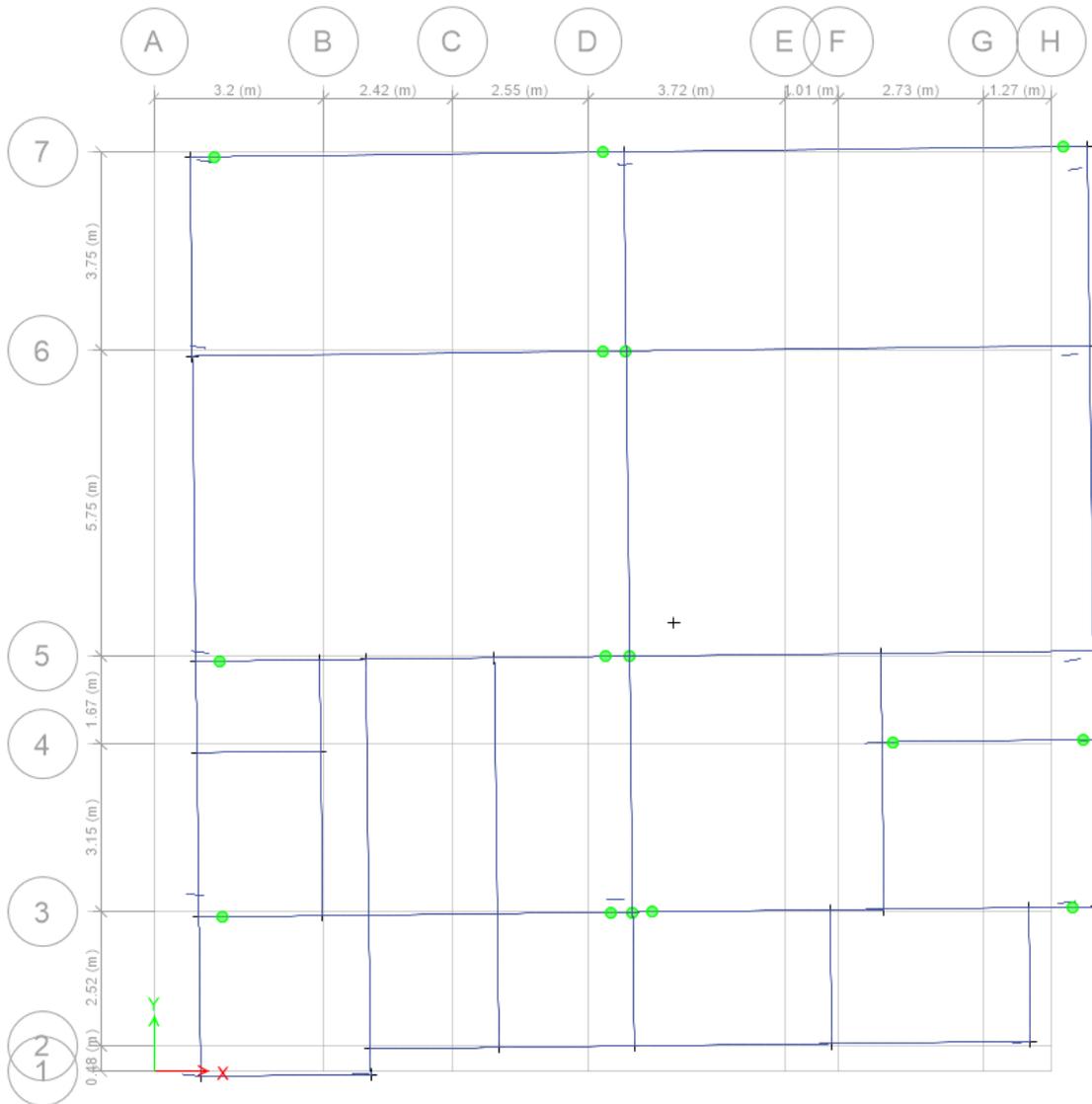
*Figura 33.* Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo máximo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 34.* Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

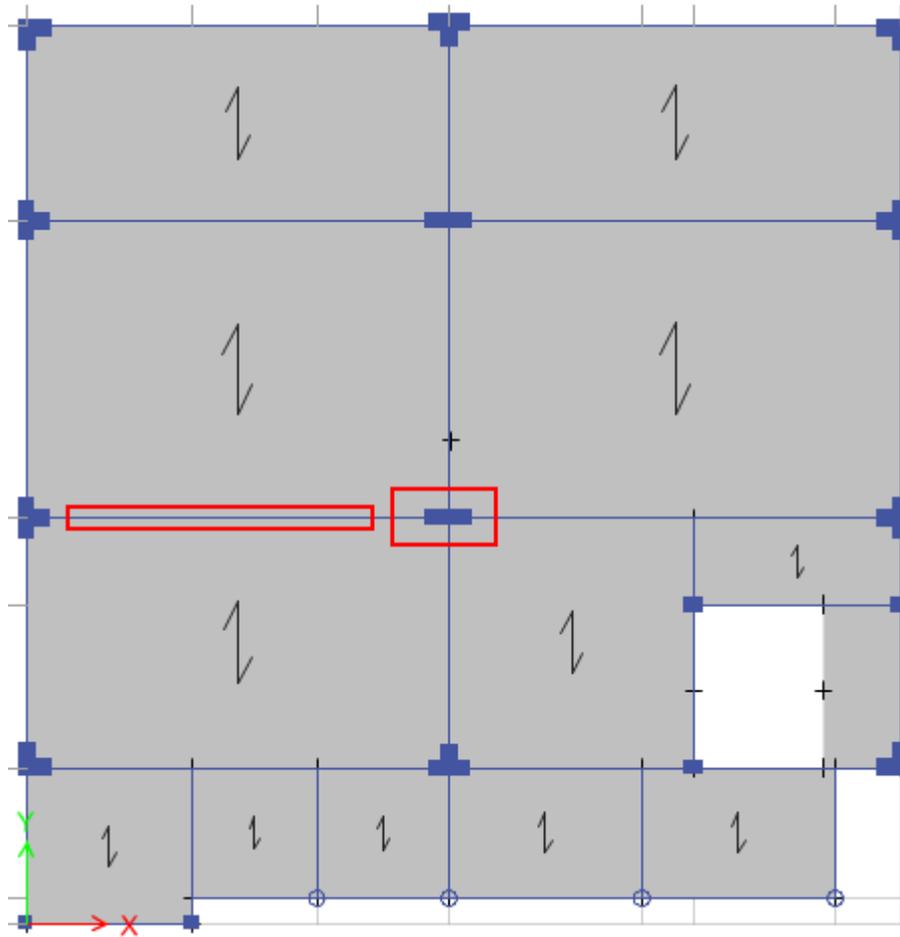
Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 35.* Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se observa que hay varias vigas y columnas en la dirección XX que han ingresado en el rango inelástico. Se procede a revisar en qué estado se encuentra la viga y columnas más esforzada mostrada en la siguiente figura:



*Figura 36.* Viga y columna más esforzada para sismo máximo en la dirección XX para ser analizada.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Respecto a la viga de (30x70) se muestra su diagrama momento-rotación plástica, donde el punto de color gris muestra la fase en la que se encuentra para un sismo máximo.

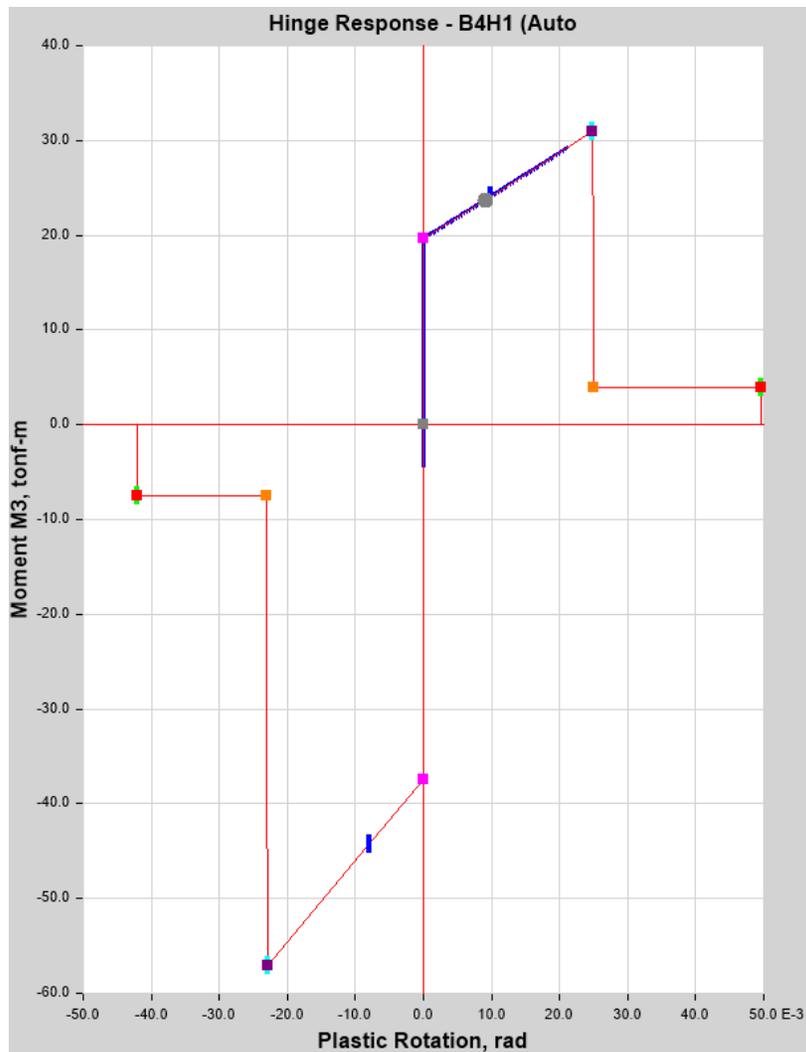


Figura 37. Viga más esforzada en la dirección XX para sismo máximo, punto gris indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para el sismo máximo se observa que no hay gran incursión en el rango inelástico.

Respecto a la columna rectangular de (30x90) se muestra su diagrama momento-rotación, donde el punto de color azul muestra la fase en la que se encuentra para el sismo máximo.

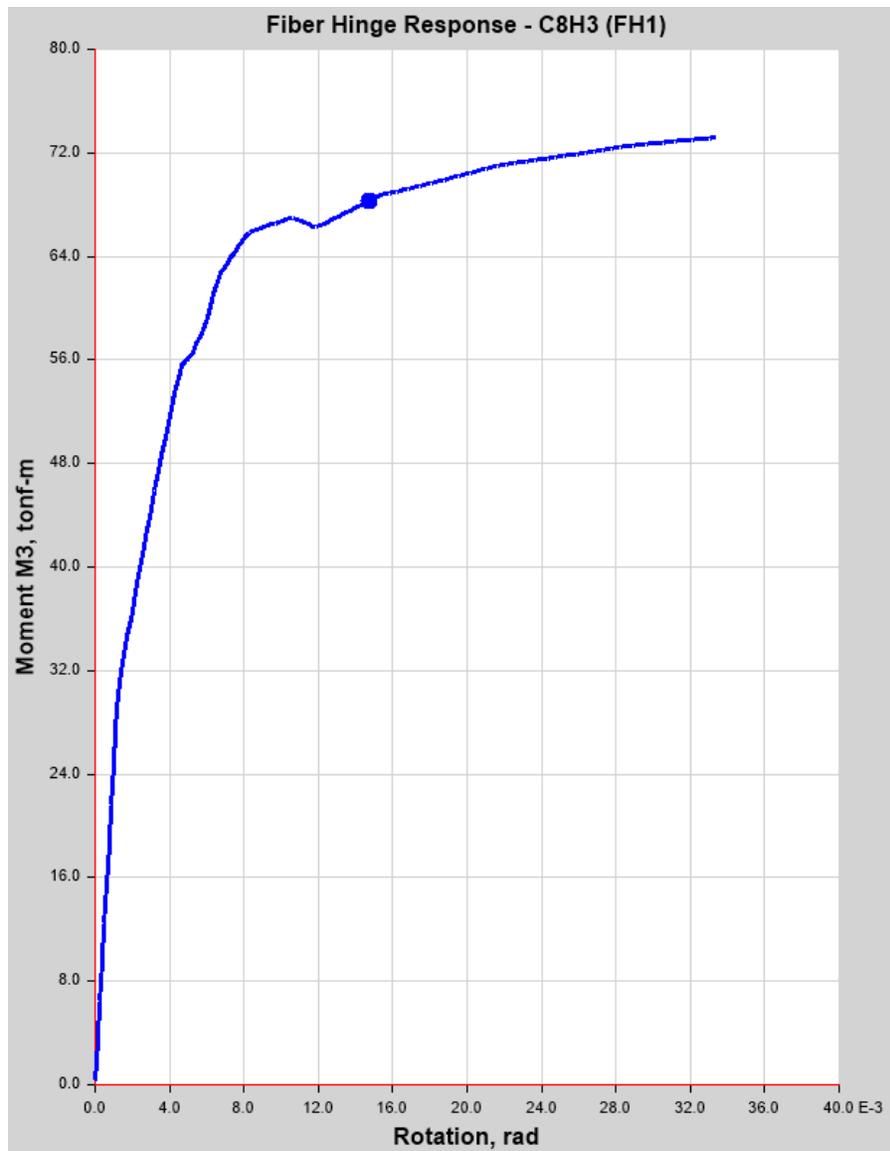


Figura 38. Columna más esforzada en la dirección XX para sismo máximo, punto azul indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Dado que el elemento es un tipo fibra se puede observar el diagrama constitutivo para el concreto y acero de refuerzo. Se presenta el desempeño de la fibra de concreto más alejada a compresión, mostrada de color gris.

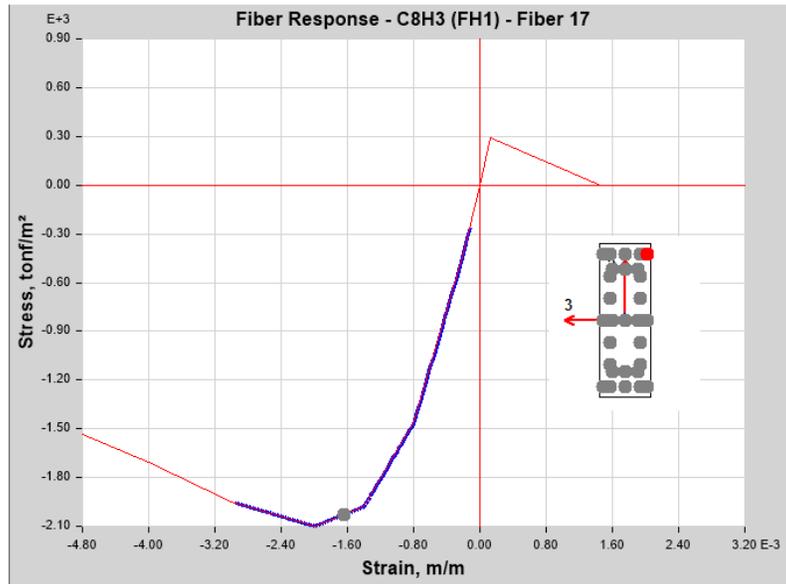


Figura 39. Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo máximo  
 Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de acero más alejada a compresión, mostrada de color gris:

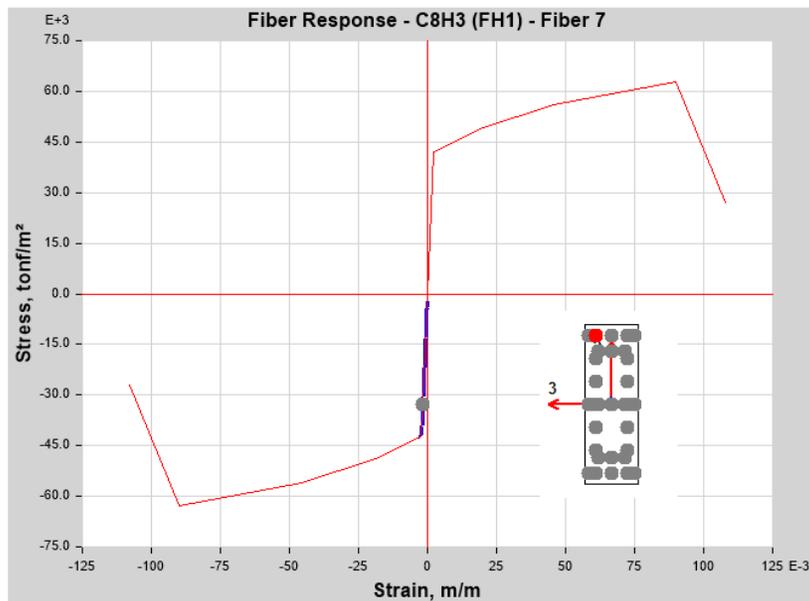


Figura 40. Fibra de acero más alejada a compresión para sismo máximo.  
 Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de concreto y acero más alejada a tracción, mostrada de color gris.

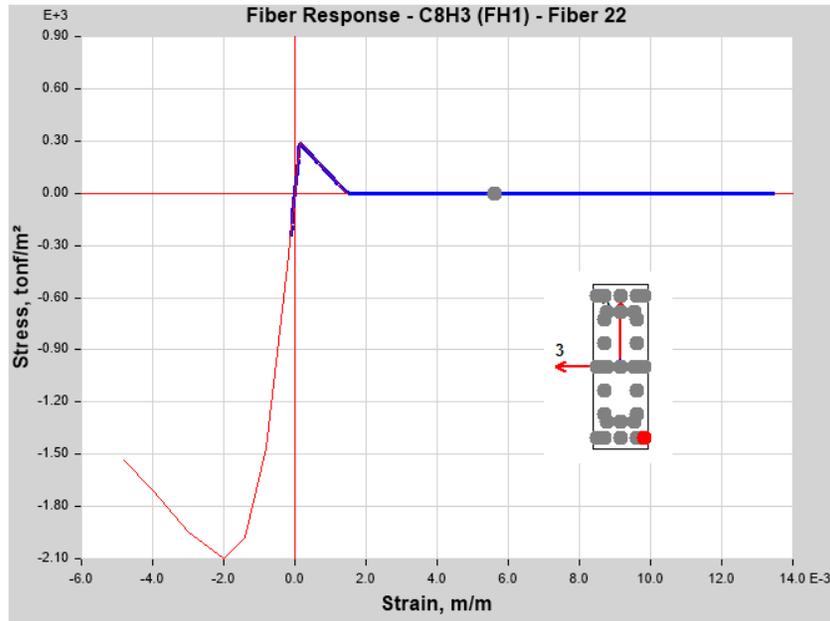


Figura 41. Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo máximo.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

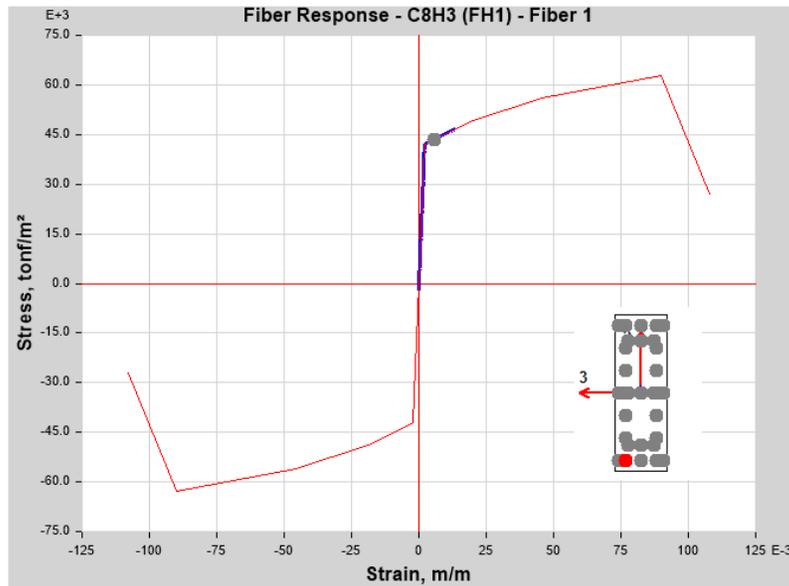
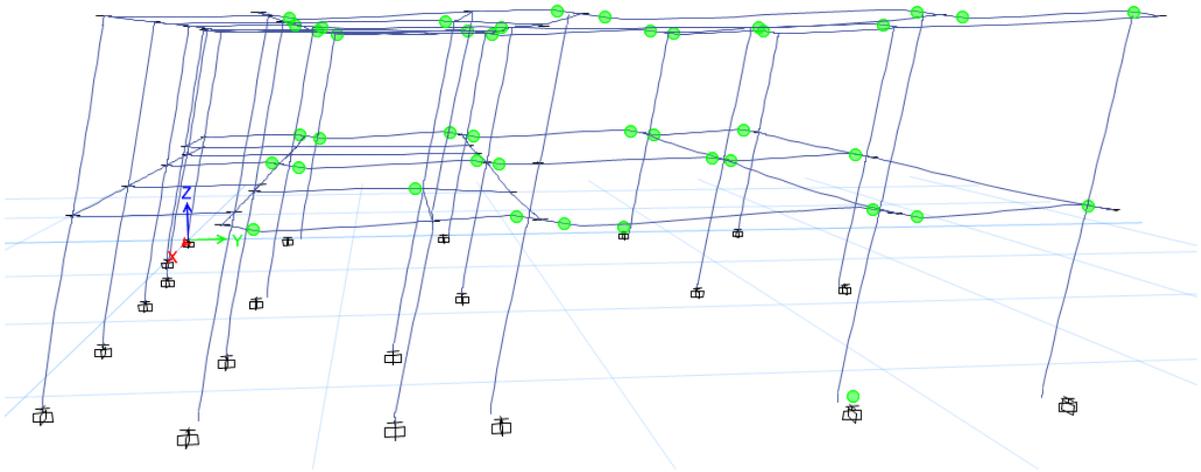


Figura 42. Fibra de acero más alejada a tracción para sismo máximo.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se pueden observar que los diagramas constitutivos para el concreto y el acero están lejos de llegar al límite para el sismo máximo.

