

**UNIVERSIDAD DE HUANUCO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

---

**“Análisis comparativo del diseño estructural entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco - 2025”**

---

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: Huayanay Rodríguez, Gabriel Santiago**

**ASESORA: Cecilio Reyes, Fatima Rosaria**

**HUÁNUCO – PERÚ**

**2026**

# U

# D

# H



**UDH**  
UNIVERSIDAD DE HUANCAYO  
<http://www.udh.edu.pe>

### TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis ( X )
- Trabajo de Suficiencia Profesional ( )
- Trabajo de Investigación ( )
- Trabajo Académico ( )

**LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN:** Estructuras  
**AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN** (2020)

### CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

**Área:** ingeniería, Tecnología

**Sub área:** Ingeniería civil

**Disciplina:** Ingeniería estructural y municipal

### DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio ( X )
- UDH ( )
- Fondos Concursables ( )

### DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 70891721

### DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 47064856

Grado/Título: Maestro en medio ambiente y desarrollo sostenible, mención en gestión ambiental

Código ORCID: 0009-0001-5016-5538

### DATOS DE LOS JURADOS:

| N° | APELLIDOS Y NOMBRES                     | GRADO                                                                           | DNI      | Código ORCID        |
|----|-----------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|----------|---------------------|
| 1  | Arteaga Espinoza, Ingrid Delia Dignarda | Máster en dirección de proyectos                                                | 73645168 | 0009-0001-0745-5433 |
| 2  | Taboada Trujillo, William Paolo         | Doctor en medio ambiente y desarrollo sostenible                                | 40847625 | 0000-0002-4594-1491 |
| 3  | Jara Trujillo, Alberto Carlos           | Maestro en ingeniería, con mención en gestión ambiental y desarrollo sostenible | 41891649 | 0000-0001-8392-1769 |



# UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

## Facultad de Ingeniería

### PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

#### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 16:00 horas del día viernes 26 de junio de 2026, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los Jurados Calificadores integrado por los docentes:

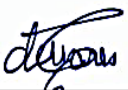
|                                              |            |
|----------------------------------------------|------------|
| ❖ MG. INGRID DELIA DIGNARDA ARTEAGA ESPINOZA | PRESIDENTE |
| ❖ DR. WILLIAM PAOLO TABOADA TRUJILLO         | SECRETARIO |
| ❖ MG. ALBERTO CARLOS JARA TRUJILLO           | VOCAL      |

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 1102-2026-D-FI-UDH para evaluar la Tesis intitulada: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DE CONCRETO POSTENSADO Y EL DE CONCRETO ARMADO DE UNA VIVIENDA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO-2025", presentado por el (la) Bachiller. Bach: Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

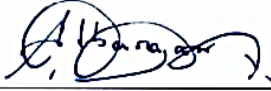
Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) APROBADO por UNANIMIDAD con el calificativo cuantitativo de 12 y cualitativo de SUFICIENTE (Art. 47).

Siendo las 05:00pm horas del día 26 del mes de junio del año 2026, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.

  
\_\_\_\_\_  
MG. INGRID DELIA DIGNARDA ARTEAGA ESPINOZA  
DNI: 73645168  
ORCID: 0009-0001-0745-5433  
**PRESIDENTE**

  
\_\_\_\_\_  
DR. WILLIAM PAOLO TABOADA TRUJILLO  
DNI: 40847625  
ORCID: 0000-0002-4594-1491  
**SECRETARIO (A)**

  
\_\_\_\_\_  
MG. ALBERTO CARLOS JARA TRUJILLO  
DNI: 41891649  
ORCID: 0000-0001-8392.1769  
**VOCAL**



## UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO



### CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: GABRIEL SANTIAGO HUAYANAY RODRÍGUEZ, de la investigación titulada "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DE CONCRETO POSTENSADO Y EL DE CONCRETO ARMADO DE UNA VIVIENDA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO-2025", con asesor(a) FATIMA ROSARIA CECILIO REYES, designado(a) mediante documento: RESOLUCIÓN N° 1281-2024-D-FI-UDH del P. A. de INGENIERÍA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 25 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 27 de marzo de 2026



MANUEL E. ALIAGA VIDURIZAGA  
D.N.I.: 71345687  
cod. ORCID: 0009-0004-1375-5004

## 175. GABRIEL SANTIAGO HUAYANAY RODRIGUEZ.docx

### INFORME DE ORIGINALIDAD

|                     |                     |               |                         |
|---------------------|---------------------|---------------|-------------------------|
| 25%                 | 24%                 | 4%            | 10%                     |
| INDICE DE SIMILITUD | FUENTES DE INTERNET | PUBLICACIONES | TRABAJOS DEL ESTUDIANTE |

### FUENTES PRIMARIAS

|   |                                                                                                   |     |
|---|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 1 | <a href="https://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a><br>Fuente de Internet                         | 11% |
| 2 | <a href="https://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a><br>Fuente de Internet         | 2%  |
| 3 | <a href="https://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a><br>Fuente de Internet         | 1%  |
| 4 | <a href="https://luismaldonado-py.github.io">luismaldonado-py.github.io</a><br>Fuente de Internet | 1%  |
| 5 | <a href="https://repositorio.udh.edu.pe">repositorio.udh.edu.pe</a><br>Fuente de Internet         | 1%  |



MANUEL E. ALIAGA VIDURIZAGA  
D.N.I.: 71345687  
cod. ORCID: 0009-0004-1375-5004

## **DEDICATORIA**

Inicialmente, dedico esta disertación a Dios, por ser mi orientador constante, por proporcionarme fortaleza en los momentos de adversidad y por permitirme alcanzar este punto con fe y esperanza. A mi estimada madre Iris, por su amor incondicional, su sacrificio silencioso y su apoyo incansable, que han sido el catalizador de cada uno de mis logros profesionales. A mis hermanos Andrea y Brayan, por su constante compañía, sus consejos sinceros y su confianza en mí, que me proporcionaron aliento en los momentos más adversos. Este hito no sería alcanzable sin su colaboración. Cada palabra redactada en estas páginas refleja una porción de su afecto y dedicación.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco profundamente a la Universidad que me forjó, no solo por brindarme una formación académica de calidad, sino también por ser el espacio donde crecí personal y profesionalmente; a los buenos catedráticos, cuyo compromiso, sabiduría y vocación dejaron huellas imborrables en mi aprendizaje; A mis allegados, por su afecto infinito, su respaldo constante y su seguridad en cada etapa de esta trayectoria.; y a mis compañeros, por compartir conmigo experiencias, desafíos y aprendizajes que enriquecieron esta etapa fundamental de mi vida.

## ÍNDICE

|                                              |      |
|----------------------------------------------|------|
| DEDICATORIA .....                            | II   |
| AGRADECIMIENTOS.....                         | III  |
| ÍNDICE.....                                  | IV   |
| ÍNDICE DE TABLAS .....                       | VII  |
| ÍNDICE DE FIGURAS .....                      | X    |
| RESUMEN .....                                | XII  |
| ABSTRACT .....                               | XIII |
| INTRODUCCIÓN .....                           | XIV  |
| CAPITULO I.....                              | 16   |
| PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....              | 16   |
| 1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA BASE .....     | 16   |
| 1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....          | 17   |
| 1.2.1. PROBLEMA GENERAL .....                | 17   |
| 1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS .....           | 17   |
| 1.3. OBJETIVOS .....                         | 18   |
| 1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....                 | 18   |
| 1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....           | 18   |
| 1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN ..... | 18   |
| 1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA .....           | 18   |
| 1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA .....          | 19   |
| 1.4.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL .....            | 19   |
| 1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN .....  | 19   |
| 1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....     | 20   |
| CAPITULO II.....                             | 21   |
| MARCO TEÓRICO .....                          | 21   |
| 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....  | 21   |
| 2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....     | 21   |
| 2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES .....         | 24   |
| 2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES .....            | 26   |
| 2.2. BASES TEÓRICAS .....                    | 28   |
| 2.2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL .....             | 28   |
| 2.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL .....              | 34   |

|                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------|----|
| 2.2.3. SOFTWARE ESTRUCTURAL.....                                  | 43 |
| 2.2.4. ETABS (ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING SYSTEMS)..<br>..... | 44 |
| 2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES .....                              | 48 |
| 2.4. HIPÓTESIS .....                                              | 52 |
| 2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL .....                                    | 52 |
| 2.4.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA .....                                 | 52 |
| 2.5. VARIABLES.....                                               | 53 |
| 2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE .....                                 | 53 |
| 2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE .....                               | 53 |
| 2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....                        | 54 |
| CAPITULO III.....                                                 | 55 |
| METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN.....                              | 55 |
| 3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN .....                                  | 55 |
| 3.1.1. ENFOQUE.....                                               | 55 |
| 3.1.2. ALCANCE O NIVEL .....                                      | 55 |
| 3.1.3. DISEÑO.....                                                | 56 |
| 3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....                                     | 56 |
| 3.2.1. POBLACIÓN .....                                            | 56 |
| 3.2.2. MUESTRA.....                                               | 56 |
| 3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS              | 57 |
| 3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....                          | 57 |
| 3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....                         | 59 |
| 3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS .....           | 59 |
| CAPITULO IV.....                                                  | 60 |
| 4. RESULTADOS .....                                               | 60 |
| PROCESAMIENTO DE DATOS .....                                      | 60 |
| 4.1.1. DESCRIPCION DEL PROYECTO.....                              | 60 |
| 4.1.2. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO.....                  | 64 |
| 4.1.3. METRADO DE CARGAS .....                                    | 71 |
| 4.1.4. PARAMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO .....                  | 73 |
| 4.1.5. MODELO PARA EL ANÁLISIS:.....                              | 76 |
| 4.1.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES .....                              | 80 |
| 4.1.7. DISEÑO COLUMNAS .....                                      | 86 |