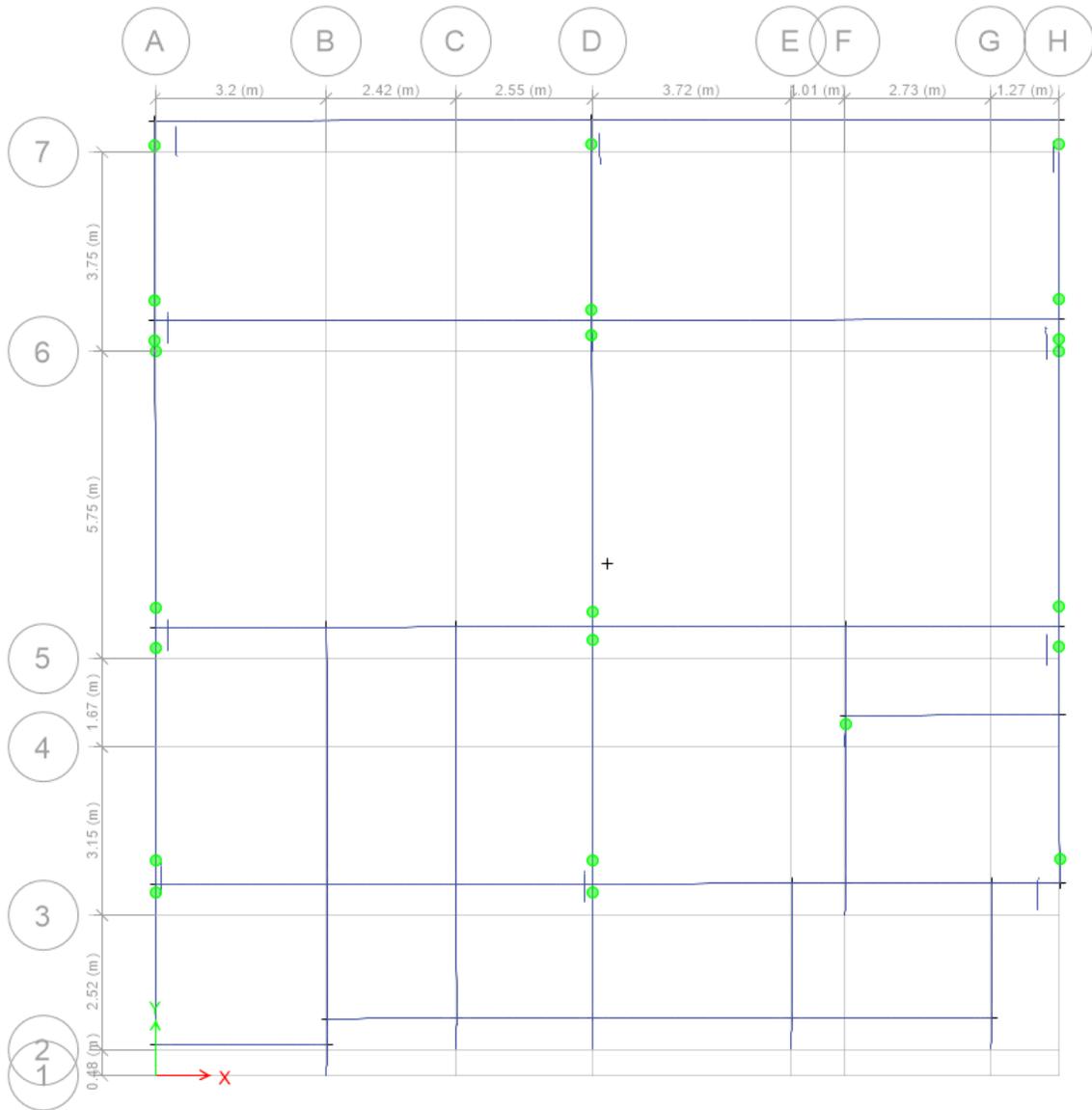
## ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LA DIRECCIÓN YY++

### Sismo de diseño



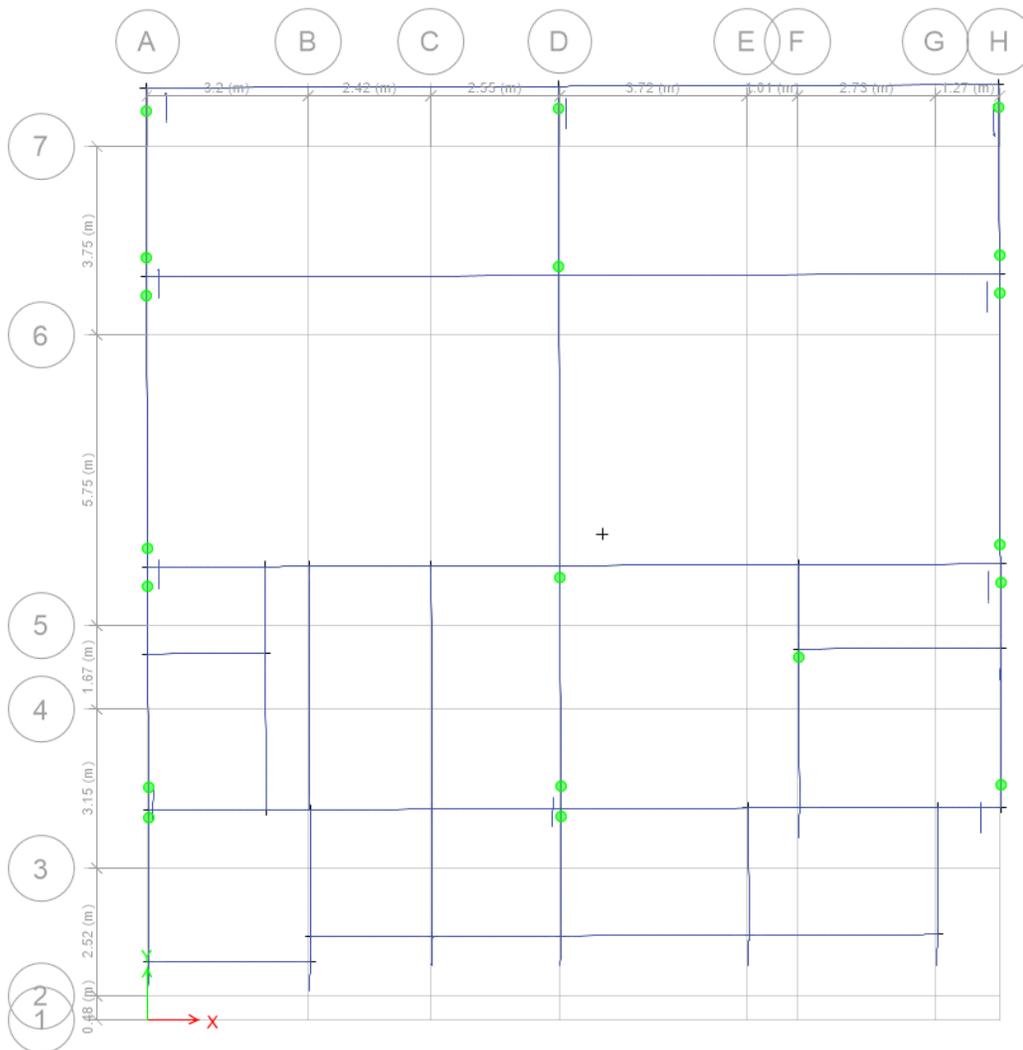
*Figura 43.* Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo de diseño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 44.* Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

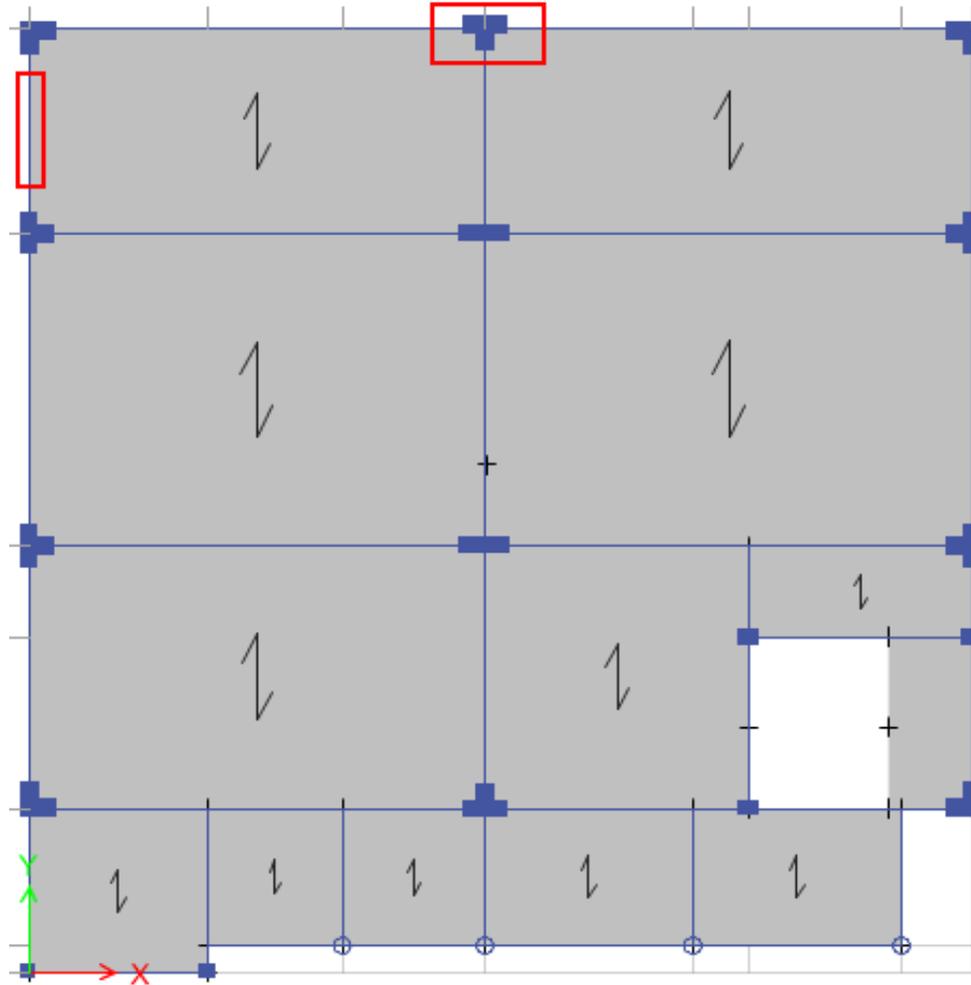
Fuente: Elaborado por las investigadoras.



**Figura 45.** Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se observa que hay varias vigas y columnas en la dirección YY que han ingresado en el rango inelástico. Se procede a revisar en qué estado se encuentra la viga y columnas más esforzada mostrada en la siguiente figura.



*Figura 46.* Viga y columna más esforzada para sismo de diseño en la dirección YY para ser analizada.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Respecto a la viga de (30x40) se muestra su diagrama momento-rotación plástica, donde el punto de color gris muestra la fase en la que se encuentra para un sismo de diseño.

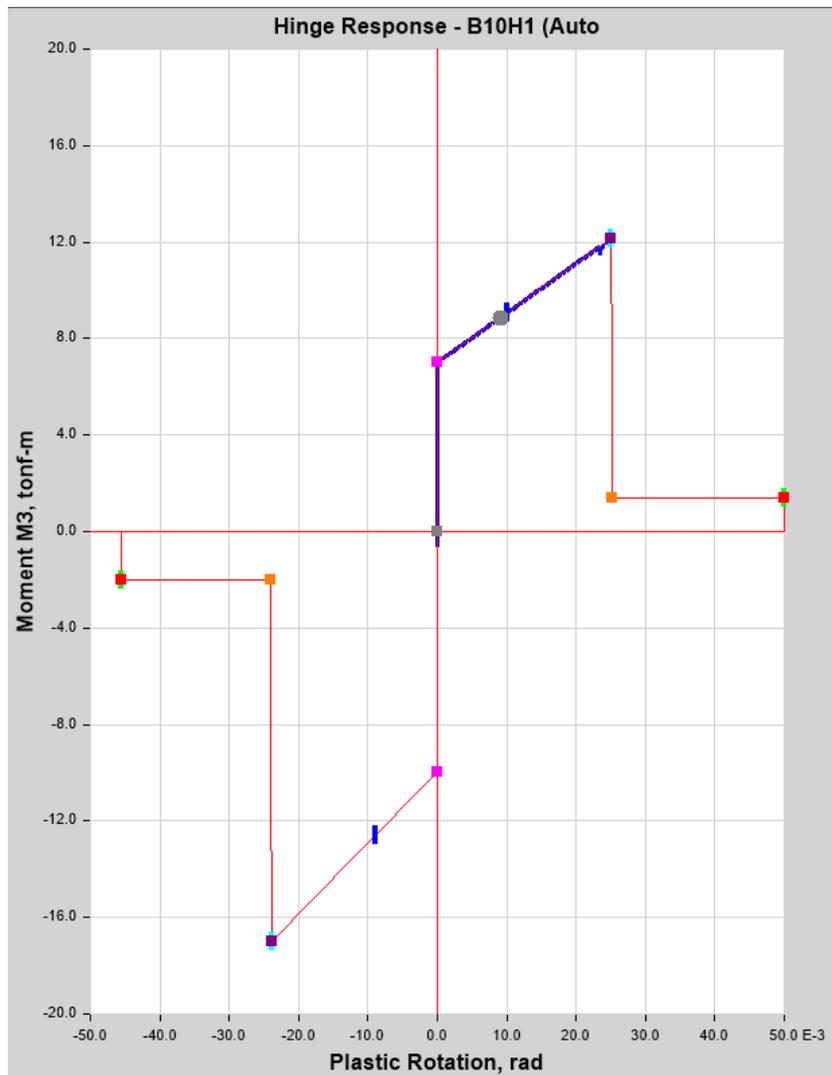


Figura 47. Viga más esforzada en la dirección YY para sismo de diseño, punto gris indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para el sismo de diseño se observa que no hay gran incursión en el rango inelástico.

Respecto a la columna en T de 75x60x30 se muestra su diagrama momento-rotación, donde el punto de color gris muestra la fase en la que se encuentra para un sismo de diseño.

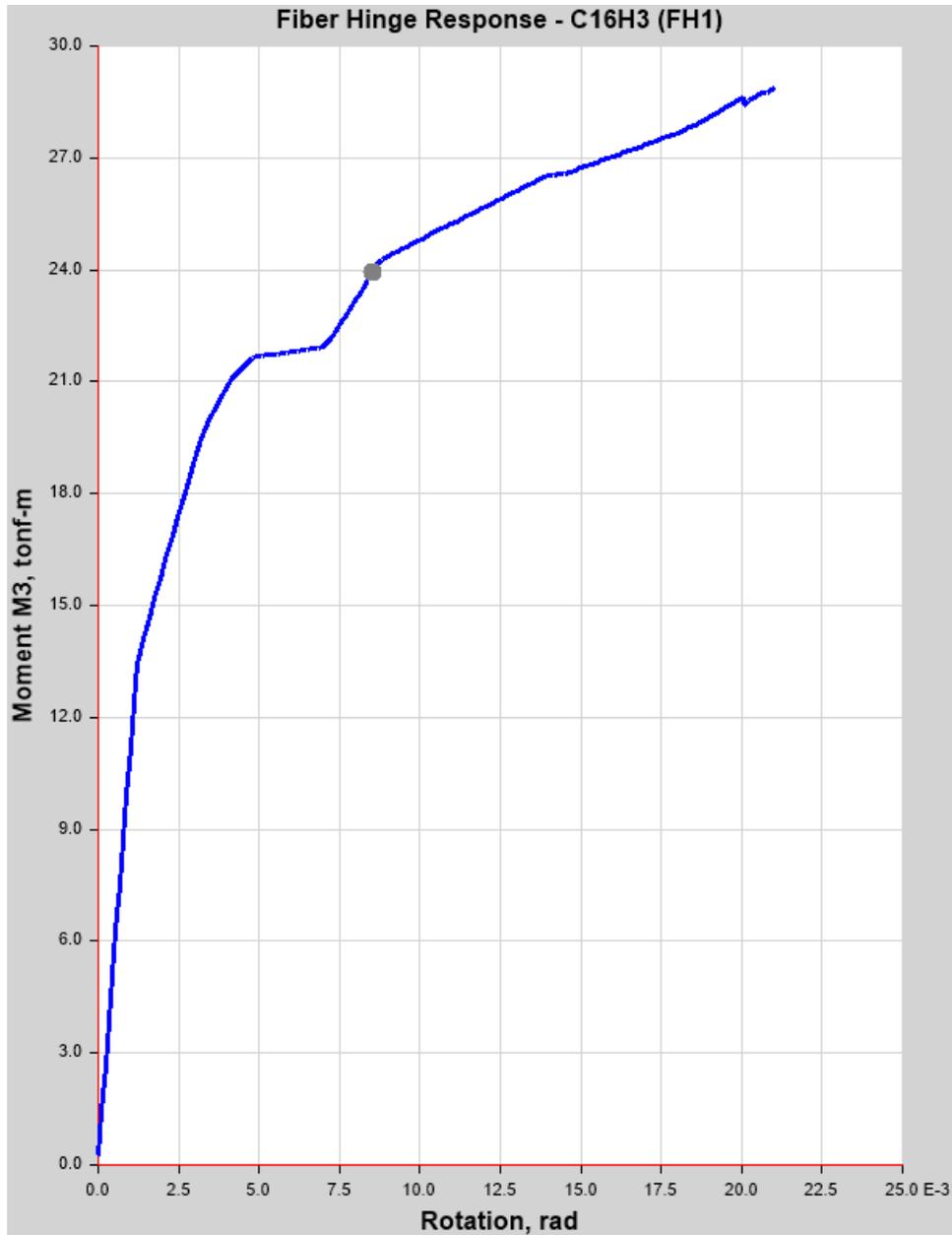


Figura 48. Columna más esforzada en la dirección YY para sismo de diseño, punto azul indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Dado que el elemento es un tipo fibra se puede observar el diagrama constitutivo para el concreto y acero de refuerzo. Se presenta el desempeño de la fibra de concreto más alejada a compresión, mostrada de color gris.

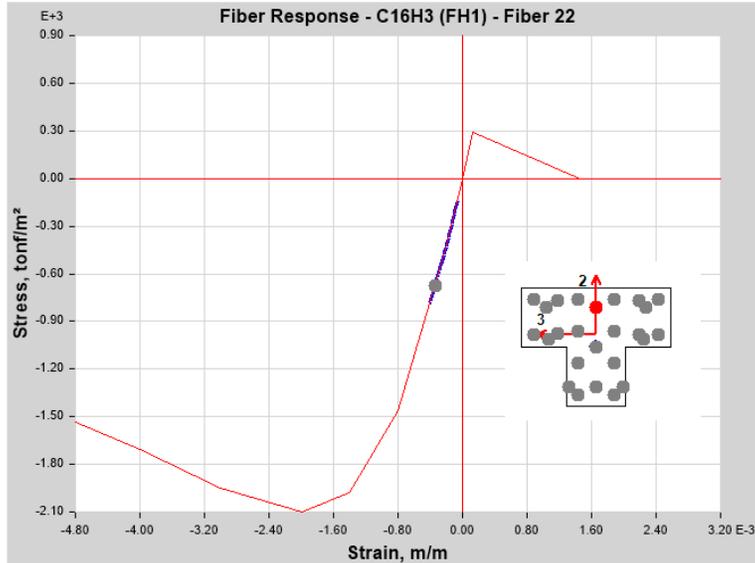


Figura 49. Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo de diseño.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de acero más alejada a compresión, mostrada de color gris.

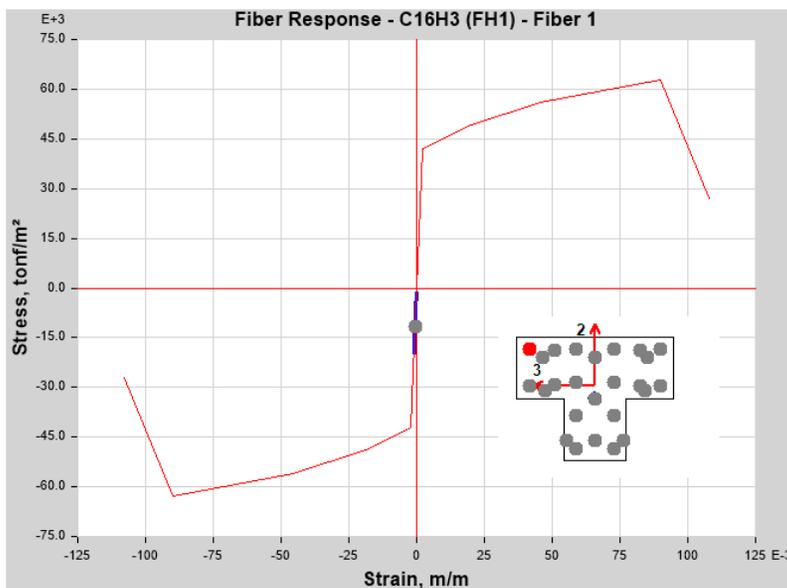


Figura 50. Fibra de acero más alejada a compresión para sismo de diseño.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de concreto y acero más alejada a tracción, mostrada de color gris:

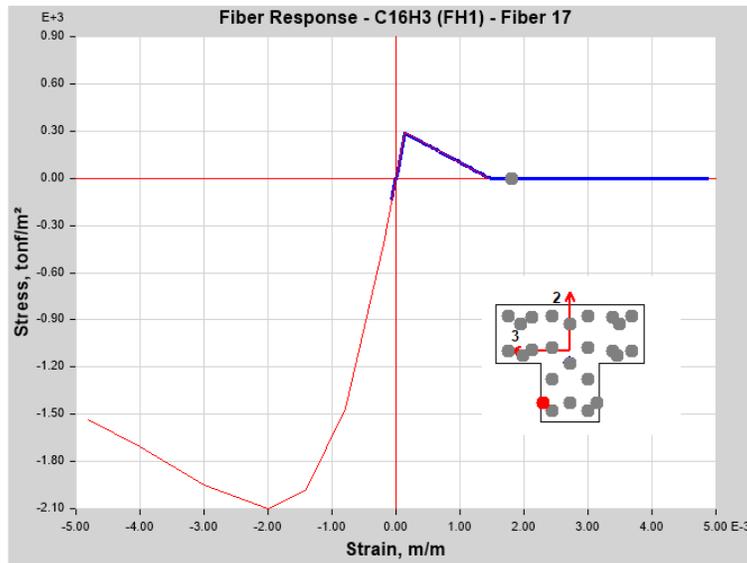


Figura 51. Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo de diseño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

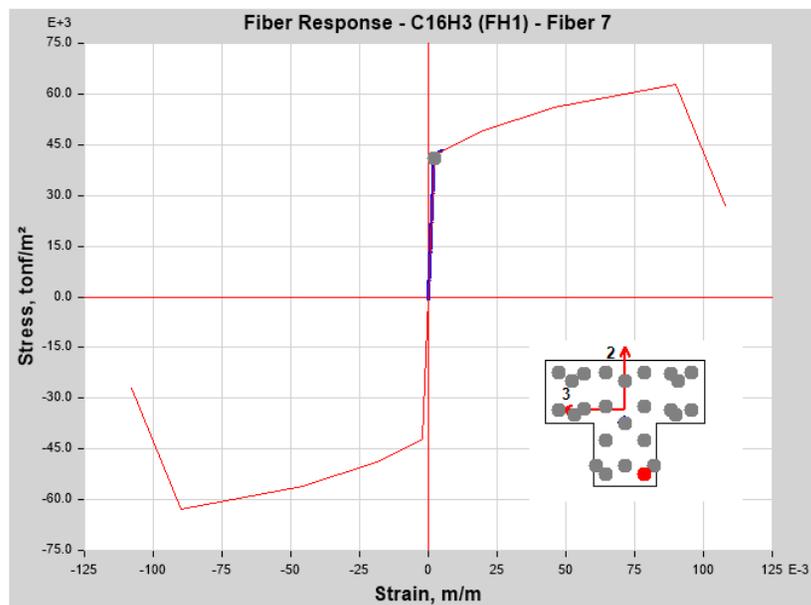
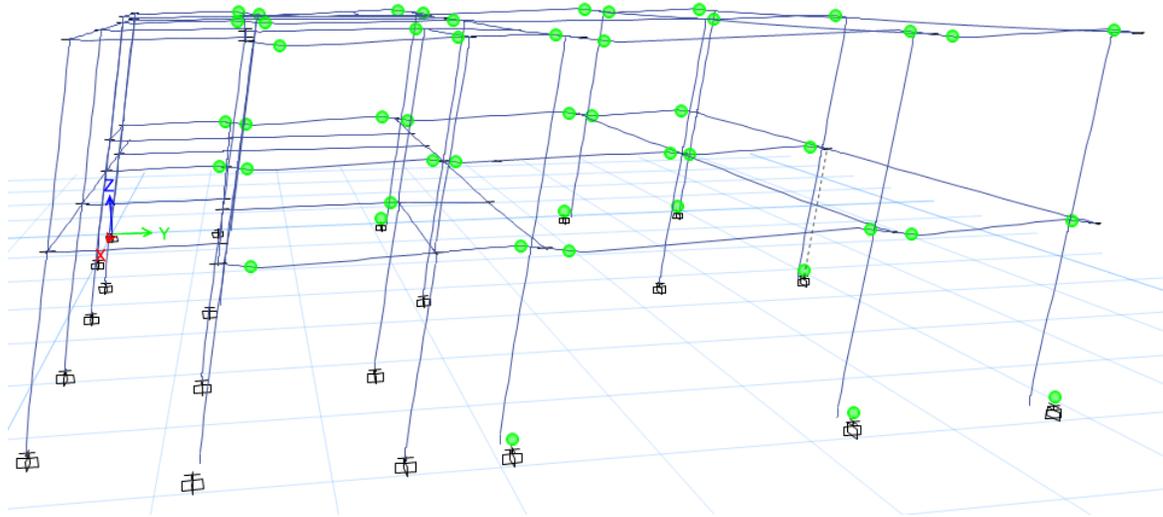


Figura 52. Fibra de acero más alejada a tracción para sismo de diseño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

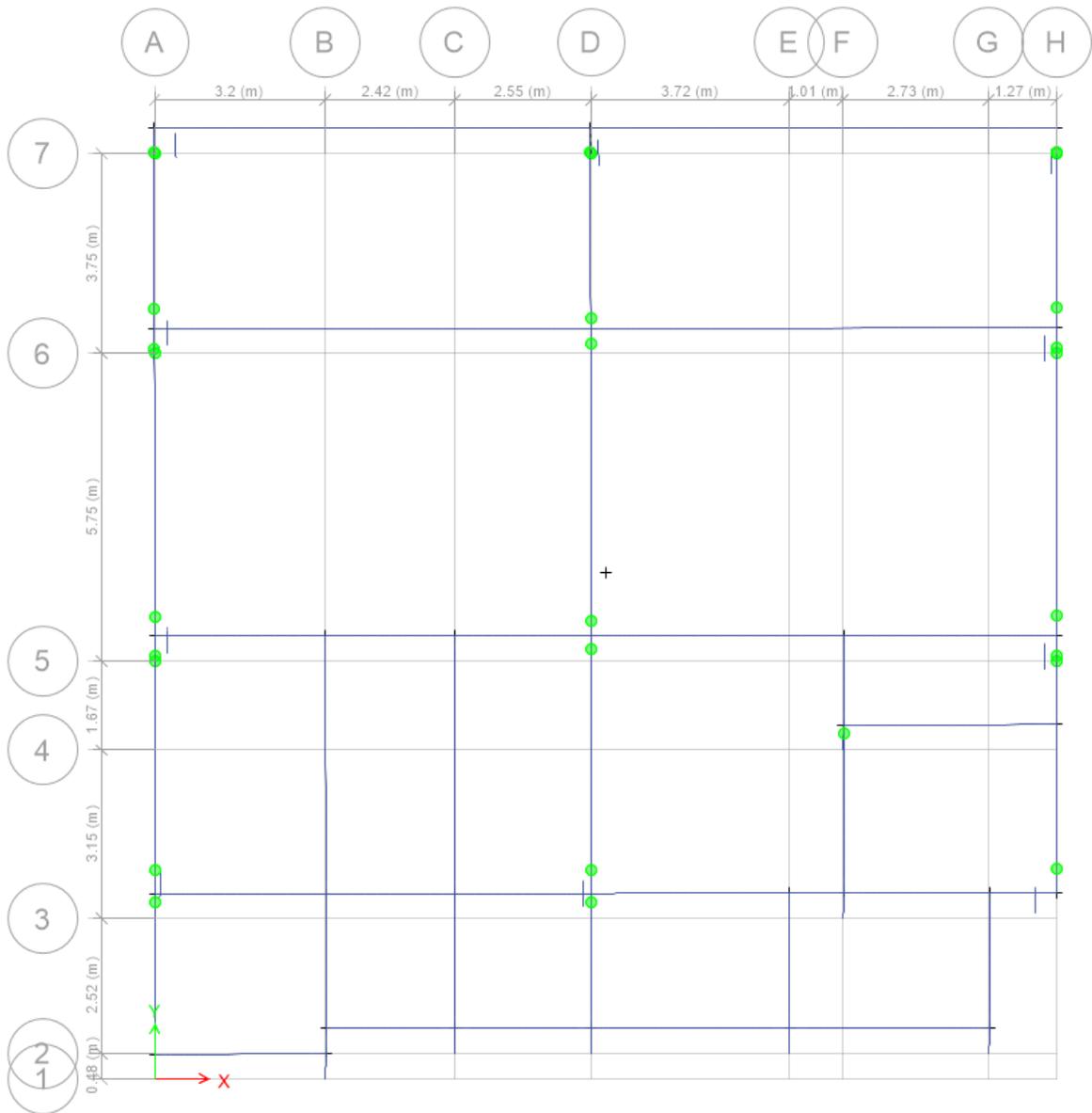
Se pueden observar que los diagramas constitutivos para el concreto y el acero están lejos de llegar al límite para el sismo de diseño.

### **Sismo máximo**



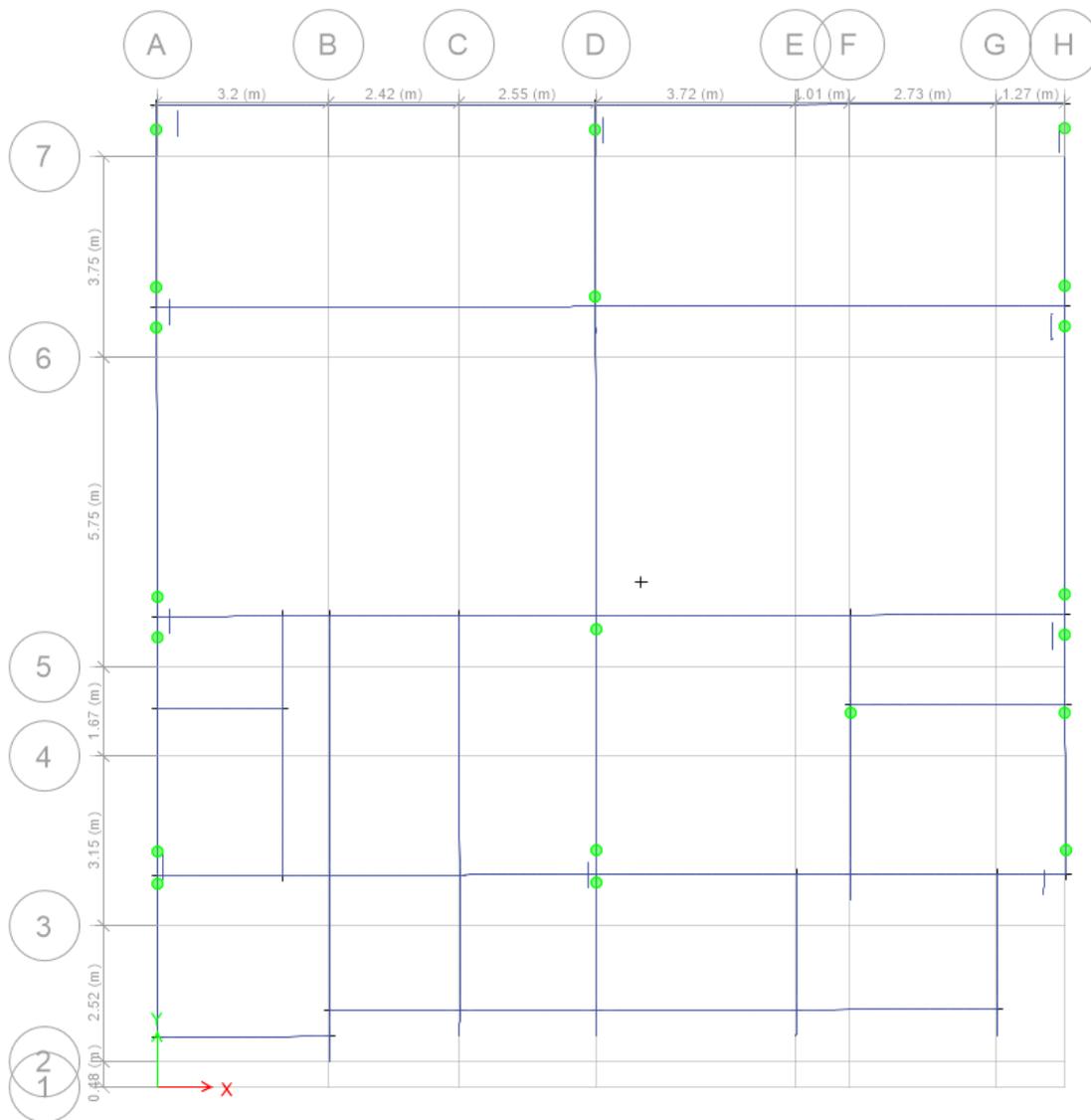
*Figura 53.* Ingreso al rango plástico de vigas y columnas para el desempeño según el sismo máximo

Fuente: Elaborado por las investigadoras.



*Figura 54.* Planta estructural del primer nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

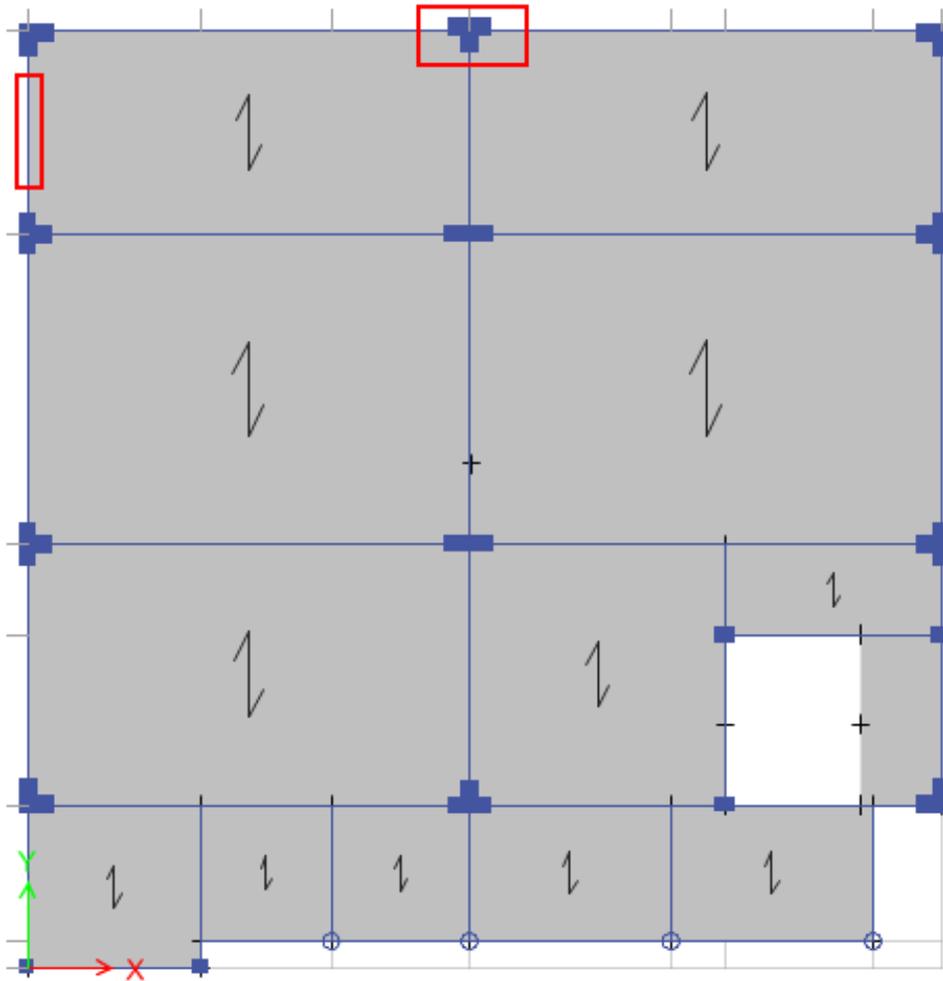
Fuente: Elaborado por las investigadoras.



**Figura 55.** Planta estructural del segundo nivel donde se muestra el ingreso al rango inelástico de vigas.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se observa que hay varias vigas y columnas en la dirección YY que han ingresado en el rango inelástico. Se procede a revisar en qué estado se encuentra la viga y columnas más esforzada mostrada en la siguiente figura.



*Figura 56.* Viga y columna más esforzada para sismo máximo en la dirección YY para ser analizada.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Respecto a la viga de (30x40) se muestra su diagrama momento-rotación plástica, donde el punto de color azul muestra la fase en la que se encuentra para un sismo máximo.