|                                                |     |
|------------------------------------------------|-----|
| 4.1.8. DISEÑO DE PLACAS.....                   | 95  |
| 4.1.9. DISEÑO VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....    | 101 |
| 4.1.10. DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS .....      | 111 |
| 4.1.11. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS .....       | 116 |
| 4.1.12. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS .....       | 116 |
| 4.2. CONTRASTACIÓN Y PRUEBA DE HIPÓTESIS ..... | 123 |
| 4.2.1. HIPÓTESIS GENERAL .....                 | 123 |
| 4.2.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA 1 .....            | 128 |
| 4.2.3. HIPÓTESIS ESPECIFICA 2 .....            | 134 |
| 4.2.4. HIPÓTESIS ESPECIFICA 3 .....            | 140 |
| CAPITULO V.....                                | 145 |
| DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....                   | 145 |
| CONCLUSIONES .....                             | 149 |
| RECOMENDACIONES.....                           | 152 |
| REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA .....                 | 154 |
| ANEXOS.....                                    | 162 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1 Factor zona del Perú.....                         | 38  |
| Tabla 2 Clasificación de los Perfiles de suelo .....      | 39  |
| Tabla 3 Factor de Suelo “S” .....                         | 39  |
| Tabla 4 Períodos “Tp” y TI” .....                         | 39  |
| Tabla 5 Categoría de las Edificaciones y factor “U” ..... | 40  |
| Tabla 6 Sistemas Estructurales .....                      | 41  |
| Tabla 7 Operacionalización de variables .....             | 54  |
| Tabla 8 Muestras por grupo de estudio .....               | 57  |
| Tabla 9 Normativas usadas en el cálculo estructural.....  | 62  |
| Tabla 10 Espesores de losa .....                          | 69  |
| Tabla 11 Cálculo de vigas postensada .....                | 70  |
| Tabla 12 Cálculo de cargas de viga postensada .....       | 70  |
| Tabla 13 Diseño de postensado .....                       | 71  |
| Tabla 14 Pesos unitarios .....                            | 72  |
| Tabla 15 Cargas vivas .....                               | 72  |
| Tabla 16 Peso de la losa .....                            | 72  |
| Tabla 17 Parámetros del suelo .....                       | 75  |
| Tabla 18 Modos principales .....                          | 78  |
| Tabla 19 Fuerzas en columna.....                          | 91  |
| Tabla 20 Combinaciones de cargas diseño en X.....         | 92  |
| Tabla 21 Combinaciones de cargas en Y .....               | 92  |
| Tabla 22 Cargas producidas en placas.....                 | 98  |
| Tabla 23 Combinaciones de cargas de diseño en X.....      | 98  |
| Tabla 24 Combinaciones de carga en Y .....                | 98  |
| Tabla 25 Parámetros de diseño de placa .....              | 100 |
| Tabla 26 Cortantes en placas .....                        | 100 |
| Tabla 27 Diseño por corte.....                            | 100 |
| Tabla 28 Datos de diseño de viga.....                     | 108 |

|                                                                                    |     |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 29 Momento negativo de diseño .....                                          | 108 |
| Tabla 30 Momento positivo de diseño .....                                          | 108 |
| Tabla 31 Datos generales de diseño de viga postensada .....                        | 114 |
| Tabla 32 Cálculo de cargas de diseño de viga postensada .....                      | 114 |
| Tabla 33 Valores de diseño de viga postensada .....                                | 115 |
| Tabla 34 Verificaciones de diseño de vigas postensadas.....                        | 115 |
| Tabla 35 Refuerzo de contracción y temperatura .....                               | 120 |
| Tabla 36 Diseño de viguetas .....                                                  | 122 |
| Tabla 37 Diseños de acero negativo por flexión .....                               | 122 |
| Tabla 38 Diseño de acero positivo por flexión .....                                | 122 |
| Tabla 39 Cortante basal con sistema de concreto armado en dirección X              | 124 |
| Tabla 40 Cortante basal con sistema de concreto postensado en dirección X<br>..... | 125 |
| Tabla 41 Factor de escalamiento con sistema de concreto armado en X..              | 125 |
| Tabla 42 Factor de escalamiento con sistema de concreto postensado en X<br>.....   | 125 |
| Tabla 43 Derivas en dirección X con sistema de concreto armado .....               | 126 |
| Tabla 44 Derivas en dirección Y con sistema de concreto armado .....               | 126 |
| Tabla 45 Derivas en dirección X con sistema de concreto postensado .....           | 126 |
| Tabla 46 Derivas en dirección Y con sistema de concreto postensado .....           | 126 |
| Tabla 47 Período con sistema de concreto armado.....                               | 129 |
| Tabla 48 Período con sistema de concreto postensado .....                          | 129 |
| Tabla 49 Pesos por niveles con sistema de concreto armado .....                    | 129 |
| Tabla 50 Pesos por niveles con sistema de concreto postensado.....                 | 130 |
| Tabla 51 Parámetros considerados con sistema de concreto armado .....              | 130 |
| Tabla 52 Parámetros considerados con sistema de concreto postensado                | 130 |
| Tabla 53 Cortante basal con sistema de concreto armado en dirección X              | 131 |
| Tabla 54 Cortante basal con sistema de concreto armado en dirección Y              | 131 |
| Tabla 55 Cortante basal con sistema de concreto postensado en dirección X<br>..... | 131 |

|                                                                                 |     |
|---------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 56 Cortante basal con sistema de concreto postensado en dirección Y ..... | 132 |
| Tabla 57 Fuerza sísmica con sistema de concreto armado en dirección X           | 132 |
| Tabla 58 Fuerza sísmica con sistema de concreto armado en dirección Y           | 132 |
| Tabla 59 Fuerza sísmica con sistema de concreto postensado en dirección X ..... | 133 |
| Tabla 60 Fuerza sísmica con sistema de concreto postensado en dirección Y ..... | 133 |
| Tabla 61 Combinación modal con sistema de concreto armado .....                 | 135 |
| Tabla 62 Combinación modal con sistema de concreto postensado .....             | 135 |
| Tabla 63 Espectro de pseudo aceleración inelástico .....                        | 136 |
| Tabla 64 Factor de escalamiento con sistema de concreto armado en X..           | 138 |
| Tabla 65 Factor de escalamiento con sistema de concreto armado en Y..           | 139 |
| Tabla 66 Factor de escalamiento con sistema de concreto postensado en X .....   | 139 |
| Tabla 67 Factor de escalamiento con sistema de concreto postensado en Y .....   | 139 |
| Tabla 68 Derivas en dirección X con sistema de concreto armado .....            | 141 |
| Tabla 69 Derivas en dirección Y con sistema de concreto armado .....            | 141 |
| Tabla 70 Derivas en dirección X con sistema de concreto postensado .....        | 141 |
| Tabla 71 Derivas en dirección Y con sistema de concreto postensado .....        | 142 |
| Tabla 72 Torsión en dirección X con sistema de concreto armado.....             | 142 |
| Tabla 73 Torsión en dirección Y con sistema de concreto armado.....             | 142 |
| Tabla 74 Torsión en dirección X con sistema de concreto postensado .....        | 143 |
| Tabla 75 Torsión en dirección Y con sistema de concreto postensado .....        | 143 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 Viga postensada con tendón dentro de la vaina .....  | 29 |
| Figura 2 Viga postensada con tendón dentro de la viga .....   | 30 |
| Figura 3 Ciclo de vida de una edificación con BIM .....       | 35 |
| Figura 4 Comportamiento rígido y flexible del diafragma ..... | 36 |
| Figura 5 Mapa territorial dividido en cuatro zonas .....      | 38 |
| Figura 6 Absorción y disipación de energía .....              | 42 |
| Figura 7 Derivas y estabilidad .....                          | 43 |
| Figura 8 Modelación de un proyecto en ETABS .....             | 46 |
| Figura 9 Plataforma de trabajo del ETABS .....                | 48 |
| Figura 10 Planta típica de la vivienda .....                  | 60 |
| Figura 11 Cortes de la vivienda .....                         | 61 |
| Figura 12 Plano estructural de la edificación .....           | 65 |
| Figura 13 Columna a dimensionar .....                         | 67 |
| Figura 14 Modelado para metrado de cargas .....               | 73 |
| Figura 15 Factor zona .....                                   | 74 |
| Figura 16 Modelado en 3D con el ETABS .....                   | 77 |
| Figura 17 Punzonamiento en zapata .....                       | 81 |
| Figura 18 Sección crítica en corte por flexión .....          | 83 |
| Figura 19 Esfuerzos del suelo en la cimentación .....         | 84 |
| Figura 20 Área de acero en cimentación .....                  | 85 |
| Figura 21 Sección de área de zapata diseñada .....            | 85 |
| Figura 22 Diagrama de interacción en columnas .....           | 87 |
| Figura 23 Cálculo de $V_u$ en columna .....                   | 89 |
| Figura 24 Requerimiento de estribos en columna .....          | 90 |
| Figura 25 Columna a diseñar .....                             | 91 |
| Figura 26 Dimensiones de columna .....                        | 92 |
| Figura 27 Diagramas por sismo de columnas en X .....          | 93 |
| Figura 28 Diagramas por sismo de columnas en Y .....          | 93 |

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 29 Diagramas por sismo de placas en X .....                       | 99  |
| Figura 30 Diagramas por sismo de placas en Y .....                       | 99  |
| Figura 31 Sección de placa diseñada .....                                | 101 |
| Figura 32 Cortes de acero .....                                          | 104 |
| Figura 33 mínimo en vigas.....                                           | 105 |
| Figura 34 Requerimientos de estribos en vigas .....                      | 107 |
| Figura 35 Diseño por flexión en vigas.....                               | 107 |
| Figura 36 Deflexiones de vigas.....                                      | 110 |
| Figura 37 Cargas equivalentes en vigas postensadas.....                  | 112 |
| Figura 38 Relación entre la fuerza de tensado y la excentricidad.....    | 112 |
| Figura 39 Cortantes, momentos y deflexión de vigas postensadas .....     | 114 |
| Figura 40 Cargas equivalentes obtenidas en función de los tendones ..... | 115 |
| Figura 41 Deflexiones vigas postensadas .....                            | 116 |
| Figura 42 Detalle de losa aligerada .....                                | 117 |
| Figura 43 Alternancia de cargas en losa.....                             | 118 |
| Figura 44 Disposición de acero en losaFigura 45.....                     | 119 |
| Figura 46 Momentos en viguetas.....                                      | 121 |
| Figura 47 Cortantes en viguetas.....                                     | 121 |
| Figura 48 Losa aligerada diseñada en planta típica.....                  | 123 |
| Figura 49 Planos de planta típica del proyecto .....                     | 124 |
| Figura 50 Sección de viga de concreto armado.....                        | 127 |
| Figura 51 Sección de viga de concreto postensado .....                   | 127 |
| Figura 52. Espectro de pseudo aceleración inelástico en X .....          | 137 |
| Figura 53 Espectro de pseudo aceleración inelástico en Y .....           | 137 |

## RESUMEN

La investigación desarrolló el análisis estructural mediante modelación en software especializado, evaluando el comportamiento de vigas y elementos principales bajo ambas tipologías. El principal objetivo fue determinar la diferencia del diseño estructural mediante la modelación con ambos sistemas estructurales, obteniendo como resultados diferencias significativas ya que con el sistema estructural de concreto armado la carga total de su metrado de cargas fue 696.42 Tnf, la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 85.067 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 87.052 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 21.07 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.41 como máximo, la deriva máxima fue de 0.0031 en la dirección X-X y la deriva fue de 0.0039 en la dirección Y-Y inferiores al valor de 0.007 indicado en la norma E.060 (2019); de la misma manera la irregularidad torsional en la dirección X-X obtuvo el valor de 1.18 como máximo y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 1.10; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la carga total de su metrado de cargas fue 686.13 Tnf, la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 78.088 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 85.766 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 19.41 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.11 como máximo, la deriva máxima fue de 0.0026 en la dirección X-X y la deriva fue de 0.0041 en la dirección Y-Y inferiores al valor de 0.007 indicado en la norma E.060 (2019). Concluyendo que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en las cortantes basales y en los desplazamientos laterales, tomando así el diseño estructural del sistema de concreto postensado ya que constituye una alternativa estructuralmente más eficiente, con ventajas técnicas que respaldan su aplicación para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco.