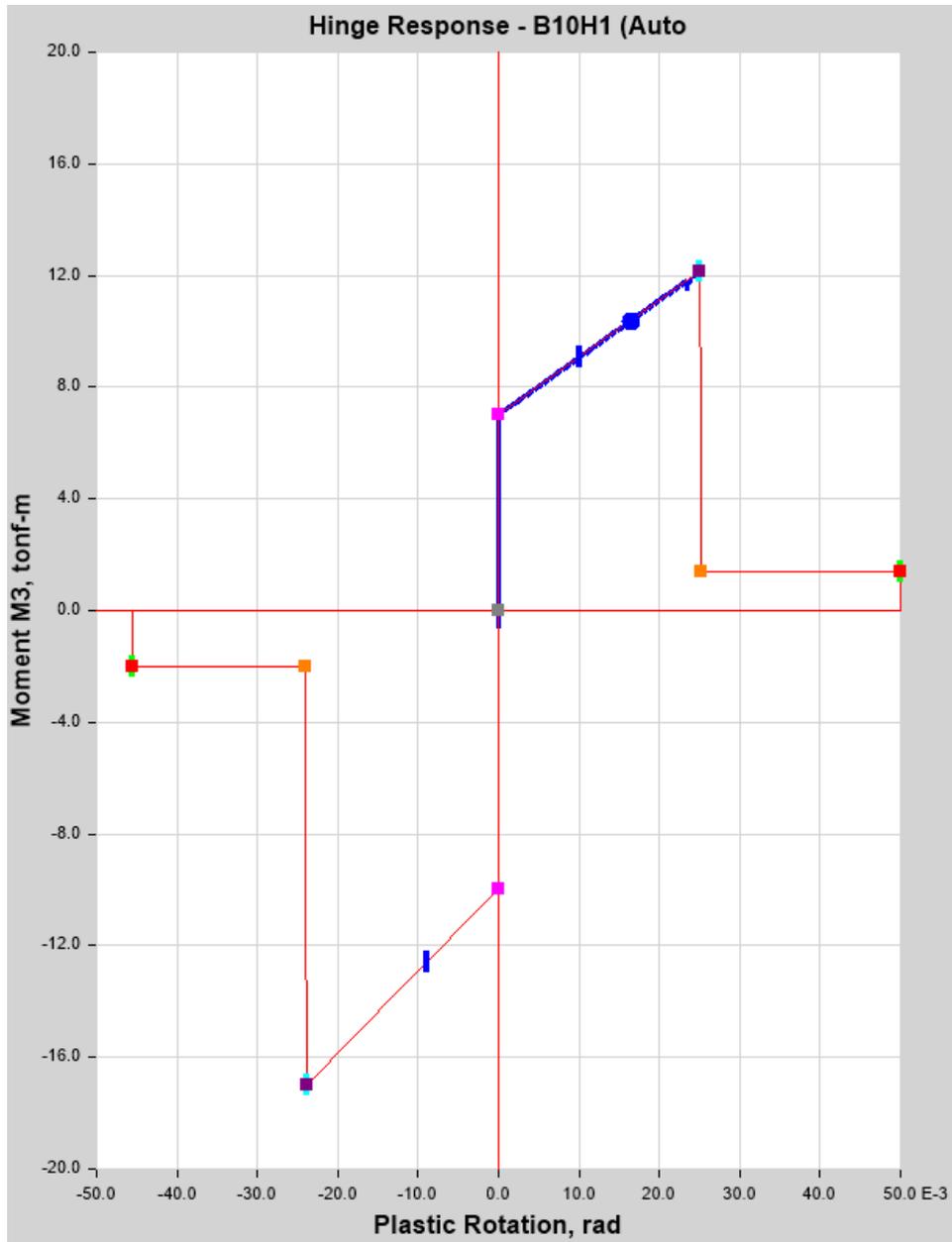
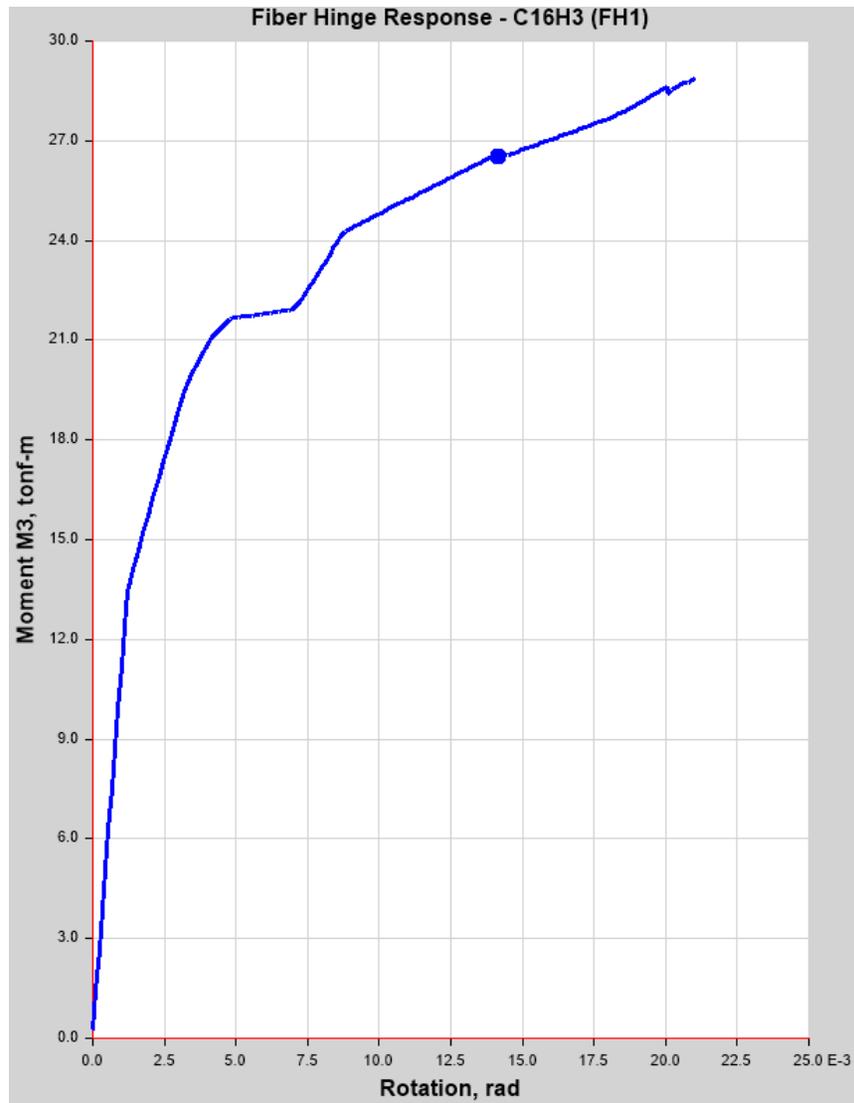


Figura 57. Viga más esforzada en la dirección YY para sismo máximo, punto gris indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Para el sismo máximo se observa que incursión en el rango inelástico de un 75% de su capacidad plástica.

Respecto a la columna "T" de 75x60x30 se muestra su diagrama momento-rotación, donde el punto de color azul muestra la fase en la que se encuentra para el sismo máximo.



*Figura 58.* Columna más esforzada en la dirección YY para sismo máximo, punto azul indica el desempeño.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Dado que el elemento es un tipo fibra se puede observar el diagrama constitutivo para el concreto y acero de refuerzo. Se presenta el desempeño de la fibra de concreto más alejada a compresión, mostrada de color gris.

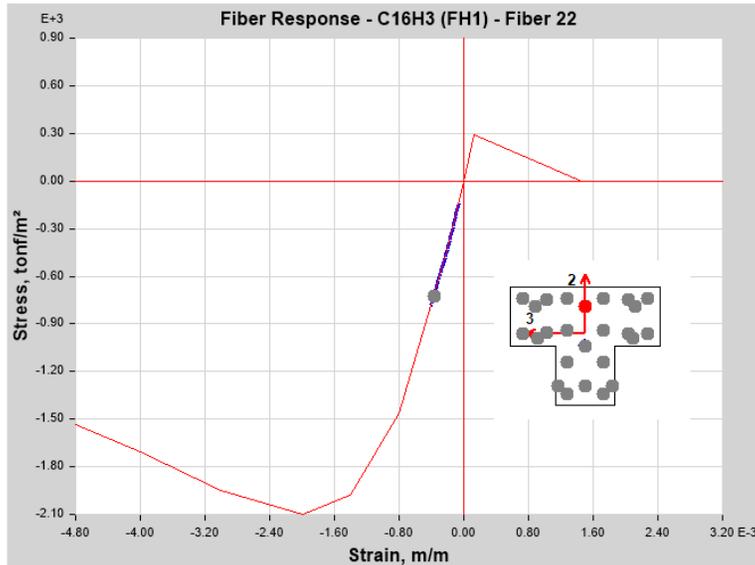


Figura 59. Fibra de concreto más alejada a compresión para sismo máximo.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de acero más alejada a compresión, mostrada de color gris.

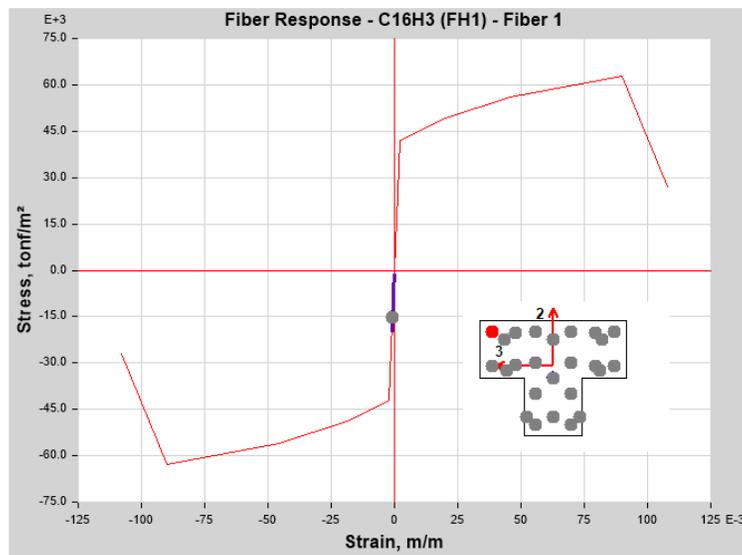


Figura 60. Fibra de acero más alejada a compresión para sismo máximo.  
Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se presenta el desempeño de la fibra de concreto y acero más alejada a tracción, mostrada de color gris:

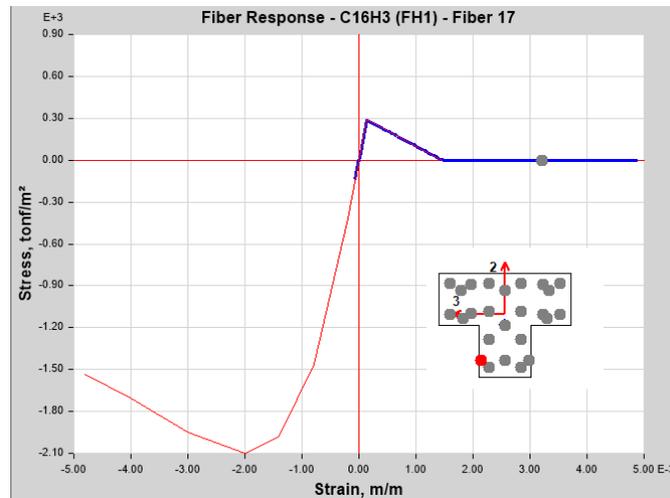


Figura 61. Fibra de concreto más alejada a tracción para sismo máximo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

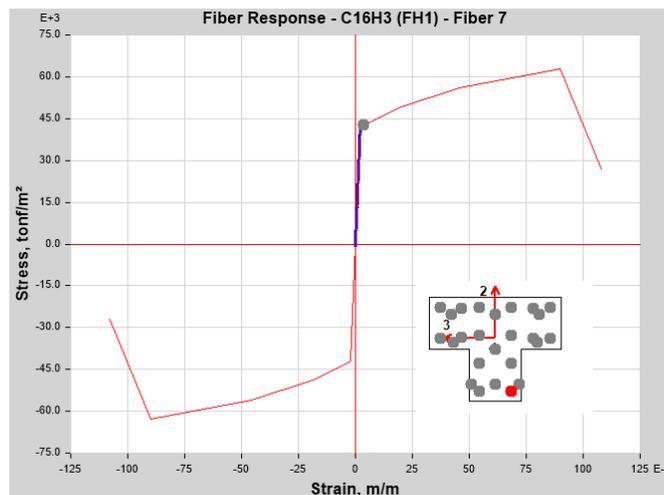


Figura 62. Fibra de acero más alejada a tracción para sismo máximo.

Fuente: Elaborado por las investigadoras.

Se pueden observar que los diagramas constitutivos para el concreto y el acero están lejos de llegar al límite para el sismo máximo.

---

**ANEXO 10. DOCUMENTACIÓN DEL ASCE/SEI**  
**41-17**

---

The seismic force on each flexible diaphragm shall be distributed along the span of that diaphragm, proportional to its displaced shape.

Diaphragms transferring horizontal forces from discontinuous vertical elements shall be taken as force controlled. Actions on other diaphragms shall be considered force or deformation controlled as specified for diaphragm components in Chapters 9 through 12.

**7.4.1.3.5 Distribution of Seismic Forces for Unreinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragms for LSP.** For unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms for which the fundamental period is calculated using Eq. (7-20), it shall be permitted to calculate and distribute the pseudolateral force as follows:

1. The period shall be calculated from Eq. (7-10) for each span of the building and at each level;
2. The pseudo seismic force for each span shall be calculated by Eq. (7-21);
3. The pseudo seismic forces calculated for all spans shall be applied and forces in the vertical seismic-force-resisting elements shall be calculated using tributary forces;
4. The diaphragm forces for evaluation of diaphragms shall be determined from the results of step 3 above and distributed along the diaphragm span considering its deflected shape; and
5. The diaphragm deflections shall not exceed 6 in. (152 mm) for this method of distribution of pseudo seismic force to be applicable.

**7.4.1.4 Damping for LSP.** For buildings analyzed using the linear static procedure, the response spectra shall be based on the damping specified in Section 7.2.3.6.

## 7.4.2 Linear Dynamic Procedure (LDP)

**7.4.2.1 Basis of the Procedure.** If the LDP is selected for seismic analysis of the building, the seismic forces, their distribution over the height of the building, and the corresponding internal forces and system displacements shall be determined using a linearly elastic, dynamic analysis in compliance with the requirements of this section.

Buildings shall be modeled with linearly elastic stiffness and equivalent viscous damping values consistent with components responding at or near yield level, as defined in Section 7.5.1. Modeling and analysis procedures to calculate forces and deformations shall be in accordance with Section 7.4.2.2.

Results of the LDP shall be checked using the acceptance criteria of Section 7.5.2.

### 7.4.2.2 Modeling and Analysis Considerations for LDP

**7.4.2.2.1 General.** The ground motion characterized for dynamic analysis shall comply with the requirements of Section 7.4.2.2.2. The dynamic analysis shall be performed using the response spectrum method in accordance with Section 7.4.2.2.3 or the response history method in accordance with Section 7.4.2.2.4.

**7.4.2.2.2 Ground Motion Characterization for LDP.** The horizontal ground motion shall be characterized by the requirements of Section 2.4 and shall be one of the following:

1. A response spectrum as specified in Section 2.4.1.7;
2. A site-specific response spectrum as specified in Section 2.4.2.1; or
3. Ground motion acceleration histories as specified in Section 2.4.3.

**7.4.2.2.3 Response Spectrum Method for LDP.** Dynamic analysis using the response spectrum method shall calculate peak modal responses for sufficient modes to capture at least 90% of the participating mass of the building in each of two orthogonal principal horizontal directions of the building.

Peak member forces, displacements, story forces, story shears, and base reactions for each mode of response shall be combined by either the square root sum of squares (SRSS) rule or the complete quadratic combination (CQC) rule.

Multidirectional seismic effects shall be considered in accordance with the requirements of Section 7.2.5.

**7.4.2.2.4 Linear Response History Method.** For the LDP, response history analysis shall be performed in accordance with the requirements for the nonlinear response history method specified in Section 7.4.4.2.3.

### 7.4.2.3 Determination of Forces and Deformations for LDP

**7.4.2.3.1 Modification of Demands for LDP.** All forces and deformations calculated using either the response spectrum or the response history method shall be multiplied by the product of the modification factors  $C_1$  and  $C_2$  defined in Section 7.4.1.3 and further modified to consider the effects of torsion in accordance with Section 7.2.3.2.

**7.4.2.3.2 Diaphragm Forces for LDP.** Diaphragms shall be evaluated or retrofitted to resist the combined effects of the seismic forces calculated by the LDP and the horizontal forces resulting from offsets in, or changes in stiffness of, the vertical seismic framing elements above and below the diaphragm. The seismic forces calculated by the LDP shall be taken as not less than 85% of the forces calculated using Eq. (7-26). Actions resulting from offsets in or changes in stiffness of the vertical seismic framing elements shall be taken as force controlled, unless smaller forces are justified by a rational analysis approved by the Authority Having Jurisdiction.

Diaphragms receiving horizontal forces from discontinuous vertical elements shall be taken as force controlled. Actions on other diaphragms shall be considered force or deformation controlled as specified for diaphragm components in Chapters 9 through 12.

**7.4.2.4 Damping for LDP.** For buildings analyzed using the response spectrum method, modal damping ratios shall be determined in accordance with Section 7.2.3.6.

For buildings analyzed using the linear response history method, damping shall be modeled in accordance with the nonlinear dynamic procedures in Section 7.4.4.4. Target damping ratios shall be determined in accordance with Section 7.2.3.6.

## 7.4.3 Nonlinear Static Procedure (NSP)

**7.4.3.1 Basis of the Procedure.** If the NSP is selected for seismic analysis of the building, a mathematical model directly incorporating the nonlinear load-deformation characteristics of individual components of the building shall be subjected to monotonically increasing lateral loads representing inertia forces in an earthquake until a target displacement is exceeded. Mathematical modeling and analysis procedures shall comply with the requirements of Section 7.4.3.2. The target displacement shall be calculated by the procedure in Section 7.4.3.3.

### 7.4.3.2 Modeling and Analysis Considerations for NSP

**7.4.3.2.1 General Requirements for NSP.** Selection of a control node, selection of seismic force patterns, determination of the fundamental period, and application of the analysis procedure shall comply with the requirements of this section.

The relation between base shear force and lateral displacement of the control node shall be established for control node displacements ranging between 0 and 150% of the target displacement,  $\delta_t$ .

The component gravity loads shall be included in the mathematical model for combination with seismic forces as specified in Section 7.2.2. The seismic forces shall be applied in both the positive and negative directions, and the maximum seismic effects shall be used for analysis.

The analysis model shall be discretized to represent the force–deformation response of each component along its length to identify locations of inelastic action.

Primary and secondary components of seismic-force-resisting elements shall be included in the model, as specified in Section 7.2.3.3.

The force–displacement behavior of all components shall be explicitly included in the model using full backbone curves that include strength degradation and residual strength, if any.

The NSP shall be used in conjunction with the acceptance criteria of Sections 7.5.3.2.2 and 7.5.3.2.3.

**7.4.3.2.2 Control Node Displacement for NSP.** The control node shall be located at the center of mass at the roof of a building. For buildings with a penthouse, the floor of the penthouse shall be regarded as the level of the control node. The displacement of the control node in the mathematical model shall be calculated for the specified seismic forces.

**7.4.3.2.3 Lateral Load Distribution for NSP.** Lateral loads shall be applied to the mathematical model in proportion to the distribution of mass in the plane of each floor diaphragm. The vertical distribution of these forces shall be proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration.

**7.4.3.2.4 Idealized Force–Displacement Curve for NSP.** The nonlinear force–displacement relationship between base shear and displacement of the control node shall be replaced with an idealized relationship to calculate the effective lateral stiffness,  $K_e$ , and effective yield strength,  $V_y$ , of the building, as shown in Fig. 7-3.

The first line segment of the idealized force–displacement curve shall begin at the origin and have a slope equal to the effective lateral stiffness,  $K_e$ . The effective lateral stiffness,  $K_e$ , shall be taken as the secant stiffness calculated at a base shear force equal to 60% of the effective yield strength of the structure. The effective yield strength,  $V_y$ , shall not be taken as greater than the maximum base shear force at any point along the force–displacement curve.

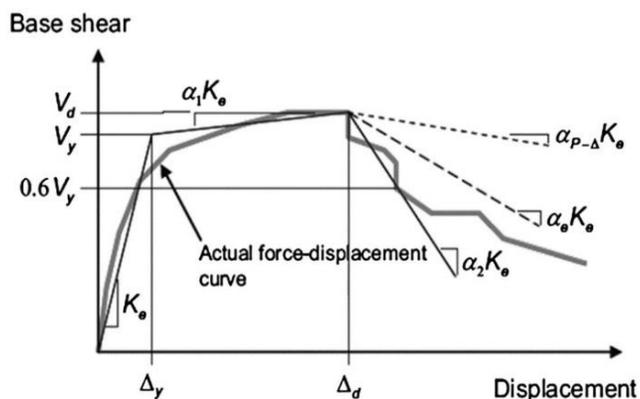


Figure 7-3. Idealized Force–Displacement Curves

The second line segment shall represent the positive post-yield slope ( $\alpha_1 K_e$ ), determined by a point ( $V_d, \Delta_d$ ) and a point at the intersection with the first line segment such that the areas above and below the actual curve are approximately balanced. ( $V_d, \Delta_d$ ) shall be a point on the actual force–displacement curve at the calculated target displacement, or at the displacement corresponding to the maximum base shear, whichever is least.

The third line segment shall represent the negative post-yield slope ( $\alpha_2 K_e$ ), determined by the point at the end of the positive post-yield slope ( $V_d, \Delta_d$ ) and the point at which the base shear degrades to 60% of the effective yield strength.

**7.4.3.2.5 Period Determination for NSP.** The effective fundamental period in the direction under consideration shall be based on the idealized force–displacement curve defined in Section 7.4.3.2.4. The effective fundamental period,  $T_e$ , shall be calculated in accordance with Eq. (7-27):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7-27)$$

where

$T_i$  = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;

$K_i$  = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and

$K_e$  = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

**7.4.3.2.6 Analysis of Mathematical Models for NSP.** Separate mathematical models representing the framing along two orthogonal axes of the building shall be developed for two-dimensional analysis. A mathematical model representing the framing along two orthogonal axes of the building shall be developed for three-dimensional analysis.

The effects of torsion shall be evaluated in accordance with Section 7.2.3.2.

Independent analysis along each of the two orthogonal principal axes of the building shall be permitted unless concurrent evaluation of multidirectional effects is required by Section 7.2.5.

### 7.4.3.3 Determination of Forces, Displacements, and Deformations for NSP

**7.4.3.3.1 General Requirements for NSP.** For buildings with rigid diaphragms at each floor level, the target displacement,  $\delta_t$ , shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) or by an approved procedure that accounts for the nonlinear response of the building.

For buildings with nonrigid diaphragms at each floor level, diaphragm flexibility shall be explicitly included in the model. The target displacement shall be calculated as specified for rigid diaphragms, except that it shall be amplified by the ratio of the maximum displacement at any point on the roof to the displacement at the center of mass of the roof ( $\delta_{\max}/\delta_{cm}$ ).  $\delta_{\max}$  and  $\delta_{cm}$  shall be based on a response spectrum analysis of a three-dimensional model of the building. The target displacement so calculated shall be no less than that displacement given by Eq. (7-28). No line of vertical seismic framing shall be evaluated for displacements smaller than the target displacement.

Alternatively, for buildings with flexible diaphragms at each floor level, a target displacement shall be calculated for each line of vertical seismic framing. The target displacement for an individual line of vertical seismic framing shall be as specified

for buildings with rigid diaphragms, except that the masses shall be assigned to each line on the basis of tributary area.

Element forces and deformations corresponding to the control node displacement equaling or exceeding the target displacement shall comply with acceptance criteria of Section 7.5.3.