**Palabras clave:** Sistema estructural, concreto armado, concreto postensado, diseño sismorresistente, derivas, cortante basal, irregularidad

## ABSTRACT

The research developed the structural analysis through modeling in specialized software, evaluating the behavior of beams and main elements under both typologies. The main objective was to determine the difference in the structural design through modeling with both structural systems, obtaining significant differences as results since with the reinforced concrete structural system the total load of its load measurement was 696.42 Tnf, the basal shear force in the X-X direction obtained the value of 85.067 Tnf and in the Y-Y direction it obtained the value of 87.052 Tnf, likewise the seismic forces in the X-X direction were 21.07 Tnf maximum and in the Y-Y direction it was 21.41 maximum, the maximum drift was 0.0031 in the X-X direction and the drift was 0.0039 in the Y-Y direction lower than the value of 0.007 indicated in standard E.060 (2019); in the same way the torsional irregularity in the X-X direction obtained the value of 1.18 as maximum and in the Y-Y direction it obtained the value of 1.10; in the same way with the post-tensioned concrete structural system the total load of its load measurement was 686.13 Tnf, the basal shear force in the X-X direction obtained the value of 78.088 Tnf and in the Y-Y direction it obtained the value of 85.766 Tnf, likewise the seismic forces in the X-X direction were 19.41 Tnf as maximum and in the Y-Y direction it was 21.11 as maximum, the maximum drift was 0.0026 in the X-X direction and the drift was 0.0041 in the Y-Y direction lower than the value of 0.007 indicated in standard E.060 (2019). Concluding that by applying the post-tensioned concrete system to the beams, better results were obtained both in the basal shears and in the lateral displacements, thus taking the structural design of the post-tensioned concrete system since it constitutes a structurally more efficient alternative, with technical advantages that support its application for a 5-story house in the city of Huánuco.

**Keywords:** Structural system, reinforced concrete, post-tensioned concrete, earthquake-resistant design, drifts, basal shear, irregularity

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el crecimiento urbano en ciudades intermedias como Huánuco ha generado una creciente demanda de edificaciones multifamiliares de varios niveles, lo que exige soluciones estructurales eficientes, seguras y económicamente viables. Sin embargo, el diseño estructural tradicional basado en concreto armado presenta ciertas limitaciones en edificaciones de mayor altura, tales como el incremento de secciones estructurales, mayores cargas muertas y un consumo elevado de materiales. Esta situación plantea la necesidad de explorar sistemas alternativos que optimicen el comportamiento estructural y los recursos constructivos disponibles.

En ese contexto, el sistema de concreto postensado surge como una tecnología moderna que ha demostrado ser efectiva en estructuras de edificios de mediana y gran altura, gracias a su capacidad para reducir deflexiones, controlar fisuración y disminuir el uso de acero y concreto. A pesar de estos beneficios, su implementación en el ámbito residencial urbano del Perú, particularmente en ciudades como Huánuco, aún es limitada, en gran parte por desconocimiento técnico y resistencia al cambio por parte de algunos profesionales del sector construcción.

La presente investigación nace de la necesidad de comparar dos sistemas estructurales el concreto armado tradicional y el concreto postensado aplicados al diseño de una vivienda de cinco pisos, con el objetivo de evidenciar las ventajas y desventajas que cada uno presenta desde el punto de vista estructural. Este análisis se realiza bajo el mismo contexto urbano y geográfico, utilizando parámetros normativos vigentes y herramientas de modelamiento estructural especializadas. El estudio plantea como problema principal la ineficiencia estructural que puede representar el uso exclusivo del concreto armado en viviendas de mediana altura, especialmente en lo referido a las vigas, que tienden a incrementar su altura y rigidez estructural, afectando la distribución arquitectónica y los costos del proyecto. A su vez, se observa que muchos proyectos no consideran tecnologías alternas como el postensado, pese a los beneficios demostrados en otros contextos nacionales e internacionales.

La investigación se concibe como un análisis comparativo técnico-científico entre ambos sistemas estructurales aplicados al mismo modelo de vivienda, evaluando criterios como el peso estructural total, la cantidad de acero requerido, las deformaciones en servicio y el comportamiento ante cargas sísmicas. De esta manera, se busca determinar cuál de los dos sistemas ofrece mejores condiciones para su aplicación en el diseño de viviendas de cinco niveles en Huánuco. Como alternativa de solución, se propone fomentar el uso del sistema de concreto postensado, principalmente en las vigas, donde se concentra gran parte de la masa estructural y donde el sistema postensado puede ofrecer una mejora significativa en el desempeño estructural. Al disminuir el uso de acero y reducir la deformación vertical, se logra una estructura más liviana y eficiente, lo cual es especialmente valioso en zonas sísmicas como Huánuco.

Asimismo, esta investigación no solo pretende comparar resultados numéricos y estructurales, sino también incentivar a los profesionales del área de ingeniería civil a considerar nuevas tecnologías en sus diseños estructurales. La adopción progresiva del concreto postensado en proyectos residenciales puede representar un avance importante hacia una construcción más moderna, segura y racionalizada en el uso de materiales, ya que el presente estudio busca contribuir al conocimiento técnico local y regional, brindando evidencia concreta sobre los beneficios del concreto postensado en el diseño estructural de viviendas. Con ello, se espera promover su implementación en futuros proyectos de edificación en Huánuco y en otras regiones del país, fortaleciendo así la cultura de innovación y eficiencia en la ingeniería estructural peruana.

# **CAPITULO I**

## **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA BASE**

A nivel internacional, la ingeniería sismorresistente es un desafío crítico debido a la variabilidad de las zonas sísmicas y la diversidad de normativas de construcción. Los sistemas de concreto armado tradicional y concreto postensado se utilizan en todo el mundo, pero cada uno presenta ventajas y desventajas en términos de comportamiento sísmico, costos y técnicas de construcción. Las estructuras aporticadas con sistemas de concreto postensado pueden ofrecer una mayor capacidad de deformación y resistencia a los efectos de los terremotos en comparación con las estructuras de concreto armado tradicional. Sin embargo, la ausencia de normalización en las metodologías de diseño y construcción puede llevar a diferencias significativas en el rendimiento sismorresistente de las estructuras. Esta problemática se acentúa en países en desarrollo donde los recursos y la formación técnica pueden ser limitados, lo que puede comprometer la seguridad estructural durante eventos sísmicos.

En Perú, Marticorena (2021) indica que enfrenta sus propios desafíos en la implementación de diseños sismo resistentes debido a las características geográficas y sísmicas específicas. En muchos países, las normativas de construcción y los códigos sísmicos han evolucionado para incluir consideraciones de diseño avanzado, como el uso de concreto postensado. Sin embargo, la adopción de estas técnicas no siempre es homogénea. En países con alta actividad sísmica, como Japón, Chile y México, existe una mayor presión para desarrollar y aplicar sistemas de diseño sismorresistentes avanzados. La falta de recursos, la variabilidad en la aptitud de los utilitarios de construcción y la capacitación insuficiente de los profesionales del sector pueden limitar la implementación efectiva de estos sistemas. Esto puede resultar en una disparidad en la resiliencia de las estructuras y aumentar la vulnerabilidad de las comunidades ante desastres naturales.

En Huánuco, Leandro y Vela (2023) menciona que las problemáticas específicas de la implementación de sistemas de concreto postensado frente a los sistemas de concreto armado tradicional son aún más pronunciadas. Las decisiones de diseño a menudo se ven influenciadas por factores económicos, disponibilidad de materiales y mano de obra capacitada. En áreas con recursos limitados, la preferencia por métodos tradicionales de concreto armado puede prevalecer debido a su familiaridad y menor costo inicial, aunque esto puede comprometer la resistencia sismorresistente de las estructuras.

Además, la falta de discernimiento y aprendizaje en el diseño y construcción con concreto postensado puede llevar a una subutilización de esta tecnología, que podría ofrecer mejoras significativas en la seguridad y el rendimiento estructural durante eventos sísmicos. La necesidad de capacitación y la actualización de los conocimientos técnicos son esencia

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál será la diferencia del diseño estructural entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?

### **1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- ¿Cuál será la diferencia del análisis estático entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?
- ¿Cuál será la diferencia del análisis dinámico entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?
- ¿Cuál será la diferencia de las derivas fundamentales entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Explicar la diferencia del diseño estructural entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

#### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar la diferencia del análisis estático entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.
- Demostrar la diferencia del análisis dinámico entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.
- Evaluar la diferencia de las derivas fundamentales entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

### **1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA**

Este proyecto de investigación fue esencial para avanzar en la comprensión del comportamiento de las estructuras apórticadas bajo cargas sísmicas. El concreto postensado y el concreto armado tradicional presentan comportamientos distintos debido a sus diferentes propiedades mecánicas y métodos de construcción. Investigar y comparar estos sistemas desde una perspectiva teórica permitirá desarrollar modelos matemáticos y simulaciones más precisos que reflejen las respuestas estructurales reales bajo condiciones sísmicas. Esto no solo contribuye al cuerpo de conocimiento existente en la ingeniería sismorresistente, sino que también facilitará la mejora de los códigos de diseño y las normativas de construcción, asegurando que las estructuras sean diseñadas para maximizar su capacidad de resistencia y minimización de daños durante un terremoto.