7.4.3.3.2 *Target Displacement for NSP.* The target displacement,  $\delta_t$ , at each floor level shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) and as specified in Section 7.4.3.3.1.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7-28)$$

where

$S_a$  = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Section 2.4.1 or 2.4.2;

$g$  = Acceleration of gravity;

$C_0$  = Modification factor to relate spectral displacement of an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system to the roof displacement of the building multiple-degree-of-freedom (MDOF) system calculated using one of the following procedures:

The first mode mass participation factor multiplied by the ordinate of the first mode shape at the control node;

The mass participation factor calculated using a shape vector corresponding to the deflected shape of the building at the target displacement multiplied by ordinate of the shape vector at the control node; or

The appropriate value from Table 7-5;

$C_1$  = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response calculated per Eq. 7-29. For periods less than 0.2 s,  $C_1$  need not be taken as greater than the value at  $T = 0.2$  s. For periods greater than 1.0 s,  $C_1 = 1.0$ .

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2} \quad (7-29)$$

where

$a$  = Site class factor:

= 130 for Site Class A or B;

= 90 for Site Class C;

**Table 7-5. Values for Modification Factor  $C_0$**

Number of Stories	Shear Buildings <sup>a</sup>		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

<sup>a</sup> Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

= 60 for Site Class D, E, or F;

$T_e$  = Effective fundamental period of the building in the direction under consideration, in seconds;

$\mu_{\text{strength}}$  = Ratio of elastic strength demand to yield strength coefficient calculated in accordance with Eq. (7-31).

Use of the NSP is not permitted where  $\mu_{\text{strength}}$  exceeds  $\mu_{\text{max}}$ , per Section 7.3.2.1; and

$C_2$  = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response calculated per Eq. 7-30. For periods greater than 0.7 s,  $C_2 = 1.0$ ;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

The strength ratio  $\mu_{\text{strength}}$  shall be calculated in accordance with Eq. (7-31):

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (7-31)$$

where  $S_a$  is defined above and

$V_y$  = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force–displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;

$W$  = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and

$C_m$  = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively,  $C_m$ , taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted.  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , is greater than 1.0 s.

For buildings with negative post-yield stiffness, the maximum strength ratio,  $\mu_{\text{max}}$ , shall be calculated in accordance with Eq. (7-32).

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (7-32)$$

where

$\Delta_d$  = Lesser of the target displacement,  $\delta_t$ , or displacement corresponding to the maximum base shear defined in Fig. 7-3;

$\Delta_y$  = Displacement at effective yield strength defined in Fig. 7-3;  $h = 1 + 0.15 \ln T_e$ ; and

$\alpha_e$  = Effective negative post-yield slope ratio defined in Eq. (7-33).

The effective negative post-yield slope ratio,  $\alpha_e$ , shall be calculated in accordance with Eq. (7-33):

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \quad (7-33)$$

where

$\alpha_2$  = Negative post-yield slope ratio defined in Fig. 7-3. This ratio includes P- $\Delta$  effects, in-cycle degradation, and cyclic degradation;

$\alpha_{p-\Delta}$  = Negative slope ratio caused by P- $\Delta$  effects; and

$\lambda$  = Near-field effect factor:

= 0.8 if  $S_{X1} \geq 0.6$  for BSE-2N; and

= 0.2 if  $S_{X1} \leq 0.6$  for BSE-2N.

**7.4.3.3.3 Modification of Demands for NSP.** The target displacement shall be modified to consider the effects of torsion in accordance with Section 7.2.3.2.

**7.4.3.3.4 Diaphragms for NSP.** Diaphragms shall be evaluated or retrofitted to resist the combined effects of the horizontal forces resulting from offsets in, or changes in stiffness of, the vertical seismic framing elements above and below the diaphragm and the diaphragm forces determined using either Section 7.4.1.3.4 or Section 7.4.2.3.2.

**7.4.3.4 Damping for NSP.** For buildings analyzed using the nonlinear static procedure, the damping shall be in accordance with Section 7.2.3.6.

#### 7.4.4 Nonlinear Dynamic Procedure (NDP)

**7.4.4.1 Basis of the Procedure.** If the NDP is selected for seismic analysis of the building, a mathematical model directly incorporating the nonlinear load-deformation characteristics of individual components of the building shall be subjected to earthquake shaking represented by ground motion acceleration histories in accordance with Section 2.4.3 to obtain forces and displacements.

Calculated displacements and forces shall be compared directly with acceptance criteria specified in Section 7.5.3.

##### 7.4.4.2 Modeling and Analysis Considerations for NDP

**7.4.4.2.1 General Requirements for NDP.** The modeling and analysis requirements specified in Section 7.4.3.2 for the NSP shall apply to the NDP, excluding considerations of control node and target displacements.

**7.4.4.2.2 Ground Motion Characterization for NDP.** For the NDP, earthquake shaking shall be characterized by discretized recorded or synthetic earthquake records as base motion meeting the requirements of Section 2.4.3.

**7.4.4.2.3 Nonlinear Response History Method for NDP.** For the NDP, response history analysis shall be performed using horizontal ground motion acceleration histories prepared according to the requirements of Section 2.4.3.

If Ritz vector-based nonlinear response history analysis is adopted as the integration solution, the analysis shall include sufficient modes to capture at least 90% mass participation, the time step shall be sufficiently small to ensure convergence to a mathematically accurate solution, and sufficient vectors shall be included to capture accurately local dynamic response in the nonlinear elements.

Response parameters shall be calculated for each response history analysis. The number of analyses required, method of computing results, and treatment of concurrent effects shall be accounted for in accordance with Section 7.2.5.

**7.4.4.3 Determination of Forces and Deformations for NDP.** Dynamic analysis performed using the nonlinear response history method shall calculate building response at discrete time steps using discretized recorded or synthetic ground motion acceleration histories. Average component actions, included in forces and deformations, shall be determined as follows:

1. Where component response is independent of the direction of action, the average shall be calculated as the mathematical mean of the maximum absolute response from each response history analysis.
2. Where component response is dependent on the direction of action, the average response parameter shall be calculated independently for each direction and axis as the

mathematical means of the maximum positive and minimum negative response from each response history analysis.

**7.4.4.3.1 Modification of Demands for NDP.** The effects of torsion shall be considered in accordance with Section 7.2.3.2.

**7.4.4.3.2 Diaphragm Forces for NDP.** Diaphragms shall be evaluated or retrofitted to resist the effects of the seismic forces calculated by dynamic analysis, including the effects of the horizontal forces resulting from offsets in, or changes in stiffness of, the vertical seismic framing elements above and below the diaphragm.

**7.4.4.4 Damping for NDP.** Damping shall be modeled using Rayleigh damping or other rational methodology. Target equivalent elastic viscous damping ratios shall be determined in accordance with Section 7.2.3.6.

Where damping is implemented using mass and stiffness proportional methods, the target equivalent viscous damping ratios shall be applied such that the first translational mode in each direction, including expected period lengthening under nonlinear response, is damped by no more than the target equivalent viscous damping ratio and

1. The average equivalent viscous damping ratio, weighted by mass participation over the modes required to achieve 90% mass participation, shall not exceed the target equivalent viscous damping ratio; and
2. No more than eight times the first translational mode damping is provided in the highest translational mode required to achieve 90% mass participation, unless substantiated through analysis or test data.

## 7.5 ACCEPTANCE CRITERIA

**7.5.1 General Requirements.** The acceptability of force and deformation actions shall be evaluated for each component in accordance with the requirements of this section. Before selecting component acceptance criteria, each component shall be classified as primary or secondary in accordance with Section 7.5.1.1, and each action shall be classified as deformation controlled (ductile) or force controlled (nonductile) in accordance with Section 7.5.1.2. Component strengths, material properties, and component capacities shall be determined in accordance with Sections 7.5.1.3, 7.5.1.4, and 7.5.1.5, respectively. Component acceptance criteria not specified in this standard shall be determined by qualification testing in accordance with Section 7.6.

To achieve a selected Performance Objective, the building shall be provided with at least one continuous load path to transfer seismic forces, induced by ground motion in any direction, from the point of application of the seismic force to the final point of resistance. All primary and secondary components shall be capable of resisting force and deformation actions within the applicable acceptance criteria of the selected Performance Level.

Components analyzed using the linear procedures of Sections 7.4.1 and 7.4.2 shall satisfy the requirements of Section 7.5.2. Components analyzed using the nonlinear procedures of Sections 7.4.3 and 7.4.4 shall satisfy the requirements of Section 7.5.3.

Foundations shall satisfy the criteria specified in Chapter 8.

**7.5.1.1 Primary and Secondary Components.** Components that affect the lateral stiffness or distribution of forces in a structure, or are loaded as a result of lateral deformation of the structure, shall be classified as primary or secondary, even if

**Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

		Modeling Parameters <sup>a</sup>					Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
		a	b	c	IO	LS	CP				
Conditions		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle (radians)		Plastic Rotation Angle (radians)		Performance Level		
		a	b	c	IO	LS	CP				
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup> Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{P_u - P_u'}{P_{beat}}$										
	$\leq 0.0$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05				
	$\leq 0.0$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04				
	$\geq 0.5$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03				
	$\geq 0.5$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02				
	$\leq 0.0$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03				
	$\leq 0.0$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015				
	$\geq 0.5$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015				
$\geq 0.5$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01					
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>	Stirrup spacing $\leq d/2$	0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02				
	Stirrup spacing $> d/2$	0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01				
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>	Stirrup spacing $\leq d/2$	0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02				
	Stirrup spacing $> d/2$	0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01				
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>	Stirrup spacing $\leq d/2$	0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03				
	Stirrup spacing $> d/2$	0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03				

Note:  $f'_{cE}$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup> Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup> "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at  $\leq d/3$ , and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup>  $V$  is the design shear force from NSP or NDP.

---

**ANEXO 11. DOCUMENTACIÓN DE MODELOS  
IDEALIZADOS DE ELEMENTOS VIGA-  
COLUMNA**

---

## 2. Nonlinear Demand Parameters and Model Attributes

### 2.1 Demand Parameters

Modern performance-based seismic design entails setting performance levels and checking acceptance criteria for which a building is to be designed. Performance levels under defined intensities of ground shaking should be checked using appropriate demand parameters and acceptance criteria. The performance acceptance criteria may be specified for the overall systems, substructures, or components of a building.

For a given building and set of demand parameters, the structure must be modeled and analyzed so that the values of the demand parameters are calculated with sufficient accuracy for design purposes. The performance is checked by comparing the calculated values of demand parameters (in short the “demands”) to the acceptance criteria (“capacities”) for the desired performance level. The calculated demands and acceptance criteria are often compared through “demand-capacity” ratios. The acceptance criteria for seismic performance may vary depending on whether static or dynamic nonlinear analysis is used and how uncertainties associated with the demands and acceptance criteria are handled. For example, the component models, demand parameters, and acceptance criteria used in nonlinear static procedures need to implicitly account for cyclic degradation effects that are not modeled in the static analysis. On the other hand, some dynamic analysis models may directly incorporate degradation due to cyclic loading, in which case different models and acceptance criteria may be used.

Acceptance criteria for structural components generally distinguished between “deformation-controlled” (ductile components that can tolerate inelastic deformations) and “force-controlled” (non-ductile components whose capacities are governed by strength). In reality, most components exhibit some amount of inelastic deformation, and the distinction between force- and deformation-controlled components

is not absolute. Nevertheless, the distinction provides a practical approach to establish requirements for the analysis and design. Deformation-controlled components must be modeled as inelastic, whereas force-controlled components may be modeled as elastic, provided that the force demands do not imply significant yielding in the components. ASCE 41 defines deformation and strength acceptance criteria for Immediate Occupancy, Life Safety, and Collapse Prevention performance levels, and PEER/ATC 72-1 provides guidance on criteria for the onset of structural damage and significant strength/stiffness degradation.

Displacements, velocities, and accelerations are additional demand parameters that can provide insights into the overall building response and damage to nonstructural components and contents. Story racking deformations (which can often be approximated as story drift ratios) provide a good measure of overall structural response, including the vertical distribution of deformations and global torsion of the building, and demands in deformation-sensitive components, such as the building façade, interior partitions, or flexible piping systems. Peak floor accelerations and velocities are commonly used to design and assess performance of stiff acceleration-sensitive building components, such as rigidly anchored equipment, raised floor systems, braced ceiling systems, and rigid piping systems.

### 2.2 Structural Analysis Model Types

Inelastic structural component models can be differentiated by the way that plasticity is distributed through the member cross sections and along its length. For example, shown in **Figure 2-1** is a comparison of five idealized model types for simulating the inelastic response of beam-columns. Several types of structural members (e.g., beams, columns, braces, and some flexural walls) can be modeled using the concepts illustrated in **Figure 2-1**:

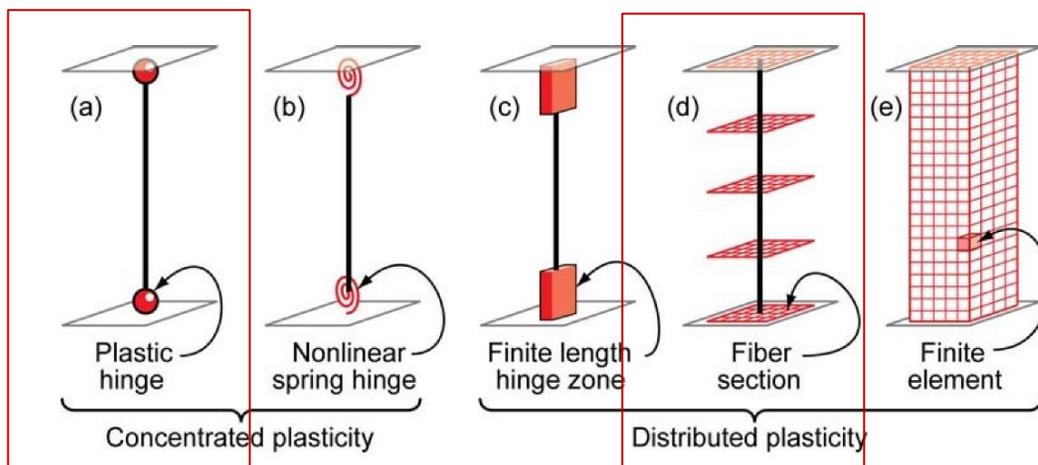


Figure 2-1 – Idealized models of beam-column elements.

- The simplest models concentrate the inelastic deformations at the end of the element, such as through a rigid-plastic hinge (**Figure 2-1a**) or an inelastic spring with hysteretic properties (**Figure 2-1b**). By concentrating the plasticity in zero-length hinges with moment-rotation model parameters, these elements have relatively condensed numerically efficient formulations.
- The finite length hinge model (**Figure 2-1c**) is an efficient distributed plasticity formulation with designated hinge zones at the member ends. Cross sections in the inelastic hinge zones are characterized through either nonlinear moment-curvature relationships or explicit fiber-section integrations that enforce the assumption that plane sections remain plane. The inelastic hinge length may be fixed or variable, as determined from the moment-curvature characteristics of the section together with the concurrent moment gradient and axial force. Integration of deformations along the hinge length captures the spread of yielding more realistically than the concentrated hinges, while the finite hinge length facilitates calculation of hinge rotations.
- The fiber formulation (**Figure 2-1d**) models distribute plasticity by numerical integrations through the member cross sections and along the member length. Uniaxial material models are defined to capture the nonlinear hysteretic axial stress-strain characteristics in the cross sections. The plane-sections-remain-plane assumption is enforced, where uniaxial material “fibers” are numerically integrated over the cross section to obtain stress resultants (axial force and moments) and incremental moment-curvature and axial force-strain relations. The cross section parameters are then integrated numerically at discrete sections along the member length, using displacement or force interpolation functions (Kunnath et al. 1990, Spacone et al. 1996). Distributed fiber formulations do not generally report plastic hinge rotations, but instead report strains in the steel and concrete cross section fibers. The calculated strain demands can be quite sensitive to the moment gradient, element length, integration method, and strain hardening parameters on the calculated strain demands. Therefore, the strain demands and acceptance criteria should be benchmarked against concentrated hinge models, for which rotation acceptance criteria are more widely reported.
- The most complex models (**Figure 2-1e**) discretize the continuum along the member length and through the cross sections into small (micro) finite elements with nonlinear hysteretic constitutive properties that have numerous input parameters. This fundamental level of modeling offers the most versatility, but it also presents the most challenge in terms of model parameter calibration and computational resources. As with the fiber formulation, the strains calculated from the finite elements can be difficult to

interpret relative to acceptance criteria that are typically reported in terms of hinge rotations and deformations.

Concentrated and finite length hinge models (**Figures 2-1a** through **Figure 2-1c**) may consider the axial force-moment ( $P$ - $M$ ) interactions through yield surfaces (see **Figure 2-2**). On the other hand, fiber (**Figure 2-1d**) and finite element (**Figure 2-1e**) models capture the  $P$ - $M$  response directly. Note that while the detailed fiber and finite element models can simulate certain behavior more fundamentally, they are not necessarily capable of modeling other effects, such as degradation due to reinforcing bar buckling and fracture that can be captured by simpler phenomenological models (**Sidebar 3**).

**Sidebar 3:**  
**Distributed Versus Concentrated Plasticity Elements**

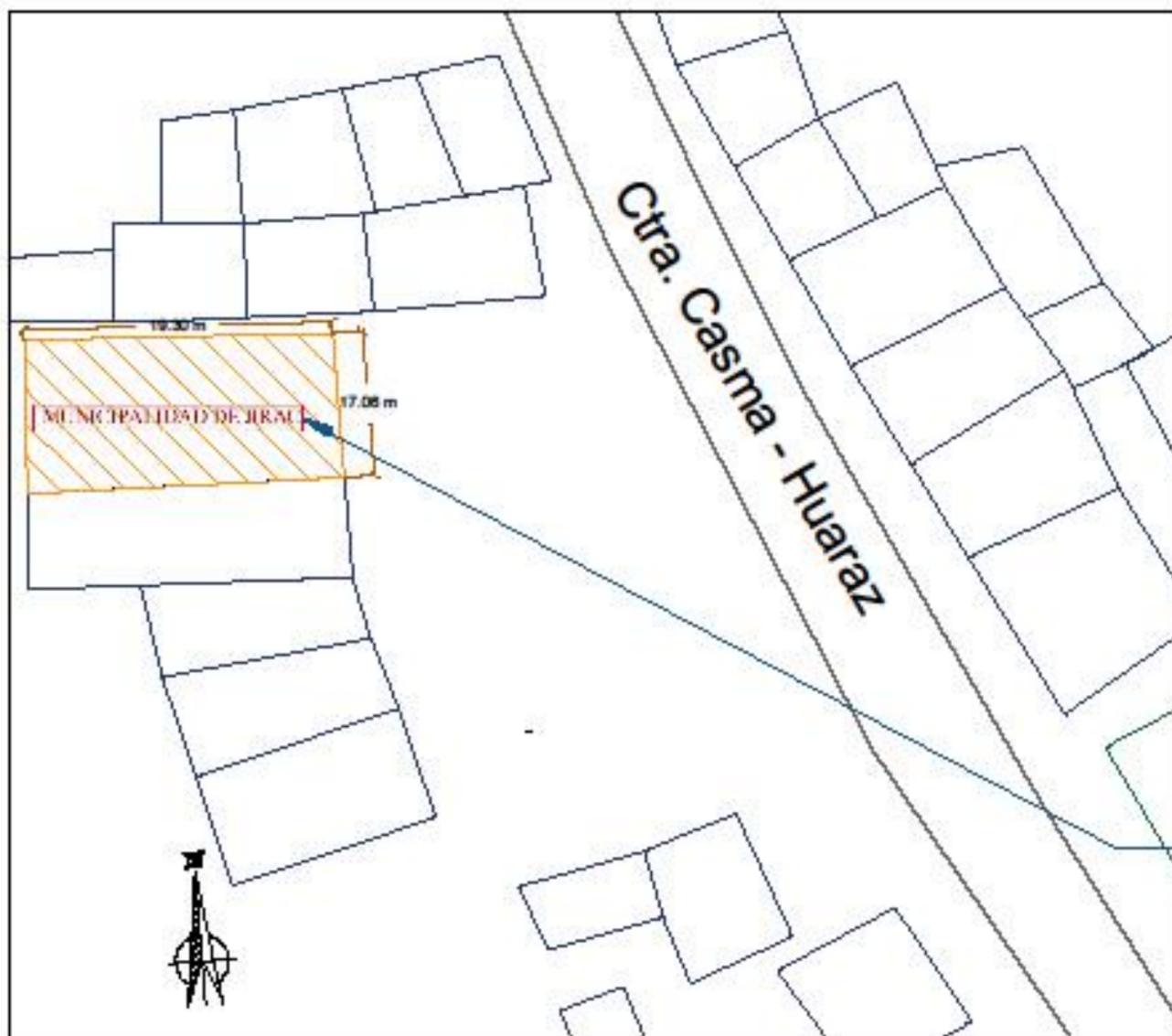
While distributed plasticity formulations (**Figures 2-1c** to **2-1e**) model variations of the stress and strain through the section and along the member in more detail, important local behaviors, such as strength degradation due to local buckling of steel reinforcing bars or flanges, or the nonlinear interaction of flexural and shear, are difficult to capture without sophisticated and numerically intensive models. On the other hand, phenomenological concentrated hinge/spring models (**Figure 2-1a** and **2-1b**), may be better suited to capturing the nonlinear degrading response of members through calibration using member test data on phenomenological moment-rotations and hysteresis curves. Thus, when selecting analysis model types, it is important to understand (1) the expected behavior, (2) the assumptions, and (3) the approximations inherent to the proposed model type. While more sophisticated formulations may seem to offer better capabilities for modeling certain aspects of behavior, simplified models may capture more effectively the relevant feature with the same or lower approximation. It is best to gain knowledge and confidence in specific models and software implementations by analyzing small test examples, where one can interrogate specific behavioral effects.

Some types of concentrated hinge models employ axial load-moment ( $P$ - $M$ ) yield surfaces. Whereas these models generally do a good job at tracking the initiation of yielding under axial load and bending, they may not capture accurately the post-yield and degrading response. On the other hand, some hinge elements with detailed moment-rotation hysteresis models (**Figure 2-3**) may not capture  $P$ - $M$  interaction, except to the extent that the moment-rotation response is defined based on average values of axial load and shear that are assumed to be present in the hinge. A simple check on the model capabilities

---

**ANEXO 12. PLANOS DEL PALACIO MUNICIPAL**

---



**UBICACIÓN POLÍTICA:**

**REGIÓN:** ANCASH  
**PROVINCIA:** HUARAZ  
**DISTRITO:** PIRA  
**LOCALIDAD:** JIRAC

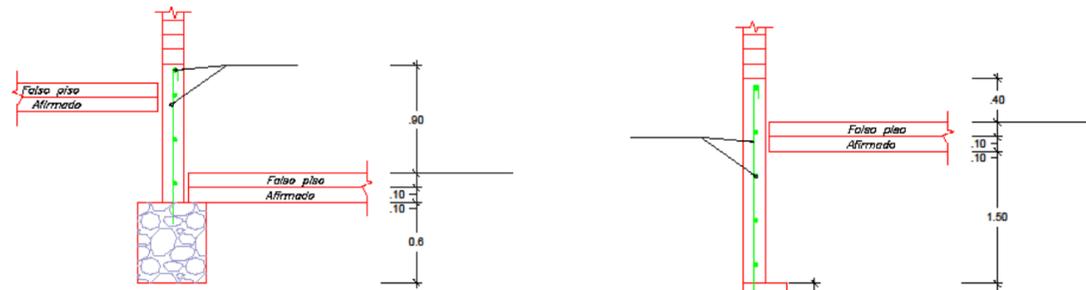
**UBICACIÓN GEOGRÁFICA:**

**ZONA:** VERTIENDE OCCIDENTE  
**SECTOR:** CORDILLERA NEGRA  
**LATITUD:** 09° 94' 45"  
**LONGITUD OESTE:** 77° 42' 18"  
**ALTITUD MEDIA:** 3,054 m.s.n.m

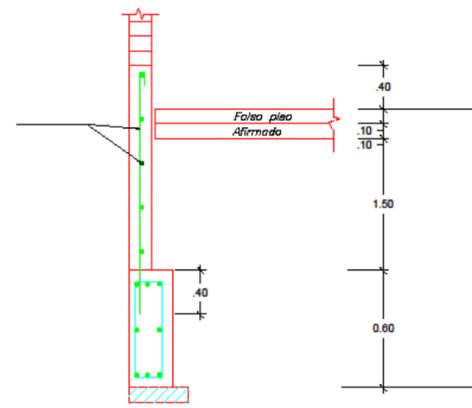
**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

<b>TÍTULO:</b> EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.P. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2027		<b>LÁMINA:</b>  <b>U-01</b>
 <b>UBICACIÓN:</b> DEPARTAMENTO: ANCASH PROVINCIA: HUARAZ DISTRITO: PIRA LOCALIDAD: JIRAC	<b>PLANO:</b>  <b>UBICACIÓN</b>	
<b>AUTORES:</b> CARLOS PELEGRINI WALTER CERRA GUTIERREZ	<b>ASISTENTE:</b> MARIA GONZALEZ LEYDYS	<b>ESCALA:</b> NO ESCALA
		<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2020

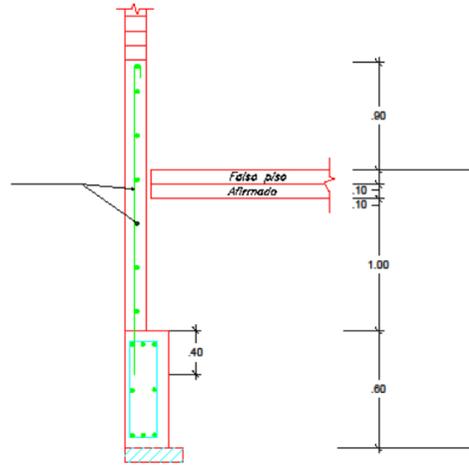




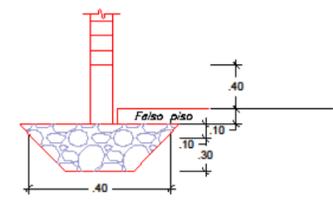
Corte 1-1



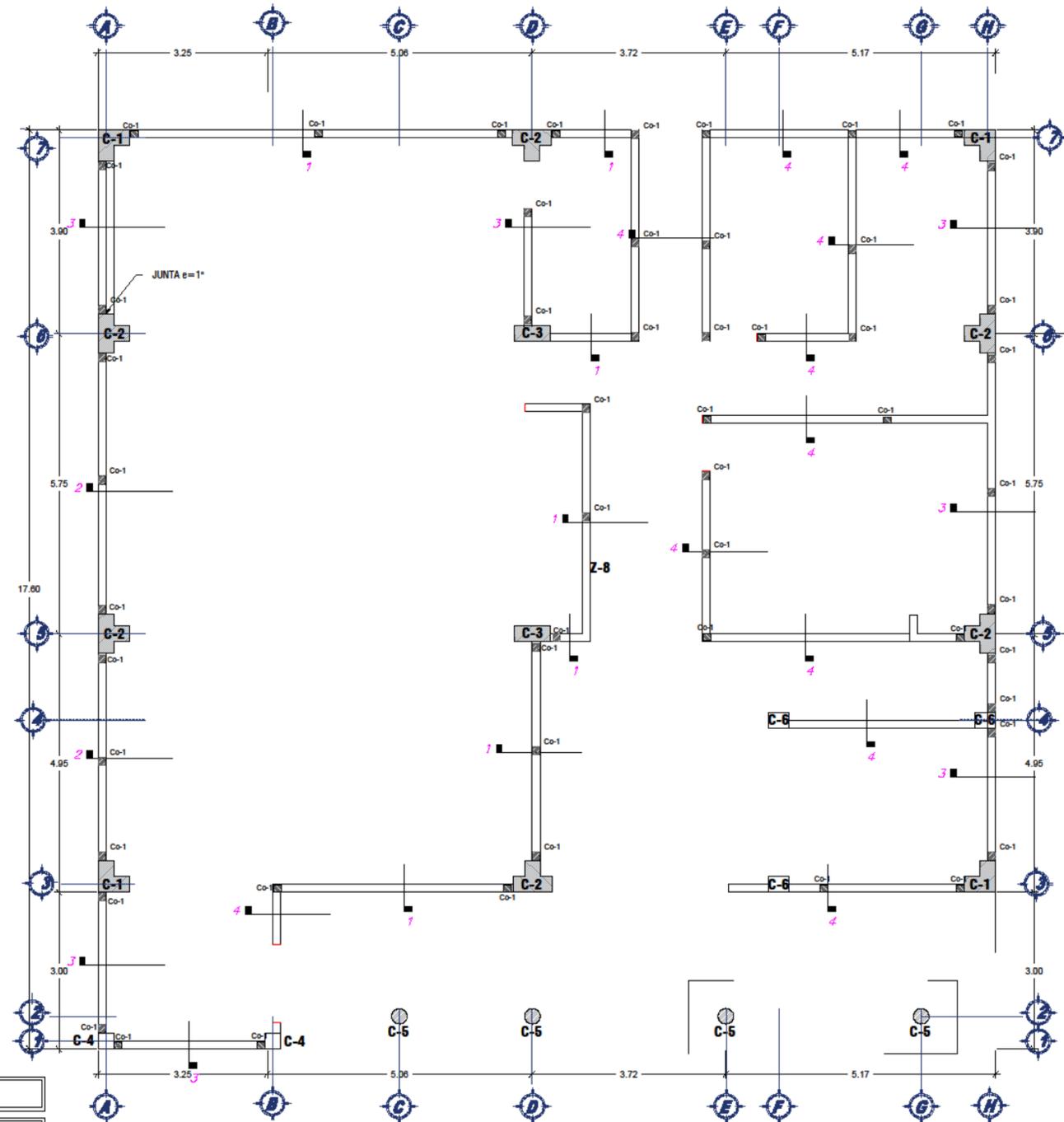
Corte 3-3



Corte 2-2



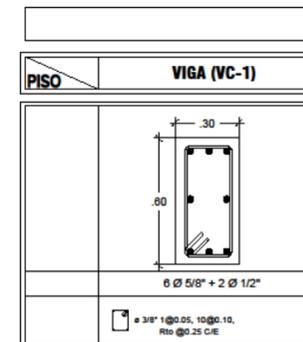
Corte 4-4



SECCION DE COLUMNAS  
ESC: 1:25

CUADRO DE COLUMNAS Y COLUMNETAS

TIPO PISO	COLUMNA (C-1)	COLUMNA (C-2)	COLUMNA (C-3)	COLUMNA (C-4)	COLUMNA (C-5)	COLUMNA (C-6)	COLUMNETA (Co-1)
Todo los niveles ESC. 1:25							
ACERO	11 Ø 5/8" + 5 Ø 1/2"	16 Ø 5/8"	16 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	6 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	4 Ø 3/8"
ESTRIBAJE 1º NIVEL	2 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	2 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 10@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	Ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20 C/E
ESTRIBAJE 2º-3º NIVEL	2 Ø 3/8" 1@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	2 Ø 3/8" 1@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 10@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	Ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20 C/E
ESTRIBAJE BARANDAS	Ø 3/8" 1@0.05, Rto @0.15	Ø 3/8" 1@0.05, Rto @0.15					Ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.25



**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

TÍTULO : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.P. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2020"

LÁMINA : **E-01**

UBICACIÓN : DEPARTAMENTO: ANAHEI, PROVINCIA: HUARAZ, DISTRITO: PIRA, LOCALIDAD: JIRAC

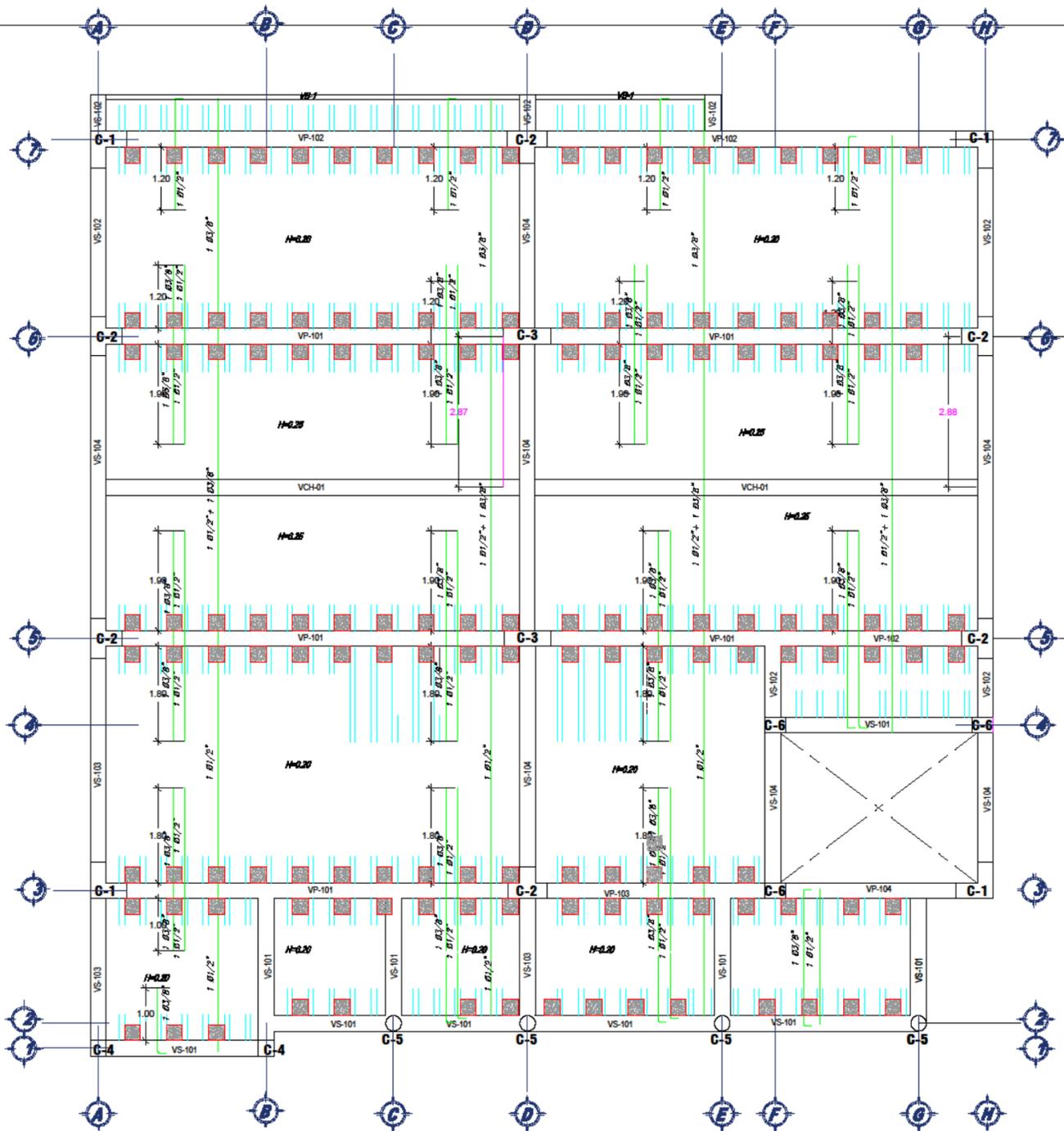
PLANO : **CIMENTACIÓN**

AUTORAS: CAMPOS FÉLIX MAGALY, MORALES CERNA LUZ CLARITA

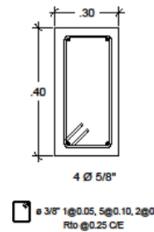
ASESOR: MARIN CUBAS PERCY LETHÉLIER

ESCALA: INDICADA

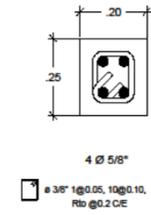
FECHA: DICIEMBRE - 2020



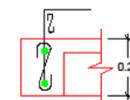
**VIGA (VS-101)**



**VIGA CHATA (VCH-01)**



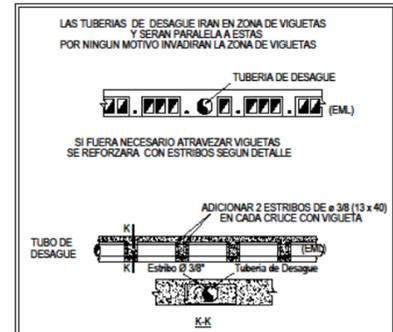
**VB-1**



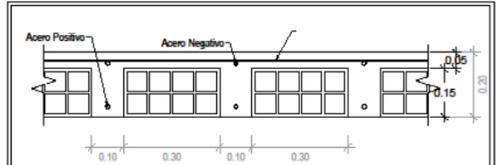
**CUADRO DE COLUMNAS Y COLUMNETAS**

PISO	TIPO	COLUMNA (C-1)	COLUMNA (C-2)	COLUMNA (C-3)	COLUMNA (C-4)	COLUMNA (C-5)	COLUMNA (C-6)	COLUMNETA (Co-1)
Todo los niveles EBC, 1/25								
ACERO		11 Ø 5/8" + 5 Ø 1/2"	16 Ø 5/8"	16 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	6 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	4 Ø 3/8"
ESTRIBAJE 1º NIVEL	2	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10 Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 10@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20 C/E
ESTRIBAJE 2º-3º NIVEL	2	Ø 3/8" 1@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 1@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 10@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2@0.05, 5@0.10, Rto @0.20	Ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20 C/E
ESTRIBAJE BARRANDAS		Ø 3/8" 1@0.05, Rto @0.15	Ø 3/8" 1@0.05, Rto @0.15					Ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.25

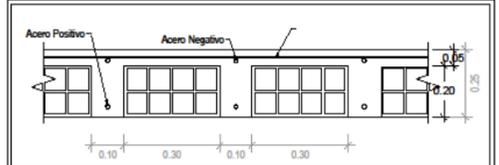
**TUBERIA DE DESAGUE EN ALIGERADOS**



**DETALLE 01 DE ALIGERADO**



**DETALLE 02 DE ALIGERADO**



**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

TÍTULO : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.P. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2020"

LÁMINA : **E-02**

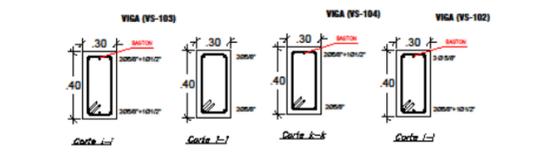
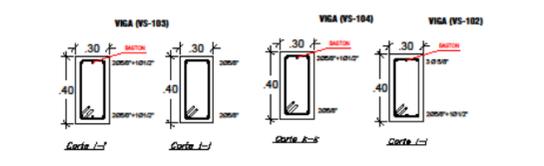
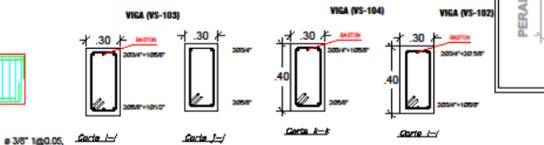
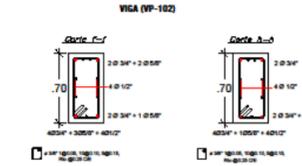
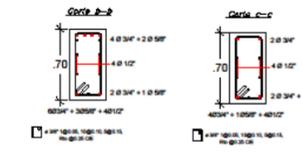
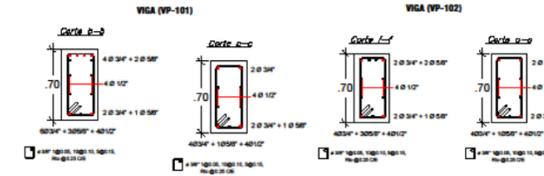
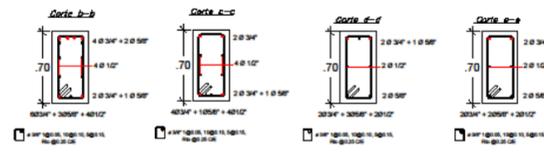
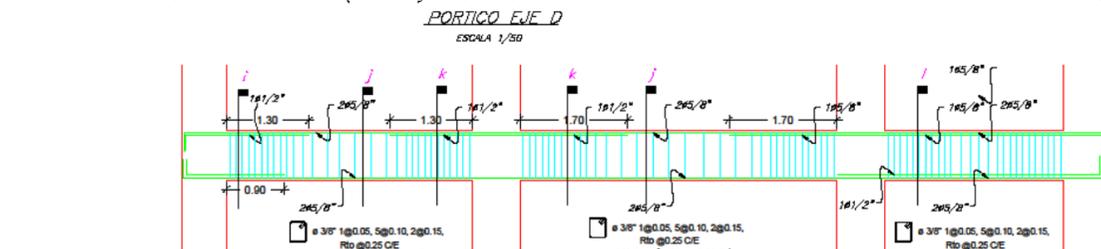
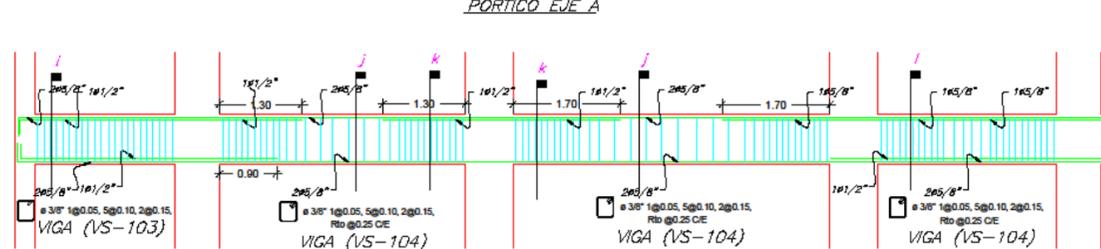
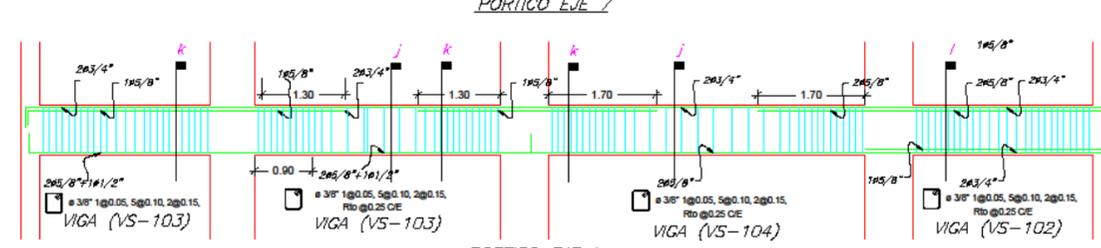
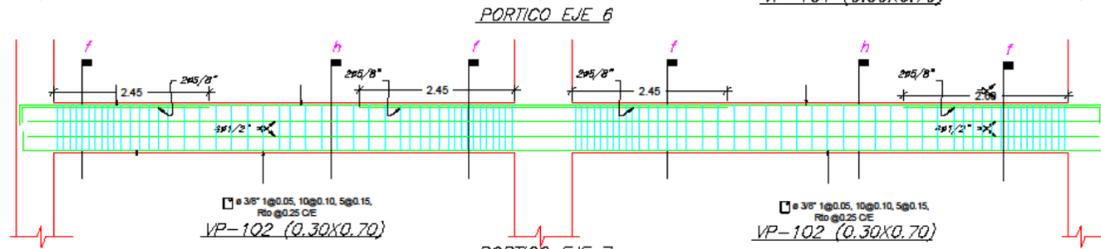
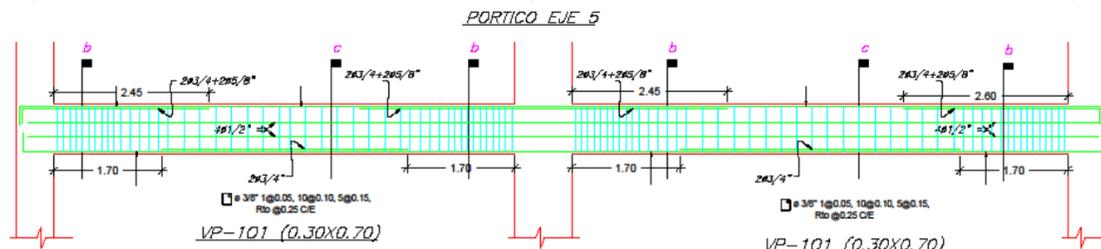
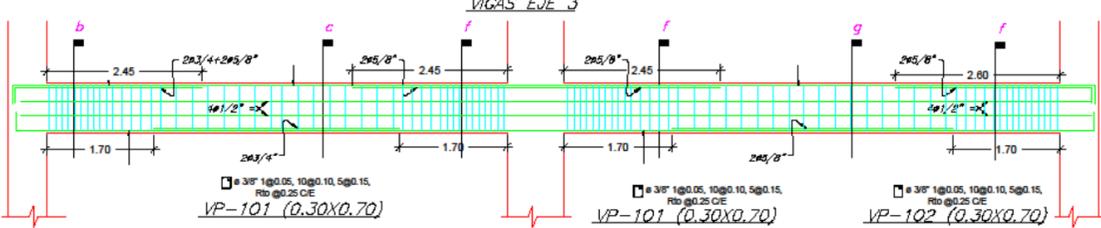
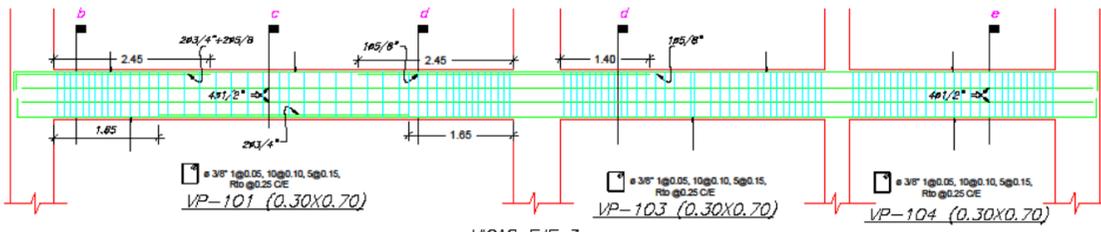
UBICACIÓN : PLANO :  
 DEPARTAMENTO : ANCASH  
 PROVINCIA : HUARAZ  
 DISTRITO : PIRA  
 LOCALIDAD : JIRAC