#### **1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA**

La investigación sobre el diseño sismorresistente de estructuras porticadas utilizando concreto postensado frente a concreto armado tradicional tuvo implicaciones directas dentro del sector de la construcción. La puesta en marcha de sistemas implica la instauración de mecanismos de concreto postensado puede ofrecer ventajas significativas en términos de eficiencia estructural y reducción de costos a largo plazo debido a su mayor capacidad de resistencia y durabilidad. Sin embargo, su aplicación práctica requiere habilidades especializadas y un conocimiento profundo de las técnicas de postensado. Al contrastar estos métodos con el diseño de concreto armado tradicional, esta investigación ayudará a identificar las mejores prácticas y a desarrollar directrices claras para la implementación efectiva de ambos sistemas en diversas condiciones sísmicas. Esto mejorará la calidad de la construcción, reducirá los riesgos de fallos estructurales y optimizará el uso de recursos en proyectos de ingeniería civil.

#### **1.4.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

Para este proyecto de investigación se enfocaron en la salvaguarda y el bienestar de las comunidades colectividades. que habitan en zonas sísmicamente activas. Las estructuras construidas sin considerar adecuadamente el diseño sismorresistente pueden resultar en pérdidas catastróficas de vidas humanas y daños materiales significativos durante un terremoto. Al investigar y promover el uso de sistemas de concreto postensado, que pueden ofrecer una mayor resistencia y ductilidad en comparación con el concreto armado tradicional, esta investigación tiene el potencial de mejorar significativamente la seguridad.

#### **1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

Las investigaciones relacionadas al diseño estructural con concreto postensado en Huánuco son escasas, así como también el acceso a la información del sistema postensado fue muy limitado. Por lo que para el diseño estructural se utilizó el concreto postensado en vigas, El diseño

estructural se fundamenta en datos específicos de la ciudad de Huánuco, conforme a las normas de estructura del reglamento nacional de construcción.

## **1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

Se contó con normativas nacionales establecidas en el normativo estatal de construcciones ya que son parámetros importantes para realizar el diseño estructural que de la edificación a analizar, de la misma manera se trabajó con el software estructural ETABS Analysis and Design of Building Systems v 20 para realizar el cálculo y garantizar los datos y resultados reales; también se cuenta con el apoyo de profesionales expertos que me brindaran la asesoría y el acompañamiento de la investigación, y de la misma manera como investigador cuento con la capacidad económica para poder cubrir económicamente los gastos que pueda requerir la investigación para un adecuado desarrollo.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

##### **2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES**

Osorio (2023) en su tesis titulada Diseño y Evaluación Sísmica de Edificio Residencial en Lebrija, Santander, que fue realizado en la Universidad de los Andes en Colombia donde tuvo como objetivo principal diseñar una estructura con capacidad de energía DES con base en lo estipulado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y el código ACI 318 y verificar el comportamiento aplicando Análisis Estático No Lineal a través del programa ETABS, donde obtuvo como resultado: Se evaluaron alternativas estructurales y de entrepiso, realizando análisis de cargas y modelado en ETABS, asegurando derivas inferiores al 1.428%, se diseñaron los elementos de forma manual incluyendo el refuerzo a flexión, cortante y conexiones, se llevaron a cabo tres análisis no lineales y uno complementario (NLM, NLG, FC, No lineal Cronológico), fisuración de elementos, creación de rótulas, asignación de resortes y variación de la respuesta de la estructura en el tiempo frente a diferentes sismos para verificar su desempeño. Tanto en el sentido X como Y, el nivel de desplazamiento en el punto de comportamiento se encuentra en ocupación inmediata, el punto de comportamiento en Y, es más grande que en X, por tanto, se puede concluir que esta dirección es más dúctil. Las respuestas no lineales (derivas, desplazamientos y cortantes) están por debajo de la curva de análisis estático, por lo tanto, se podría pensar optimizar el diseño.

Rengifo (2019), En su disertación aborda el desarrollo del diseño estructural del edificio conforme a las directrices del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, específicamente el Reglamento NSR-10 y complementa este proceso

con la evaluación de su comportamiento no lineal ante solicitaciones sísmicas severas, en su concepto de su investigación presenta un comportamiento no lineal. Desarrollada en la Universidad de los Andes (Colombia), tuvo como propósito principal efectuar el diseño estructural del edificio Altavista conforme a los lineamientos establecidos en el reglamento NSR-10, empleando un estudio flexible. Asimismo, evaluó su trabajo sísmico mediante un examen no lineal basado en las directrices del ASCE 41-17.

Los resultados obtenidos indican que, en el sentido X, los desplazamientos normalizados en cubierta inician a partir del 0,75%; las rótulas correspondientes al nivel de seguridad de vida se presentan desde un 1,41%, y las rótulas asociadas a la prevención del colapso aparecen a partir del 1,95% de desplazamiento normalizado en cubierta. En el sentido Y, los desplazamientos normalizados en cubierta comienzan desde el 0,57%; las rótulas de seguridad de vida se desarrollan a partir del 1,14%, mientras que las rótulas de prevención del colapso se evidencian desde el 1,85%.

La comparación de las curvas de capacidad en ambas direcciones muestra que el sentido X presenta mayor ductilidad frente al desplazamiento, alcanzando valores superiores con menores pérdidas de rigidez. Del mismo modo, el análisis de dichas curvas permite observar que los valores de sobrerresistencia difieren respecto al valor teórico de 2,5, registrándose aproximadamente 3,8 en el sentido X y Y 2,8.

Espejo (2021) en su tesis titulada Evaluación Sísmica de un Edificio Residencial Ubicado en Cali – Valle del Cauca que fue realizado en la Universidad de los Andes en Colombia donde tuvo como objetivo principal desarrollar la evaluación del comportamiento sísmico de una edificación diseñada con base en las normas actuales, mediante la realización de análisis no lineales, donde obtuvo como resultados: Para el sentido X, al incluir la flexibilidad de la cimentación, el periodo en los Modelos 1 y 2 es de  $T_x=1.37s$  y en el Modelo 3  $T_x=1.74s$  con un

incremento del 27%; para un desplazamiento de 368mm se evidencia que en los Modelos 1 y 2 se han rotulado la mayoría de las vigas y aparecen las primeras rótulas en la base de los muros. Para el Sentido Y obteniendo diferencias entre el modelo que incluye la no linealidad del material, y el modelo que incluye la no linealidad geométrica del 3% con respecto al cortante  $V_y$ . Al incluir la flexibilidad de la cimentación se obtiene un periodo  $T_y=1.59s$ , y en los Modelos 1 y 2 el periodo es de  $T_y=1.13s$ , lo cual significa un incremento del 41%; para un desplazamiento entre 245mm y 350mm se evidencia que en los Modelos 1 y 2 se han rotulado la mayoría de las vigas, tanto de acople como a flexión, y aparecen las primeras rótulas en la base de los muros. Con base en las curvas de capacidad, se evidencia que el Sentido Y presenta menor resistencia con un  $V_y=23408$  kN, y el factor de sobrerresistencia obtenido es igual a 2.7, el cual se encuentra un 8% por encima del valor indicado en el Reglamento NSR-10, para sistemas combinados con disipación de energía especial de  $\Omega=2.5$ .

Ramírez (2022), en su tesis titulada Estudio y diseño comparativo de losas nervadas para estructuras de diversos niveles en Bogotá: utilizando dos métodos de refuerzo, el tradicional longitudinal y el moderno a base de elementos postensados, señala que su tesis fue redactada en la U. E. Colombiana de Ingeniería, tuvo como objetivo principal evaluar y comparar el comportamiento estructural de losas nervadas sometidas a acciones sísmicas. El estudio se centró en analizar el desempeño de estas losas al emplear diferentes alternativas de refuerzo, contrastando el sistema convencional de refuerzo longitudinal con la incorporación de elementos postensados, a fin de identificar sus ventajas y diferencias en términos de respuesta estructural, donde obtuvo como resultado: los periodos fundamentales de vibración de los modelos A en 4 niveles tenemos ( $T_1=0,463$ ;  $T_2=0,249$ ;  $T_3=0,145$ ), en 7 niveles tenemos ( $T_1=0,39$ ;  $T_2=0,334$ ;  $T_3=0,264$ ), en 12 niveles tenemos ( $T_1=0,748$ ;  $T_2=0,637$ ;  $T_3=0,461$ ); del modelo B en 4 niveles tenemos ( $T_1=0,461$ ;  $T_2=0,246$ ;  $T_3=0,145$ ), en 7 niveles tenemos ( $T_1=0,397$ ;  $T_2=0,341$ ;  $T_3=0,262$ ), en 12 niveles

tenemos ( $T_1=0,729$ ;  $T_2=0,615$ ;  $T_3=0,447$ ). Resultado de máximas derivas; para 4 niveles en el sentido SX:  $X=0.24\%$ ;  $Y=0.32\%$ ; en el sentido SY:  $X=0.62\%$ ;  $Y=0.95\%$ . Para 7 niveles en el sentido SX:  $X=0.36\%$ ;  $Y=0.26\%$ ; en el sentido SY:  $X=0.25\%$ ;  $Y=0.34\%$ . Para 12 niveles en el sentido SX:  $X=0.98\%$ ;  $Y=0.56\%$ ; en el sentido SY:  $X=0.35\%$ ;  $Y=0.52\%$ . Es importante señalar que el presente proyecto se circunscribió exclusivamente al análisis de elementos postensados, sin considerar el estudio de sistemas prefabricados pretensados, los cuales podrían constituir una variable relevante para investigaciones futuras. Si bien en la práctica constructiva es más frecuente el empleo de elementos pretensados en la ejecución de losas, esta investigación tiene como propósito promover la implementación de sistemas postensados en la ciudad y en el país.

La motivación principal radica en las ventajas técnicas que ofrecen los elementos postensados, entre ellas una mayor capacidad resistente en comparación con los sistemas pretensados. Asimismo, destaca la posibilidad de modificar el uso de los entrepisos gracias a la opción de realizar tensionamientos en cables no adheridos, lo que amplía la flexibilidad funcional y el potencial de adaptación de la estructura a nuevas condiciones de servicio.

### **2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES**

Marticorena (2021), en su investigación sobre el uso del diseño de una estructura aplanada con una luz de 12 metros en Huancayo, sustentada en la Universidad Peruana de los Andes, se ha realizado utilizando concreto postensado. para la obtención del grado de doctor, tuvo como objetivo principal analizar la viabilidad y el comportamiento estructural de este sistema en edificaciones con luces amplias. Entre los resultados más relevantes se determinaron los periodos fundamentales de vibración en ambas direcciones principales, obteniéndose  $T_{din}(X-X)=0.756s$  y  $T_{din}(Y-Y)=0.625s$ . Asimismo, en la evaluación de la irregularidad torsional se comprobó que el desplazamiento relativo no superó el límite del 50% establecido por la normativa, destacándose la

presencia de anomalías torsionales. En consecuencia, el estudio concluye de manera favorable que la aplicación del sistema de concreto postensado resulta altamente beneficiosa para el diseño de estructuras porticadas con luces de considerable magnitud.

En 2023, Loayza y Quispe desarrollaron una investigación orientada al análisis y comparación del desempeño sísmico de un edificio de tres niveles destinado a oficinas administrativas, ubicado en el Cercado de Lima, Perú. En su estudio, contrastaron el comportamiento de una estructura ejecutada con concreto armado convencional frente a una alternativa que incorpora concreto postensado adherido. El propósito central de la investigación fue optimizar la respuesta sísmica de la edificación mediante la implementación de elementos de concreto postensado adherido, evaluando su efectividad como solución estructural frente a los sistemas tradicionales de construcción en concreto armado. Los resultados evidenciaron que, según la curva de capacidad en las direcciones X e Y, la estructura con concreto postensado adherido presentó incrementos significativos en el desplazamiento respecto a su equivalente de concreto armado convencional, alcanzando un 250% en la dirección X y entre 400% y 500% en la dirección Y (en sentidos positivo y negativo). Asimismo, al comparar la edificación postensada con una alternativa de concreto armado con dimensiones mayores, se observó también un aumento en el desplazamiento, aunque de menor magnitud: 18% en la dirección X y entre 15% y 54% en la dirección Y, dependiendo del sentido de análisis. Estos hallazgos permitieron establecer diferencias claras en el comportamiento sísmico entre los sistemas estructurales evaluados.

En el marco de los estudios enfocados en su diseño estructural bajo criterios de comportamiento sísmico, Condori (2022), En la disertación denominada "Estudio y construcción estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro niveles y un sótano, Tacna-2020", elaborada en la Universidad Privada de Tacna., planteó como objetivo la formulación del modelo estructural, así como la ejecución del análisis y

el dimensionamiento de una estructura de hormigón armado de cuatro niveles y un sótano, situada en el corazón del distrito de La Yarada Los Palos y erguida sobre un terreno que soporta hasta 1 kilogramo-fuerza por centímetro cuadrado.

Del procesamiento analítico se obtuvieron derivas inelásticas máximas de entrepiso equivalentes a 0,0046 en la dirección X y 0,0025 en la dirección Y. Tales indicadores de desempeño estructural evidencian que, aunque la evaluación de edificaciones de esta tipología supone un procedimiento metodológico complejo y de alta exigencia técnica, la aplicación rigurosa de los criterios de análisis y de los métodos de cálculo permite optimizar el dimensionamiento y la comprobación de los elementos resistentes, asegurando la compatibilidad del diseño con las disposiciones normativas vigentes.

### **2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES**

De manera complementaria, en el ámbito del análisis dinámico de configuraciones estructurales no simétricas, López y Valerio (2023), en la tesis de Evaluación sísmica de la asimetría en una edificación de concreto armado de cinco niveles, elaborada en la U.N. H. V., orientaron su investigación hacia la caracterización del comportamiento sísmico de estructuras con simetría geométrica y de rigidez, con el propósito de estimar la magnitud del efecto torsional en una edificación situada en Amarilis – Huánuco.

El modelamiento numérico efectuado evidenció la inexistencia de irregularidades en elevación; sin embargo, permitió identificar una irregularidad en planta asociada a una torsión extrema en el eje X-X. Esta condición implicó la necesidad de recalibrar el análisis sismorresistente considerando la torsión accidental correspondiente. Posteriormente, la reevaluación del sistema estructural confirmó que los periodos fundamentales se mantuvieron invariables, aunque se observó un incremento del 22,15% en la deriva lateral relativa en la dirección X-X. En virtud de estos hallazgos, los autores sostienen que la asimetría

estructural constituye un factor determinante tanto en la fase de análisis como en el proceso de diseño, puesto que la solución estructural adoptada debe verificarse estrictamente alineándose con las directrices de la Norma Técnica E.030 para el Diseño Sismorresistente.

En 2023, Leandro y Vela desarrollaron una investigación en la Universidad Nacional Hermilio Valdizán orientada al estudio comparativo en medio de estructuras de hormigón postensado y vigas de concreto armado convencional, el contraste es abismal. El propósito central del trabajo consistió en evaluar el desempeño estructural de ambos sistemas con miras a optimizar el diseño sismorresistente de una estructura porticada con una luz de 7 metros, proyectada en el distrito de Pillco Marca – Huánuco, analizando sus implicancias técnicas en el comportamiento global de la edificación.

Los resultados del análisis estructural evidenciaron que el sistema conformado por vigas postensadas presenta un mejor desempeño frente a solicitudes sísmicas frente al sistema clásico. En lo que respecta a las derivaciones de la planta baja, podríamos hablar de las derivaciones de los pisos superiores, se registró una reducción del 36,76% en la dirección X-X y del 27,5% en la dirección Y-Y. El fascinante espectáculo de las vigas de hormigón estructurado convencional. Asimismo, en relación con el desplazamiento máximo o deformación global, el sistema postensado mostró valores inferiores, con diferencias del 33,36% en el eje X-X y del 28,23% en el eje Y-Y. Estos resultados ponen de manifiesto la mayor eficiencia estructural del concreto postensado en el control de desplazamientos laterales dentro del diseño sismorresistente.

Espinoza (2023), en la investigación desarrollada en la Universidad de Huánuco, orientó su estudio al análisis y diseño estructural con criterios sismorresistentes de una clínica particular de cinco niveles construida en concreto armado, ubicada en Amarilis – Huánuco.

A partir del modelamiento y análisis efectuado mediante el software ETABS, se determinó que la deriva máxima de entrepiso se presenta en

la dirección Y-Y, con un valor de 0,0039, mientras que en la dirección X-X alcanza 0,0031. Estos resultados evidencian que las derivas obtenidas en ambas direcciones se encuentran En el marco de los confines permitidos por la legislación actual, se encuentran las medidas permitidas, lo que valida la consistencia y adecuación del diseño estructural propuesto.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. SISTEMA ESTRUCTURAL**

De acuerdo con lo establecido por el Ministerio de Vivienda (2016), toda construcción, así como cada uno de sus componentes estructurales, debe ser proyectada y ejecutada de manera que garantice su capacidad para soportar las operaciones sísmicas contempladas en la normativa vigente. Este proceso de diseño y construcción deberá desarrollarse en estricto cumplimiento de las disposiciones técnicas aplicables y conforme a las especificaciones correspondientes a los materiales utilizados, asegurando así la adecuada respuesta estructural frente a solicitaciones de origen sísmico.

#### **2.2.1.1. CONCRETO POSTENSADO**

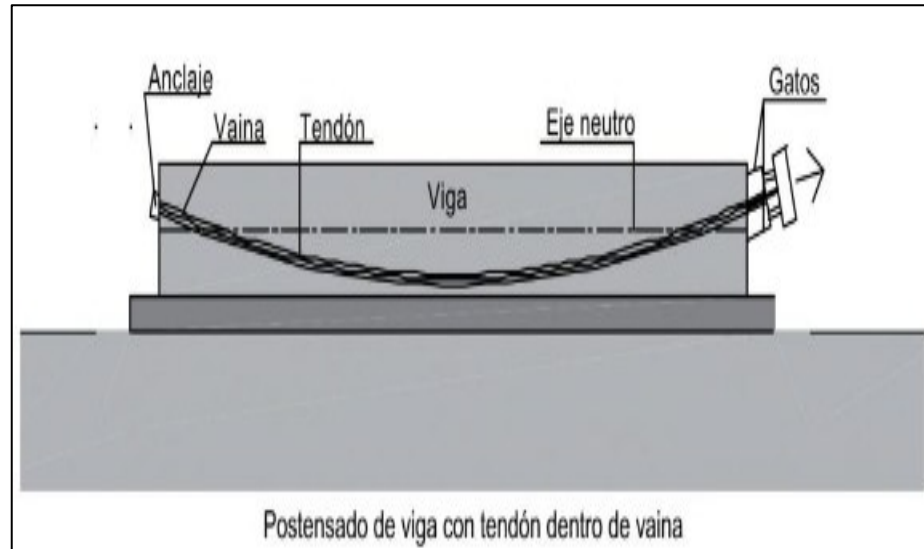
Gonzáles (1984) nos dice que debido a su mayor contenido de carbono y conformado en frío, los aceros pretensados son más propensos a la corrosión que los refuerzos normales, pero la diferencia es significativa cuando se trata de corrosión bruta, que es mucho más probable que ocurra en estructuras pretensadas y tiene poca importancia práctica, de la misma manera la armadura de concreto postensado tiene los mismos riesgos básicos que el hormigón armado, aunque conviene destacar dos diferencias importantes:

El riesgo de fisuración es mucho menor porque la tensión de compresión que el acero de refuerzo ejerce sobre el hormigón compensa la pérdida de resistencia a la tracción.

Aumentan el riesgo de corrosión local selectiva de las armaduras sometidas a tensión: La propia tensión aplicada, la susceptibilidad del acero pretensado a este tipo de ataque y el diámetro mucho menor de las barras redondas en comparación con el diámetro normal del hormigón armado.

**Figura 1**

*Viga postensada con tendón dentro de la vaina.*

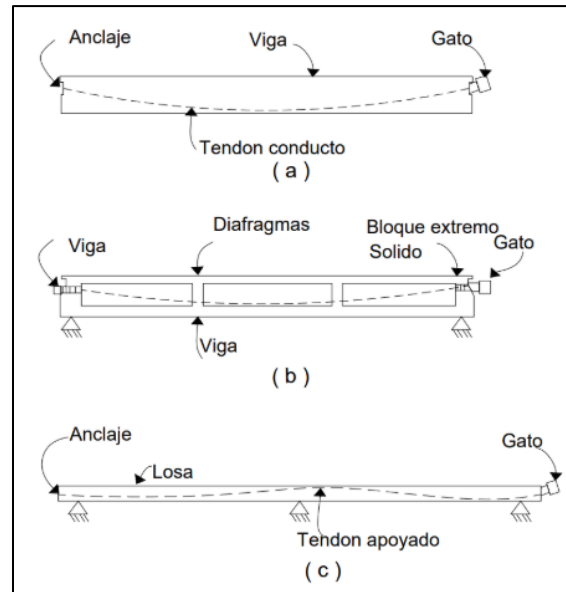


*Nota.* Se muestra una viga de concreto postensado. Fuente: Fernández (2011).