AUTORA : CAMPOS FÉLIX MAGALY  
 MORALES CERNA LUZ CLARITA

ASESOR : MARÍN CUBAS PERCY LETHÉLIER

ESCALA : INDICADA

FECHA : DICIEMBRE - 2020



**LEYENDA**

N.P.T. : NIVEL DE PISO TERMINADO  
 N.F.C. : NIVEL DE FONDO DE CIMENTACION  
 N.B. : NIVEL DE BARRANDA  
 C.M.C. : CORONA DE MURO DE CONTENCIÓN  
 B.M.C. : BASE DE MURO DE CONTENCIÓN  
 N.C.P. : NIVEL DE CERCO PERIMETRICO

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**CONCRETO SIMPLE**

SOLADO : C/H 1:12 + 30% P.M.  
 CIMENTO CORRIDO : C/H 1:10 + 30% P.G. de 6" máx.  
 SOBRECIMIENTO : C/H 1:8 + 25% P.M.  
 FALSO PISO : C/H 1:8 + 25% P.M. de 3" máx.  
 VEREDA : Fc = 175 kg/cm<sup>2</sup>

**CONCRETO ARMADO**

ZAPATAS CORRIDAS : Fc = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 COLUMNAS : Fc = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 VIGAS PERALTADAS : Fc = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 COLUMNETAS : Fc = 175 kg/cm<sup>2</sup>  
 ACERO DE REFUERZO : fy = 4,200 kg/cm<sup>2</sup>

**RECUBRIMIENTO**

ZAPATAS CORRIDAS : 7.5 cm  
 VIGAS DE CIMENTACION : 7.5 cm  
 COLUMNAS : 4.0 cm  
 VIGAS PERALTADAS : 4.0 cm  
 COLUMNETAS Y VIGAS CHATAS : 2.5 cm  
 ESCALERA : 2.5 cm  
 LOSA ALIGERADA : 2.0 cm

**CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN**

a. TIPO : ZAPATAS Y CIMENTO CORRIDAS  
 b. ESTRADO DE APOYO : ARENA ARCILLOSA (SC)  
 c. NIVEL FREATICO : NO

**PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN**

a. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN : Ver plano de cimentación  
 b. PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO : 1.03 kg/cm<sup>2</sup>  
 c. FACTOR DE SEGURIDAD : 3  
 d. AGRESIVIDAD DEL SUELO : BAJO  
 e. NORMAS Y REGLAMENTOS :  
 \* Norma Técnica E-020 - Cargas  
 \* Norma Técnica E-030 - Diseño Sismo Resistente  
 \* Norma Técnica E-050 - Suelos y Cimentación  
 \* Norma Técnica E-060 - Concreto Armado

**SOBRECARGAS**

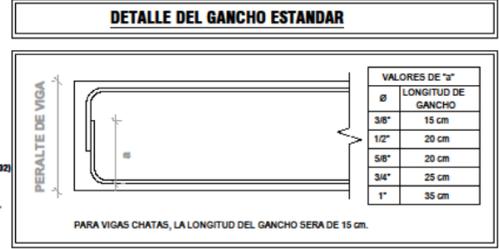
OFICINA : 250 kg/cm<sup>2</sup>  
 SALA DE REUNIONES : 400 kg/cm<sup>2</sup>  
 CORREDOR Y ESCALERA : 500 kg/cm<sup>2</sup>

**PARÁMETROS SÍSMICOS**

- FACTOR DE SONA (Z) : Z = 0.35 (ZONA 3: PIRA)  
 - FACTOR DE USO (U) : U = 1.50 (EDIF. IMPORT.)  
 - FACTOR DE SUELO (S) : S = 1.20 (TIPO DE SUELO: S2)  
 - PERIODO (T) : T = 1.00  
 - SISTEMA ESTRUCTURAL (1) EN X: Rx = 6.00 (APORTICADO)  
 - SISTEMA ESTRUCTURAL (1) EN Y: Ry = 6.00 (APORTICADO)  
 - GRAVEDAD (G) : G = 9.81 m/s<sup>2</sup>

**DISTORSIÓN DE ENTREPISOS**

- DISTORSIÓN MÁXIMA EN X : Δ = 0.0046 < 0.007  
 - DISTORSIÓN MÁXIMA EN Y : Δ = 0.0047 < 0.007



**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

TÍTULO : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.F. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2020"

UBICACIÓN : ANFAP, HUARAZ, PIRA, JIRAC

PLANO : VIGAS PRIMER NIVEL

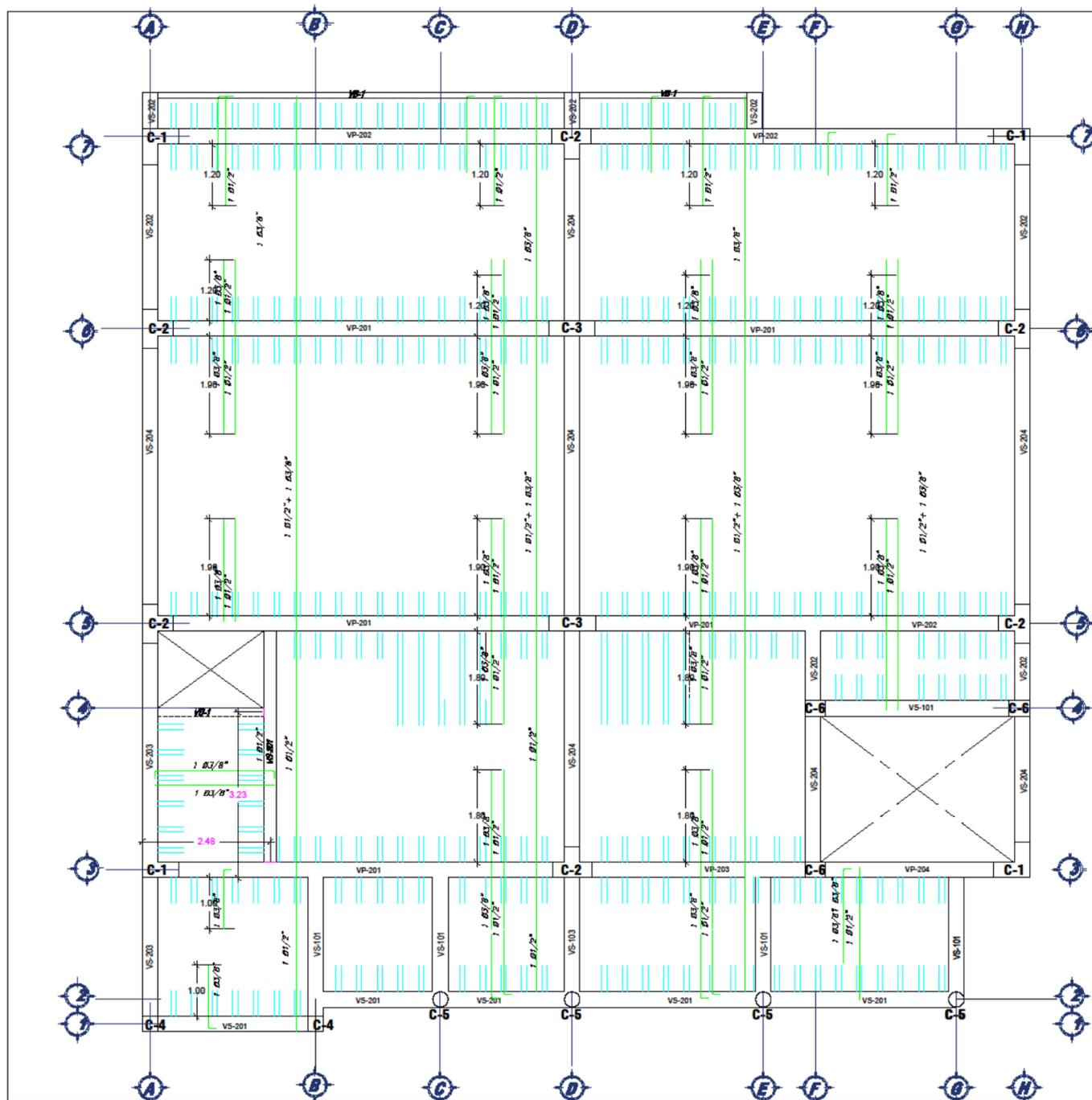
AUTORES : CAMPOS FÉLIX MACALY, MORALES GERNA LUZ CLARITA

ASESOR : MARÍN CUBAS PERCY LETHÉLIER

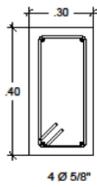
ESCALA : INDICADA

FECHA : DICIEMBRE - 2020

LÁMINA : E-03

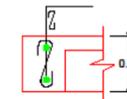


VIGA (VS-201)



4 Ø 5/8"

VB-1



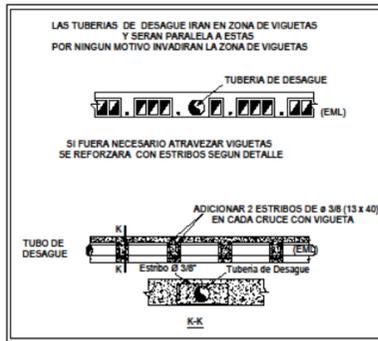
LEYENDA	
NIVELES	
N.P.T.	: NIVEL DE PISO TERMINADO
N.F.C.	: NIVEL DE FONDO DE CIMENTACION
N.B.	: NIVEL DE BARANDA
C.M.C.	: CORONA DE MURO DE CONTENCIÓN
B.M.C.	: BASE DE MURO DE CONTENCIÓN
N.C.P.	: NIVEL DE CERCO PERIMETRICO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
<b>CONCRETO SIMPLE</b>	
SOLADO	: CH 1:12 + 30% P.M.
CIMENTO CORRIDO	: CH 1:10 + 30% P.G. de 6" máx.
SOBRECIMENTO	: CH 1:8 + 25% P.M.
FALSO PISO	: CH 1:8 + 25% P.M. de 3" máx.
VEREDA	: fc = 175 kg/cm <sup>2</sup>
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
ZAPATAS CORRIDAS	: fc = 210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	: fc = 210 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS PERALTADAS	: fc = 210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNETAS	: fc = 175 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO DE REFUERZO	: fy = 4,200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>RECUBRIMIENTO</b>	
ZAPATAS CORRIDAS	: 7.5 cm
VIGAS DE CIMENTACION	: 7.5 cm
COLUMNAS	: 4.0 cm
VIGAS PERALTADAS	: 4.0 cm
COLUMNETAS Y VIGAS CHATAS	: 2.5 cm
ESCALERA	: 2.5 cm
LOSA ALIGERADA	: 2.0 cm
<b>CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN</b>	
a. TIPO	: ZAPATAS Y CIMENTO CORRIDAS
b. ESTRADO DE APOYO	: ARENA ARCILLOSA (SC)
c. NIVEL FREATICO	: NO
<b>PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN</b>	
a. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	: Ver plano de cimentación
b. PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	: 1.03 kg/cm <sup>2</sup>
c. FACTOR DE SEGURIDAD	: 3
d. AGRESIVIDAD DEL SUELO	: BAJO
e. NORMAS Y REGLAMENTOS	
* Norma Técnica E-020	- Cargas
* Norma Técnica E-030	- Diseño Sismo Resistente
* Norma Técnica E-050	- Suelos y Cimentación
* Norma Técnica E-060	- Concreto Armado
<b>SOBRECARGAS</b>	
OFICINA	: 250 kg/m <sup>2</sup>
SALA DE REUNIONES	: 400 kg/m <sup>2</sup>
CORREDOR Y ESCALERA	: 500 kg/m <sup>2</sup>
<b>PARÁMETROS SÍSMICOS</b>	
- FACTOR DE SONA (Z)	: Z = 0.35 (ZONA 3-PIRA)
- FACTOR DE USO (U)	: U = 1.50 (EDIF. IMPORT.)
- FACTOR DE SUELO (S)	: S = 1.20 (TIPO DE SUELO: S2)
- PERIODO (Tp)	: Tp = 1.00
- SISTEMA ESTRUCTURAL (I) EN X: R <sub>x</sub>	= 6.00 (APORTICADO)
- SISTEMA ESTRUCTURAL (I) EN Y: R <sub>y</sub>	= 6.00 (APORTICADO)
- GRAVEDAD (G)	: G = 9.81 m/s <sup>2</sup>
<b>DISTORSIÓN DE ENTREPISOS</b>	
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN X	: Δ = 0.0045 < 0.007
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN Y	: Δ = 0.0047 < 0.007

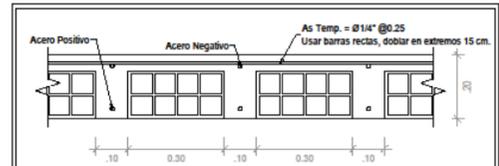
CUADRO DE COLUMNAS Y COLUMNETAS

TIPO PISO	COLUMNA (C-1) a C-6						COLUMNETA (Co-1)
	COLUMNA (C-1)	COLUMNA (C-2)	COLUMNA (C-3)	COLUMNA (C-4)	COLUMNA (C-5)	COLUMNA (C-6)	COLUMNETA (Co-1)
Todo los niveles EBC. 1/25							
ACERO	11 Ø 5/8" + 5 Ø 1/2"	16 Ø 5/8"	16 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	6 Ø 5/8"	6 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	4 Ø 3/8"
ESTRIBAJE 1° NIVEL	2 Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10 Rto @0.20	2 Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2Ø 0.05, 10Ø 0.10, Rto @0.20	4 Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	Ø 1/4" 1Ø 0.05, Rto @0.20 C/E
ESTRIBAJE 2°-3° NIVEL	2 Ø 3/8" 1Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	2 Ø 3/8" 1Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	3 Ø 3/8" 2Ø 0.05, 10Ø 0.10, Rto @0.20	4 Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	Ø 3/8" 2Ø 0.05, 8Ø 0.10, Rto @0.20	Ø 1/4" 1Ø 0.05, Rto @0.20 C/E
ESTRIBAJE BARANDAS	Ø 3/8" 1Ø 0.05, Rto @0.15	Ø 3/8" 1Ø 0.05, Rto @0.15					Ø 1/4" 1Ø 0.05, Rto @0.25

TUBERIA DE DESAGUE EN ALIGERADOS



DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO



**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

TÍTULO : EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.P. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2020

UBICACIÓN : DEPARTAMENTO: ANCAHUELA, PROVINCIA: HUARAZ, DISTRITO: PIRA, LOCALIDAD: JIRAC

PLANO : ALIGERADO 2° NIVEL

AUTORES: CAMPOS FÉLIX MAGALY, MORALES CERRA LUZ CLARITA

ASESOR: MARIN CUBAS PERCY LETHELIER

ESCALA: INDICADA

FECHA: DICIEMBRE - 2020

**E-04**

LEYENDA	
N.I.P.T.	: NIVEL DE PISO TERMINADO
N.F.C.	: NIVEL DE FONDO DE CIMENTACION
N.B.	: NIVEL DE BARANDA
C.M.C.	: CORONA DE MURO DE CONTENCIÓN
B.M.C.	: BASE DE MURO DE CONTENCIÓN
N.C.P.	: NIVEL DE CERCO PERIMETRICO

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**CONCRETO SIMPLE**

SOLADO	: CH 1:12 + 30% P.M.
CIMENTO CORRIDO	: CH 1:10 + 30% P.G. de 6" máx.
SOBRECIMIENTO	: CH 1:8 + 25% P.M.
FALSO PISO	: CH 1:8 + 25% P.M. de 3" máx.
VEREDA	: f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>

**CONCRETO ARMADO**

ZAPATAS CORRIDAS	: f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS	: f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS PERALTADAS	: f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNETAS	: f <sub>c</sub> = 175 kg/cm <sup>2</sup>
ACERO DE REFUERZO	: f <sub>y</sub> = 4,200 kg/cm <sup>2</sup>

**RECURRIMIENTO**

ZAPATAS CORRIDAS	: 7.5 cm
VIGAS DE CIMENTACION	: 7.5 cm
COLUMNAS	: 4.0 cm
VIGAS PERALTADAS	: 4.0 cm
COLUMNETAS Y VIGAS CHATAS	: 2.5 cm
ESCALERA	: 2.5 cm
LOSA ALIGERADA	: 2.0 cm

**CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN**

a. TIPO	: ZAPATAS Y CIMENTO CORRIDAS
b. ESTRADO DE APOYO	: ARENA ARCILLOSA (SC)
c. NIVEL FREÁTICO	: NO

**PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN**

a. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	: Ver plano de cimentación
b. PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	: 1.03 kg/cm <sup>2</sup>
c. FACTOR DE SEGURIDAD	: 3
d. AGRESIVIDAD DEL SUELO	: BAJO
e. NORMAS Y REGLAMENTOS	: Norma Técnica E-020 Norma Técnica E-030 Norma Técnica E-050 Norma Técnica E-060
	: Cargas Diseño Sísmo Resistente Suelos y Cimentación Concreto Armado