Según Fernández (2011), en los métodos de armaduras postensadas el vaciado del concreto se efectúa, por lo general, con anterioridad al tensado de las barras de refuerzo activas dispuestas en el interior de los conductos o vainas correspondientes. Una vez que el material alcanza la resistencia mecánica requerida, se procede al anclaje y fijación del acero de refuerzo con el propósito de asegurar su correcta posición y funcionamiento estructural. Por su parte, Pacherrres (2022) señala que el acceso de disipadores sísmicos, específicamente puntales tubulares regulables, genera un incremento en la capacidad estructural en términos de momento flector máximo y esfuerzo cortante aportado por dichos dispositivos en cada elemento analizado, particularmente en las vigas principales de concreto postensado, evidenciándose una mejora significativa con respecto a la resistencia originalmente disponible.

**Figura 2**

*Viga postensada con tendón dentro de la viga*



*Nota.* Se muestra el tendón en viga postensada. Fuente: ANIPPAC (2015)

Leandro Falcon & Vela Daza (2023) también mencionan que este tipo de hormigón se diferencia de sus predecesores en el esfuerzo retardado ejercido sobre los tendones durante la fabricación. El postensado es la técnica de fijación del pretensado a los bordes de la edificación a partir de la tensión de los tendones después de que el hormigón se haya endurecido y alcanzado la resistencia adecuada. Una razón para una mayor resistencia es que es menos probable que ocurra agrietamiento por contracción en el concreto de baja resistencia antes del tensado, mientras que es menos probable que ocurra en el concreto de alta resistencia. En los aceros requeridos tenemos: Cuerda galvanizada y revestida, conjunto de siete hilos engrasados y recubiertos con polietileno de alta densidad utilizado para postensado.

ACI 318 (2015) nos menciona acerca del tendón extremo, utilizado en aplicaciones nuevas o existentes para concreto postensado, un tendón externo, ocurre donde los tendones están total o parcialmente fuera de la sección de concreto, dentro de una sección encajonada, o donde la sección hace contacto solo en los puntos de anclaje y puntos de desviación.

ANIPPAC (2015) nos brinda unas características de la viga postensado las cuales tenemos:

- Los torones se tensan una vez que se ha efectuado el colado.
- Es realizado en obra
- Es necesario dejar ductos ahogados y ubicarlos de acuerdo a la trayectoria de cálculos.
- Luego que se haya colocado y tensado los torones se inyectan los ductos con mortero de esa manera proteger a los torones.
- La acción que realiza el postensado es ejercida externamente por medio de los anclajes especiales.

#### **2.2.1.2. CONCRETO ARMADO**

La E.060 (2019) define que un sistema de concreto armado es una mezcla de concreto estructural reforzado con acero, con una cantidad mínima de refuerzo según lo especificado en los capítulos del documento. Se diferencia del concreto simple por la inclusión de armadura de refuerzo, lo que le permite resistir tensiones y apreturas.

Ortega (2015) define que el hormigón armado es una mezcla híbrida que fusiona la solidez del concreto con la robustez del acero. El concreto ofrece fortaleza a la presión, mientras que el acero soporta las aficiones de tracción, logrando estructuras más resistentes y duraderas.

##### **• Materiales del Concreto Armado**

La E.060 (2019) menciona que los principales materiales utilizados en el concreto armado incluye:

- Cementos: Deben cumplir con normativas específicas como NTP 334.009 y ASTM.

- Agregados: Se dividen en agregados finos y gruesos, cumpliendo con la norma NTP 400.037.
- Acero de Refuerzo: Puede ser acero corrugado, electrosoldado o en espiral.
- La esencia vital del líquido vital. Es imprescindible que sea agua cristalina y libre de residuos.
- Aditivos: Pueden mejorar propiedades como la trabajabilidad, resistencia y durabilidad.
- Ortega (2015) mencionar que el concreto armado este compuesto por los siguientes materiales:
- Cemento: Material aglutinante que reacciona con el agua para formar una pasta endurecida.
- Agregados (grava y arena): Proporcionan volumen y resistencia mecánica.
- Agua: Activa la reacción química del cemento para la hidratación.
- Acero protector: Piezas o mallas de metal que brindan fortaleza tanto a la presión como a la flexión.

- **Componentes del Sistema de Concreto Armado**

La E.060 (2019) menciona que los componentes del sistema de concreto armado son:

- Elementos estructurales: Vigas, columnas, losas y cimentaciones.
- Refuerzo: Barras de acero distribuidas estratégicamente para soportar cargas.

- Anclajes y empalmes: Secciones críticas para transferir cargas entre refuerzos.
- Concreto premezclado y preesforzado: Opciones para optimizar su aplicación.

Ortega (2015) indica que el sistema estructural de concreto armado incluye los siguientes elementos:

- Vigas y losas: Distribuyen cargas y transmiten esfuerzos.
- Columnas: Soportan las cargas verticales de la edificación.
- Cimentaciones: Base de la estructura, soportando el peso total de la edificación.
- Muros estructurales: Mejoran la estabilidad lateral y la resistencia sísmica.

- **Consideraciones del Diseño Estructural**

La E.060 (2019) menciona que la creación de edificaciones de concreto armado es una tarea ardua, el método de Diseño por Resistencia, que establece:

- Factores de carga y resistencia: Se aplican coeficientes de seguridad para garantizar el desempeño estructural.
- Resistencia de diseño: Se calcula según las especificaciones del capítulo 9.
- Análisis estructural: Incluye métodos convencionales y modelos avanzados como el modelo puntal-tensor.

Ortega (2015) señala que la creación de edificaciones de concreto armado se fundamenta en estándares de protección y criterios de resistencia, incluyendo:

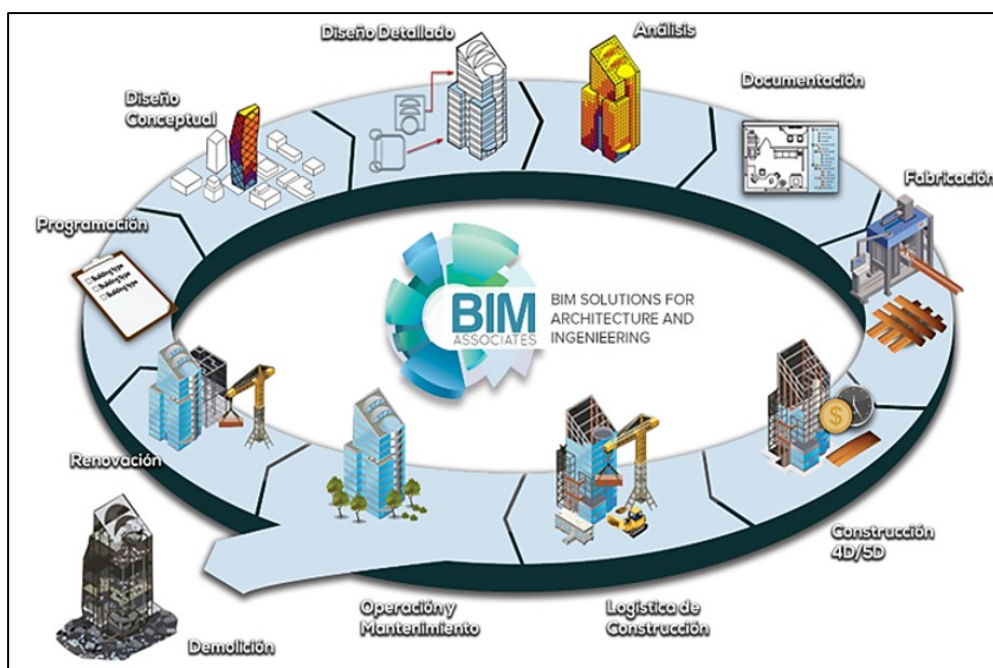
- Criterios de carga: Consideración de cargas muertas, vivas, viento y sísmicas.
- Normativas y reglamentos: Aplicación de códigos como ACI (American Concrete Institute).
- Análisis estructural: Métodos de cálculo para garantizar estabilidad y resistencia.
- Durabilidad: Prevención de corrosión del acero y control de agrietamientos.

### **2.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL**

La Organización Panamericana de la Salud (1999) señala que el diseño sismorresistente debe contemplar la eventual ocurrencia de daños en los elementos estructurales ante sismos de gran magnitud. Desde esta perspectiva, el planteamiento estructural debe garantizar que la capacidad resistente frente a acciones sísmicas no dependa de un número reducido de componentes, dado que la disminución de estos puede incrementar la probabilidad de colapso durante un evento severo. En consecuencia, resulta fundamental distribuir las demandas sísmicas entre la mayor cantidad posible de elementos estructurales, promoviendo así un comportamiento más seguro y redundante.

Por su parte, Méndez y Díaz (2019) enfatizan que un adecuado diseño sismorresistente exige una configuración estructural coherente y eficiente, ya que una edificación deficientemente estructurada difícilmente alcanzará un desempeño satisfactorio frente a las sollicitaciones previstas a lo largo de su vida útil, particularmente las de origen sísmico; además, advierten que, a mayor complejidad estructural, mayor dificultad en la predicción de su respuesta. En atención a ello, se proponen criterios y lineamientos aplicables a la configuración estructural tanto en planta como en elevación, varios de los cuales se encuentran recogidos en la normativa peruana E.030 de Boceto antisísmico.

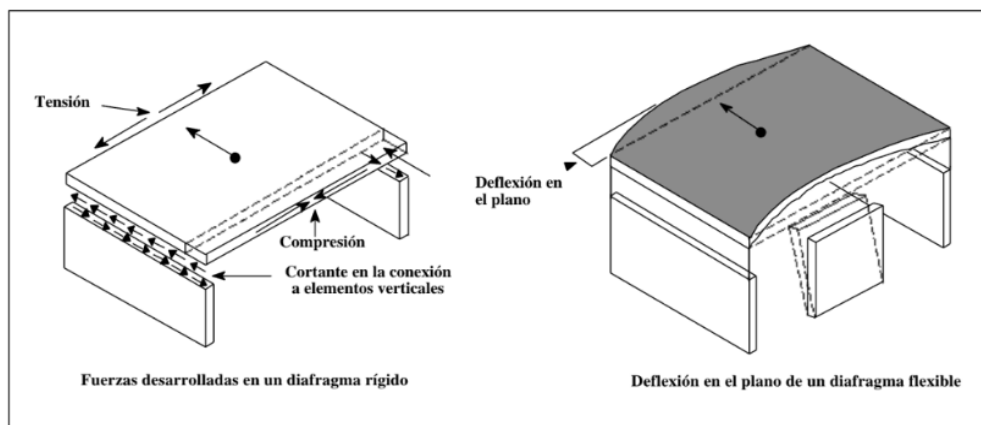
**Figura 3**  
Ciclo de vida de una edificación con BIM



*Nota.* El software BIM desvela el viaje vital de una estructura. Grupo Valero, 2017.