**SOBRECARGAS**

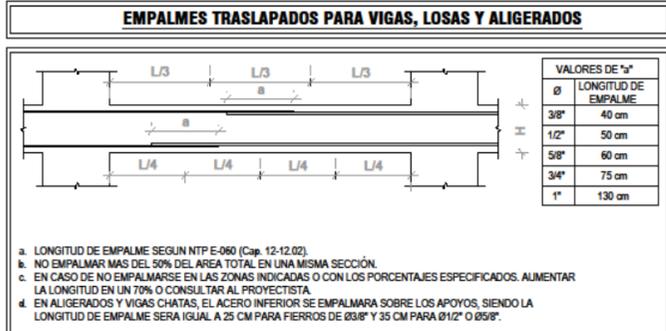
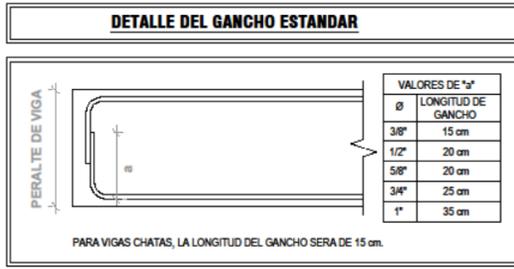
OFICINA	: 250 kg/m <sup>2</sup>
SALA DE REUNIONES	: 400 kg/m <sup>2</sup>
CORREDOR Y ESCALERA	: 500 kg/m <sup>2</sup>

**PARÁMETROS SÍSMICOS**

- FACTOR DE SONA (Z)	: Z = 0.35 (ZONA 3: PIRA)
- FACTOR DE USO (U)	: U = 1.50 (EDIF. IMPORT.)
- FACTOR DE SUELO (S)	: S = 1.20 (TIPO DE SUELO: S2)
- PERIODO (T <sub>n</sub> )	: T <sub>n</sub> = 1.00
- SISTEMA ESTRUCTURAL (1) EN X: R <sub>x</sub>	: R <sub>x</sub> = 6.00 (APORTICADO)
- SISTEMA ESTRUCTURAL (1) EN Y: R <sub>y</sub>	: R <sub>y</sub> = 6.00 (APORTICADO)
- GRAVEDAD (G)	: G = 9.81 m/s <sup>2</sup>

**DISTORSIÓN DE ENTREPISOS**

- DISTORSIÓN MÁXIMA EN X	: Δ = 0.0046 < 0.007
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN Y	: Δ = 0.0047 < 0.007

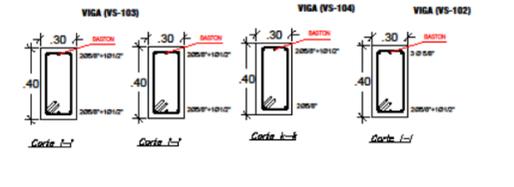
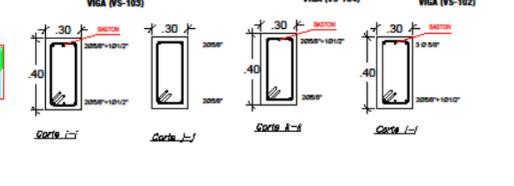
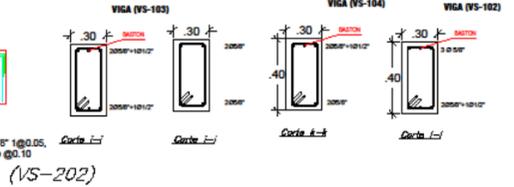
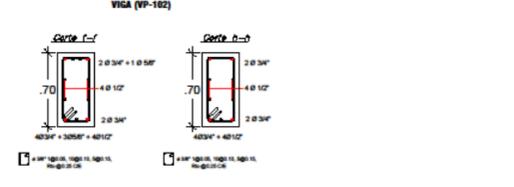
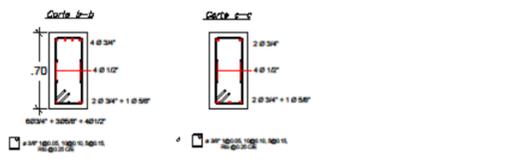
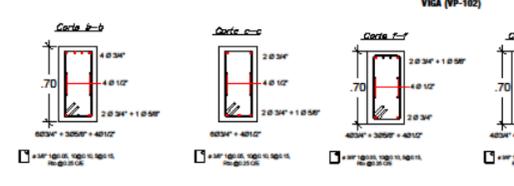
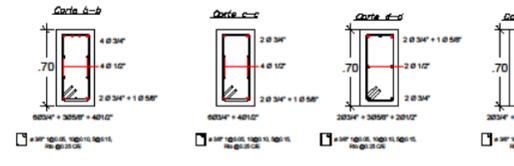
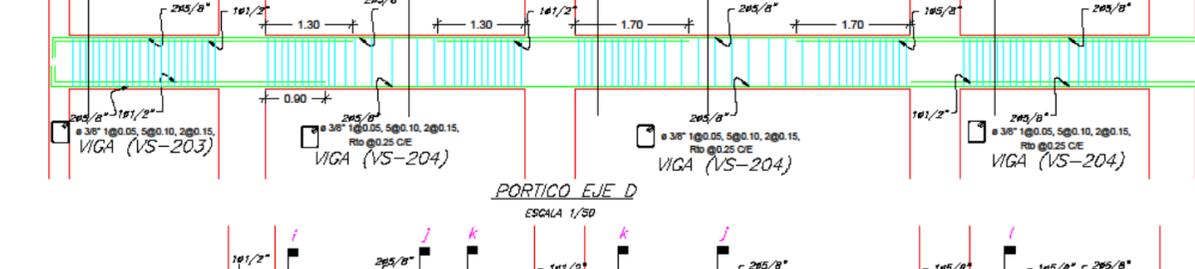
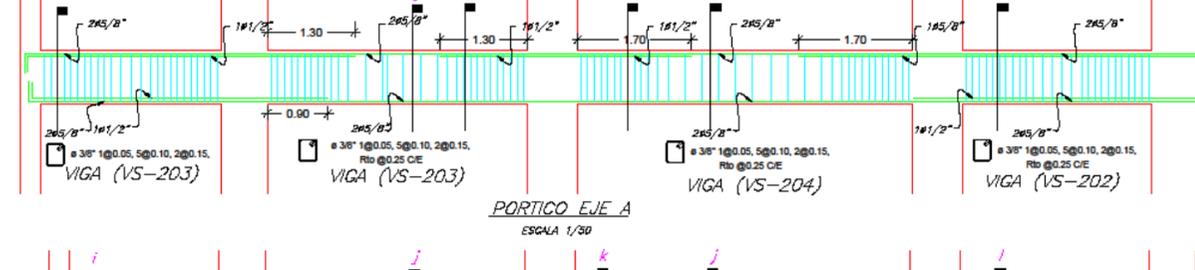
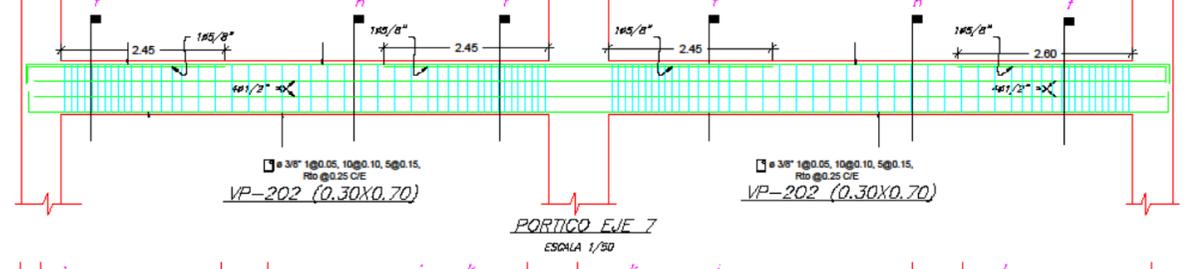
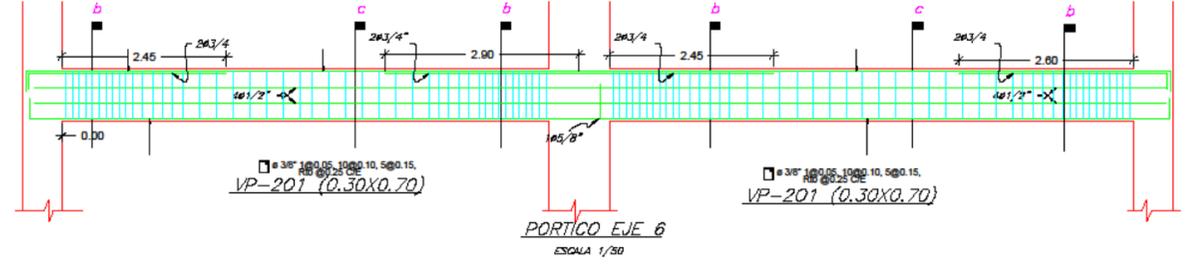
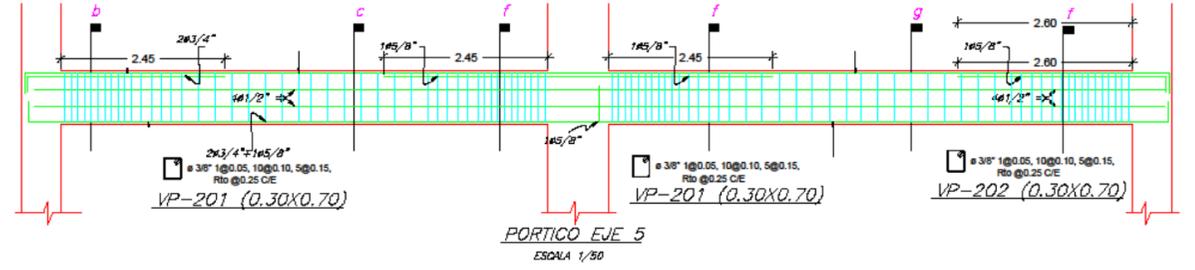
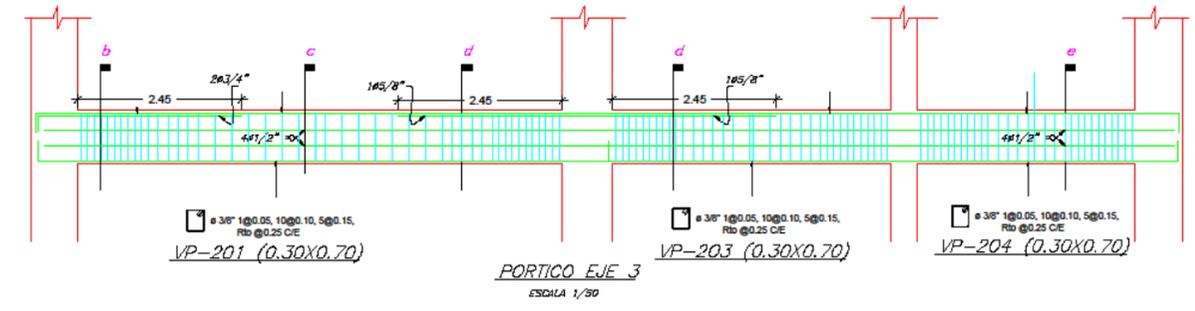


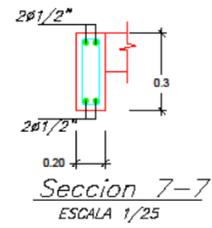
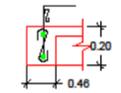
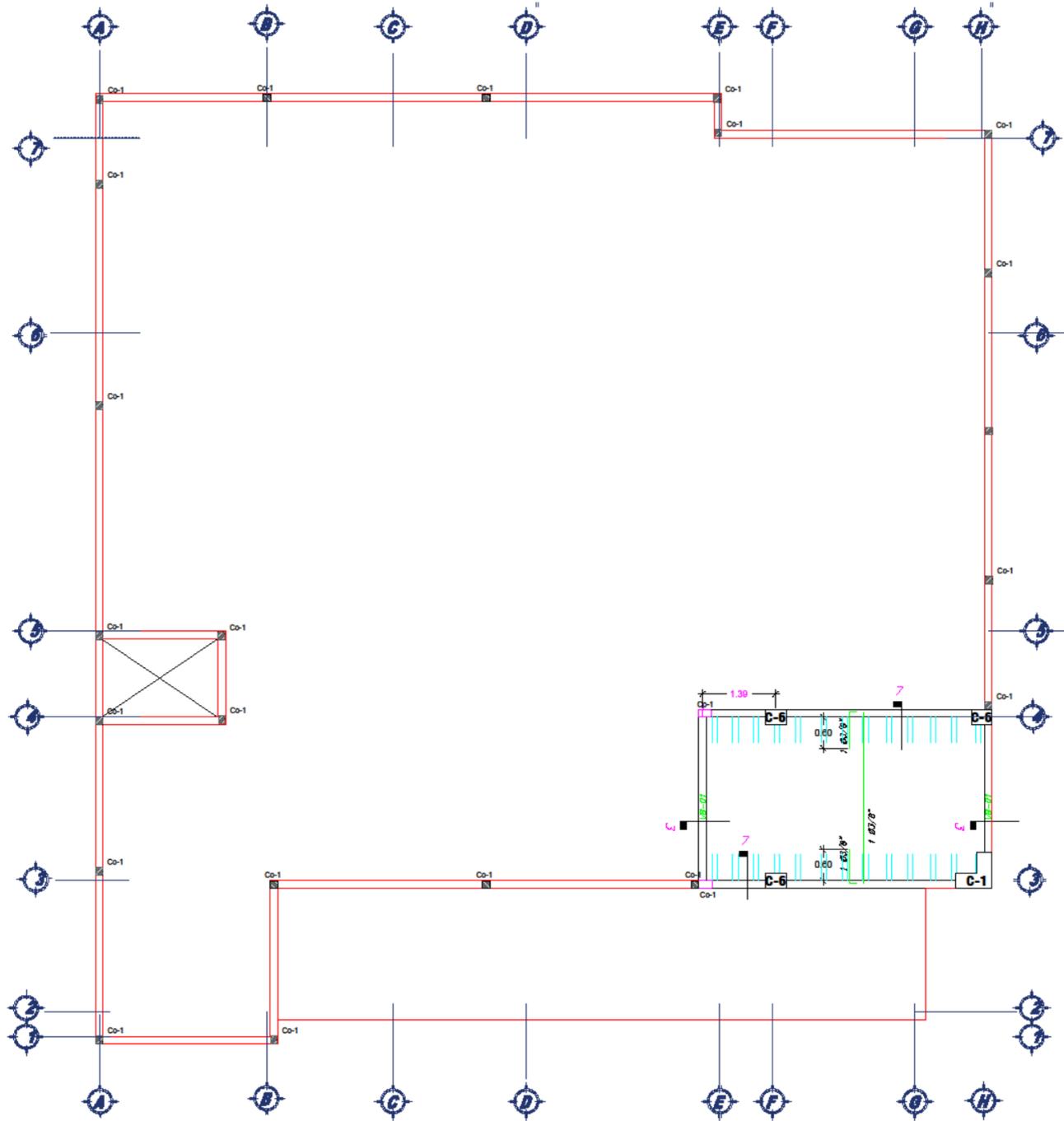
**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

TÍTULO : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.P. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2020"

LÁMINA : **E-05**

	UBICACIÓN : DEPARTAMENTO: ANCASH PROVINCIA: HUARAZ DISTRITO: PIRA LOCALIDAD: JIRAC	PLANO : <b>VIGAS SEGUNDO NIVEL</b>
AUTORAS: CAMPOS FELIX MAGALY MORALES CERNA LUZ CLARITA	ASESOR: MARIN CUBAS PERCY LETHELIER	ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE - 2020		



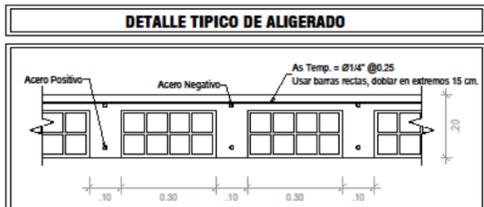


LEYENDA	
NIVELES	
N.P.T.	: NIVEL DE PISO TERMINADO
N.F.C.	: NIVEL DE FONDO DE CIMENTACION
N.B.	: NIVEL DE BARANDA
C.M.C.	: CORONA DE MURO DE CONTENCIÓN
B.M.C.	: BASE DE MURO DE CONTENCIÓN
N.C.P.	: NIVEL DE CERCO PERIMETRICO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
<b>CONCRETO SIMPLE</b>	
SOLADO	: CRH 1:12 + 30% P.M.
CIMENTO CORRIDO	: CRH 1:10 + 30% P.G. de 6" máx.
SOBRECIMENTO	: CRH 1:8 + 25% P.M.
FALSO PISO	: CRH 1:8 + 25% P.M. de 3" máx.
VEREDA	: $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
ZAPATAS CORRIDAS	: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
COLUMNAS	: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
VIGAS PERALTADAS	: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
COLUMNETAS	: $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO	: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
<b>RECUBRIMIENTO</b>	
ZAPATAS CORRIDAS	: 7.5 cm
VIGAS DE CIMENTACION	: 7.5 cm
COLUMNAS	: 4.0 cm
VIGAS PERALTADAS	: 4.0 cm
COLUMNETAS Y VIGAS CHATAS	: 2.5 cm
ESCALERA	: 2.5 cm
LOSA ALIGERADA	: 2.0 cm
<b>CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN</b>	
a. TIPO	: ZAPATAS Y CIMENTO CORRIDAS
b. ESTRADO DE APOYO	: ARENA ARCILLOSA (SC)
c. NIVEL FREATICO	: NO
<b>PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN</b>	
a. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	: Ver plano de cimentación
b. PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	: 1.05 $\text{kg/cm}^2$
c. FACTOR DE SEGURIDAD	: 3
d. AGRESIVIDAD DEL SUELO	: BAJO
e. NORMAS Y REGLAMENTOS	
* Norma Técnica E-020	- Cargas
* Norma Técnica E-030	- Diseño Sísmico Resistente
* Norma Técnica E-050	- Suelos y Cimentación
* Norma Técnica E-060	- Concreto Armado
<b>SOBRECARGAS</b>	
OFICINA	: 250 $\text{kg/cm}^2$
SALA DE REUNIONES	: 400 $\text{kg/cm}^2$
CORREDOR Y ESCALERA	: 500 $\text{kg/cm}^2$
<b>PARÁMETROS SÍSMICOS</b>	
- FACTOR DE SONA (Z)	: Z = 0.35 (ZONA 3: PIRA)
- FACTOR DE USO (U)	: U = 1.50 (EDIF. IMPORT.)
- FACTOR DE SUELO (S)	: S = 1.20 (TIPO DE SUELO: S2)
- PERIODO (T <sub>p</sub> )	: T <sub>p</sub> = 1.00
- SISTEMA ESTRUCTURAL (1) EN X: R <sub>x</sub>	: R <sub>x</sub> = 6.00 (APORTICADO)
- SISTEMA ESTRUCTURAL (1) EN Y: R <sub>y</sub>	: R <sub>y</sub> = 6.00 (APORTICADO)
- GRAVEDAD (G)	: G = 9.81 $\text{m/s}^2$
<b>DISTORSIÓN DE ENTREPISOS</b>	
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN X	: $\Delta = 0.0046 < 0.007$
- DISTORSIÓN MÁXIMA EN Y	: $\Delta = 0.0047 < 0.007$

CUADRO DE COLUMNAS Y COLUMNETAS

TIPO	COLUMNA (C-1)	COLUMNA (C-2)	COLUMNA (C-3)	COLUMNA (C-4)	COLUMNA (C-5)	COLUMNA (C-6)	COLUMNETA (Co-1)
<b>ACERO</b>	11 ø 5/8" + 5 ø 1/2"	16 ø 5/8"	16 ø 5/8"		6 ø 5/8"	4 ø 5/8" + 4 ø 1/2"	4 ø 3/8"
<b>ESTRIAJE 1º NIVEL</b>	2 ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	2 ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 ø 3/8" 2@0.05, 10@0.10, Rto @0.20		ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20	ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20 C/E
<b>ESTRIAJE 2º-3º NIVEL</b>	2 ø 3/8" 1@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	2 ø 3/8" 1@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	3 ø 3/8" 2@0.05, 10@0.10, Rto @0.20		ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20	ø 3/8" 2@0.05, 8@0.10, Rto @0.20	ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.20 C/E
<b>ESTRIAJE BARANDAS</b>	ø 3/8" 1@0.05, Rto @0.15	ø 3/8" 1@0.05, Rto @0.15					ø 1/4" 1@0.05, Rto @0.25



**UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO**

TITULO : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PALACIO MUNICIPAL DEL C.P. DE JIRAC, PIRA, HUARAZ, 2020"		LÁMINA :
UBICACIÓN :	PLANO :	<b>E-06</b>
DEPARTAMENTO : ANCAPI	ALIGERADO AZOTEA	
DISTRITO : PIRA		
LOCALIDAD : JIRAC		
AUTORAS : CAMPOS FÉLIX MAGALY, MORALES CIERNA LUZ CLARITA	ASESOR : MARÍN CUBAS PERCY LETHÉLER	ESCALA : INDICADA
		FECHA : DICIEMBRE - 2020