La Norma peruana Norma E.030 (2016) establece que el análisis y dimensionamiento estructural deben fundamentarse en una serie de criterios técnicos orientados a garantizar un desempeño sísmico adecuado. Entre los aspectos esenciales se considera la configuración simétrica de la edificación, tanto en la distribución de masas como en la rigidez; la reducción del peso propio, particularmente en los niveles superiores; y la correcta selección y aplicación de los materiales de construcción conforme a sus propiedades mecánicas. Asimismo, se exige una capacidad resistente suficiente frente a acciones laterales, la continuidad del sistema estructural en planta y en elevación, y un comportamiento dúctil que permita a la estructura experimentar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de resistencia. De igual manera, se debe controlar la magnitud de las derivas laterales, incorporar sistemas redundantes mediante líneas sucesivas de resistencia y considerar las características geotécnicas y condiciones locales del emplazamiento. Finalmente, se enfatiza la importancia de una adecuada práctica constructiva y de una supervisión técnica rigurosa durante la ejecución de la obra.

**Figura 4**  
*Comportamiento rígido y flexible del diafragma*



*Nota.* Comportamiento y deflexión del diagrama rígido. Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1999).

La presencia de un comportamiento flexible en el diafragma estructural puede atribuirse a diversos factores, entre los que destacan la baja rigidez inherente del material que lo conforma, la relación geométrica entre su longitud y ancho (relación de aspecto), la rigidez relativa del sistema resistente vertical y la existencia de aberturas significativas en su superficie. La mitigación de una flexibilidad excesiva requiere un análisis específico de la causa predominante en cada caso, dado que las medidas correctivas varían según el origen del problema. En particular, las aberturas de gran dimensión deben ser evaluadas con detenimiento a fin de diseñar e implementar mecanismos de refuerzo que restituyan la continuidad y rigidez del diafragma; cuando dicha intervención no resulte técnicamente viable, puede considerarse la segmentación de la edificación en bloques estructuralmente independientes.

#### **2.2.2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL**

La E.030 (2016) indica que el diseño sísmico de una estructura es más complejo que el diseño para cargas gravitacionales estáticas debido a los factores que deben considerarse. Por lo tanto, el diseño sísmico debe intentar abordar todos estos aspectos lo mejor posible. Normalmente, las especificaciones de diseño abordan algunas de estas cuestiones

utilizando formulaciones cuantitativas de seguridad global o local. Estas normas suelen seguirse sin tener en cuenta el diseño general de la estructura.

Pancca (2021) sostiene que, en el contexto peruano, la amenaza sísmica constituye un condicionante fundamental durante la etapa de planificación de proyectos de edificación, tanto públicos como privados. Gracias al emplazamiento del Cinturón de Fuego del Pacífico, una extensa zona de subducción del planeta, su fama se ha vuelto indiscutible. En este marco, la adecuada estructuración del sistema resistente resulta esencial para prever el enfrentamiento de la estructura ante una tormenta sísmica, considerando criterios como la simetría, continuidad, configuración geométrica y la sencillez de sus componentes esenciales la caracteriza. Cuando la edificación presenta irregularidades o asimetrías, se requiere un análisis más exhaustivo de los efectos torsionales, con el propósito de optimizar la configuración estructural y minimizar las excentricidades que puedan comprometer su comportamiento dinámico.

#### **2.2.2.2. PARÁMETROS DE DISEÑO**

- **Cargas de servicio**

La E.020 (2006) indica que existe dos tipos de carga de diseño:

- Carga muerta: Corresponde al peso propio de la edificación y al de todos los elementos permanentes que la integran, tales como materiales estructurales y no estructurales, instalaciones, equipos fijos, tabiques y demás componentes incorporados de manera estable. Se caracteriza por ser una acción gravitacional constante o con variaciones mínimas a lo largo del tiempo.
- Carga viva: Se define como la acción producida por los elementos móviles que actúan sobre la estructura, incluyendo

ocupantes, mobiliario, equipos no permanentes, materiales almacenados y otros componentes susceptibles de cambio o desplazamiento durante la vida útil de la edificación.

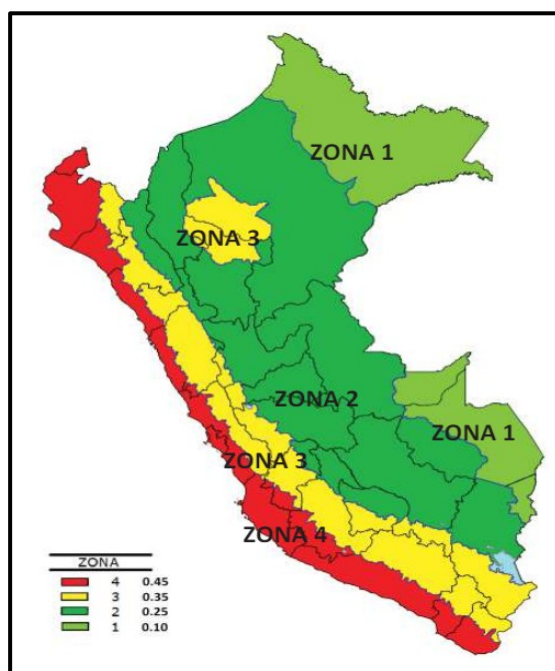
- **Boceto sismo resistente**

La E.030 (2016) menciona que debe cumplir los siguientes parámetros de diseño toda estructura:

- Zonificación: El Perú está dividido en cuatro zonas en la cual se le es asignado un factor Z por cada zona.

**Figura 5**

*Mapa territorial dividido en cuatro zonas*



*Nota.* Mapa de zonificación sísmica del Perú. Fuente: E.030 (2016).

**Tabla 1**

*Factor zona del Perú*

| COMPONENTES DE LISTA "Z" |       |
|--------------------------|-------|
| ÁREA                     | Z     |
| 04                       | 0, 45 |
| 03                       | 0, 35 |
| 02                       | 0, 25 |
| 01                       | 0, 10 |

*Nota.* Valores de zonificación sísmica del Perú. Fuente: E.030 (2016).

En los perfiles de suelo se clasifican según la velocidad promedio de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ); las cuales tenemos: Perfil tipo (S0: Roca dura; S1: Roca o suelos muy rígidos; S2: Suelos intermedios; S3: Suelos blandos; S4: Condiciones excepcionales)

**Tabla 2**  
*Clasificación de los Perfiles de suelo*

| Perfil | $V_s$                          | N60     | Su               |
|--------|--------------------------------|---------|------------------|
| S0     | >1500 m/s                      | -       | -                |
| S1     | 500 m/s a 1500 m/s             | >50     | >100 kPa         |
| S2     | 180 m/s a 500 m/s              | 10 a 50 | 50 kPa a 100 kPa |
| S3     | <180 m/s                       | <15     | 25 kPa a 50 kPa  |
| S4     | Clasificación basada en el EMS |         |                  |

*Nota.* Valores del tipo de suelo del Perú. Fuente: E.030 (2016).

Parámetros de Sitio (S, TP Y TL): Es considerado según el tipo de perfil del suelo y se utilizan los siguientes valores.

**Tabla 3**  
*Factor de Suelo "S"*

| Suelo<br>Zona | S0   | S1   | S2   | S3   |
|---------------|------|------|------|------|
| Z4            | 0,80 | 1,00 | 1,05 | 1,10 |
| Z3            | 0,80 | 1,00 | 1,15 | 1,20 |
| Z2            | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 |
| Z1            | 0,80 | 1,00 | 1,60 | 2,00 |

*Nota.* Valores del factor suelo del Perú. Fuente: E.030 (2016).

**Tabla 4**  
*Períodos " $T_p$ " y  $T_l$ "*

|           | Perfil de superficie |      |      |      |
|-----------|----------------------|------|------|------|
|           | S 0                  | S 1  | S 2  | S 3  |
| $T_p$ (s) | 0, 3                 | 0, 4 | 0, 6 | 1, 0 |
| $T_l$ (s) | 3, 0                 | 2, 5 | 2, 0 | 1, 6 |

*Nota.* Valores de zonificación sísmica del Perú. Fuente: E.030 (2016).

- El factor de intensificación sísmica (C) se caracteriza mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 * (T_p / T) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5 * ((T_p * T_L) / T^2)
 \end{aligned}$$

- **Categoría de las edificaciones y Factor de Uso (U)**

**Tabla 5**

*Categoría de las Edificaciones y factor "U"*

| CATEGORÍA                      | DESCRIPCIÓN                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | FACTOR U   |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| A<br>Edificaciones esenciales  | A1: establecimientos del sector salud (públicos y privados del segundo y tercer nivel, según lo normado por el ministerio de salud.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | Ver nota 1 |
|                                | A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. | 1,5        |
| B<br>Edificaciones Importantes | Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 1,3        |

|                          |                                                                                                                                                                                                        |            |
|--------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
|                          | penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.                          |            |
| C                        | Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes. | 1,0        |
| D                        | Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares                                                                                                                                 | Ver nota 2 |
| Edificaciones Comunes    |                                                                                                                                                                                                        |            |
| Edificaciones Temporales |                                                                                                                                                                                                        |            |

*Nota.* Valores según tipo de edificación del Perú. Fuente: E.030 (2016).

- **Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R0)**

**Tabla 6**  
*Sistemas Estructurales*

| Sistema Estructural                                                       | Coeficiente Fundamental de Disminución R0(*) |
|---------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|
| Acero:                                                                    |                                              |
| Productos Exclusivos Duraderos a Períodos (SMF, por sus siglas en inglés) | 8                                            |
| Los conductos intermedios resistentes en los instantes (IMF)              | 5                                            |
| Porches Comunes Resistentes a Momentos (OMF)                              | 4                                            |
| Porches Especiales Concéntricamente Arriostrados (OCBF)                   | 7                                            |
| Porches Excéntrico Arriostrados (EBF)                                     | 4                                            |
| Porches Excéntrico Arriostrados (EBF)                                     | 8                                            |
| Concreto Armado:                                                          |                                              |
| Pórticos                                                                  | 7                                            |
| Dual                                                                      | 6                                            |
| De muros estructurales                                                    | 4                                            |
| Muros de ductilidad limitada                                              |                                              |
| Albañilería Armada o Confinada                                            | 3                                            |
| Listón                                                                    | 7(**)                                        |

*Nota.* Valores según el sistema estructural del Perú. Fuente: E.030 (2016).

- **Espectro de diseño**

La E.030 (2016) menciona que el espectro de diseño:

- a) Se considera como vida media de la edificación la probabilidad de superar el sismo esperado en un determinado período de

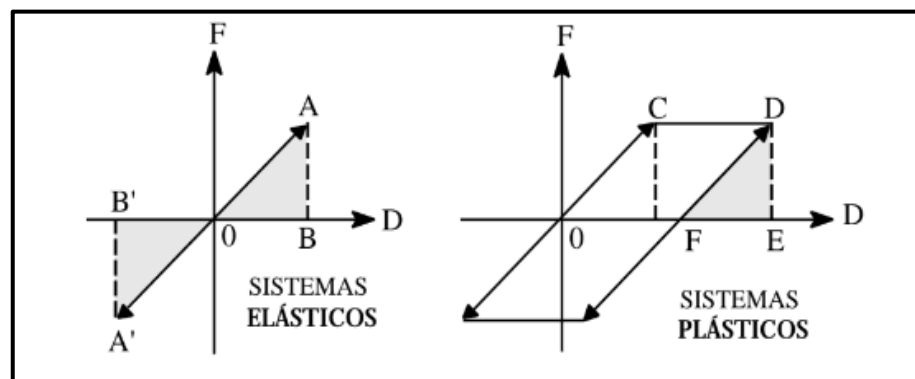
tiempo. Normalmente se considera una probabilidad superior al 10 % durante una vida útil de 50 años.

- b) Frecuencia dominante y respuesta de pico. Generalmente, los espectros sísmicos tienen rangos de frecuencia estrechos donde se puede encontrar la respuesta máxima.

- **Comportamiento no lineal**

La E.030 (2016) indica que las tensiones de diseño de la estructura deben ser menores que las dadas por la respuesta del sistema elástico. Si las fuerzas así obtenidas se someten a un análisis de elasticidad, se obtiene la deformación, la cual debe multiplicarse por el factor de elasticidad para estimar la deformación máxima de la estructura, lo cual es muy importante para el estudio del comportamiento y estabilidad de no elementos estructurales de diferentes pisos.

**Figura 6**  
*Absorción y disipación de energía*



*Nota.* En la figura se observa la disipación de la energía. Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1999).

- **Disposición de la ductilidad**

La E.030 (2016) indica que, dado que el método de diseño no lineal simplificado supone que la estructura puede tolerar grandes deformaciones sin colapsar, el diseño de sus elementos debe cumplir plenamente con este requisito de deformación, pero se

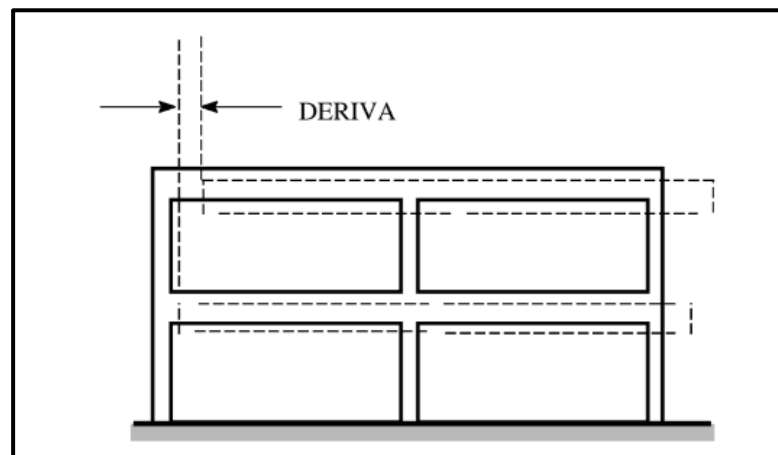
debe buscar un equilibrio para que el movimiento de la estructura no afecte ni cause daños. contenido estructural (elementos no estructurales). A la hora de diseñar estructuras de concreto armado se corresponde tener en cálculo los siguientes criterios básicos para conseguir la flexibilidad necesaria.

- Confinamiento
- Control de falla a cortante
- Controla la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial.

- **Derivas (desplazamiento relativo entre pisos)**

Son los desplazamientos laterales o desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediatamente anterior.

**Figura 7**  
*Derivas y estabilidad*



*Nota.* En la figura se los desplazamientos de una estructura. Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1999).

### 2.2.3. SOFTWARE ESTRUCTURAL

Un software estructural es una herramienta computacional diseñada para analizar, diseñar y simular el comportamiento de estructuras bajo diversas cargas y condiciones. Permite modelar elementos como vigas, columnas y losas, evaluando su resistencia,

deformación y estabilidad. Estos sistemas informáticos implementan técnicas numéricas avanzadas, entre las que destaca el análisis por elementos finitos, con el objetivo de anticipar la respuesta de las estructuras ante diversas solicitudes. Su aplicación es extensiva en las áreas de la ingeniería civil, la arquitectura y la edificación, ya que permiten optimizar los diseños estructurales y asegurar el cumplimiento de criterios de seguridad y desempeño, contribuyendo a la confiabilidad y eficiencia de las edificaciones.

#### **2.2.4. ETABS (ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING SYSTEMS)**

De acuerdo con DG Design Modeling (2025), ETABS constituye una herramienta informática especializada en el dimensionamiento y el análisis estructural de edificaciones. Su denominación, Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems, alude a su enfoque orientado al estudio integral de sistemas estructurales en tres dimensiones. Este programa se posiciona como una solución de referencia para el modelado, análisis y diseño de estructuras espaciales, incorporando entornos de visualización tridimensional y representaciones gráficas que facilitan la interpretación técnica del comportamiento estructural. Dentro del área de la ingeniería civil, arquitectura, su aplicación es extensa debido a la eficiencia y precisión que proporciona en la elaboración y optimización de proyectos de edificación.

- **Características**

Según DG Design Modeling (2025) menciona que ETABS tiene las siguientes características:

##### **1. Simulación sismorresistente:**

ETABS se distingue por su capacidad para modelar el comportamiento estructural frente a acciones sísmicas, lo que posibilita a los ingenieros analizar y proyectar edificaciones con adecuados niveles de desempeño ante eventos telúricos. Esta funcionalidad contempla la incorporación de efectos dinámicos derivados de la

excitación sísmica, evaluando la respuesta estructural en términos de desplazamientos, esfuerzos y deformaciones. En este contexto, resulta fundamental que los sistemas estructurales se diseñen considerando límites de deformación compatibles con las características técnicas de los materiales y del esquema resistente adoptado, a fin de evitar exceder los umbrales admisibles que podrían comprometer la estabilidad global ante un sismo severo. Mediante la implementación de modelos matemáticos avanzados, el software simula el comportamiento de la estructura bajo cargas sísmicas, facilitando la verificación del cumplimiento de los criterios normativos de resistencia y desempeño estructural.

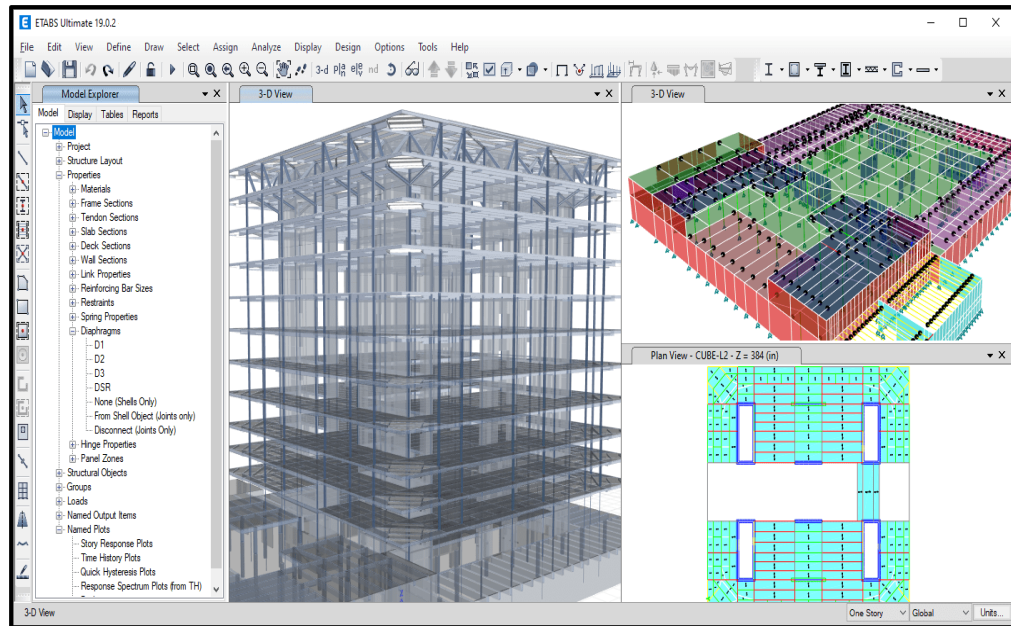
## **2. Amplia selección de plantillas**

ETABS dispone de un conjunto diverso de plantillas preconfiguradas que optimizan el proceso de modelado estructural, al proporcionar esquemas iniciales técnicamente estructurados sobre los cuales desarrollar el proyecto. Estas configuraciones prediseñadas constituyen una base estructural preliminar que puede ser ajustada y adaptada conforme a los requerimientos particulares de cada edificación, favoreciendo así una mayor eficiencia en las etapas de modelado y diseño, sin comprometer la rigurosidad técnica del análisis.

### **Plantas y alzados**

ETABS ofrece la capacidad de generar representaciones de plantas y alzados, también denominadas Plans and Elevations, mediante vistas automáticamente derivadas de la cuadrícula del modelo. Esta funcionalidad permite elaborar planos detallados de la estructura tridimensional, facilitando la comprensión y comunicación de su geometría, así como de la distribución de cargas. A través del programa, los usuarios pueden producir planos de planta, cortes transversales y elevaciones, elementos esenciales para documentar, analizar y transmitir de manera precisa la configuración y el comportamiento estructural del proyecto.

**Figura 8**  
*Modelación de un proyecto en ETABS*



*Nota.* Se muestra el modelado con ETABS. Fuente: DG Design Modeling (2025).

### 3. Visualización de modelos

ETABS incorpora herramientas avanzadas de visualización que posibilitan la inspección del modelo estructural desde múltiples perspectivas y ángulos, optimizando la interpretación de los resultados de análisis. El software permite representar gráficamente parámetros fundamentales, tales como desplazamientos, esfuerzos y deformaciones, ofreciendo una comprensión clara y precisa que respalda la toma de decisiones en el diseño estructural. Asimismo, ETABS proporciona dos modalidades principales de visualización del modelo, adaptadas a distintos niveles de detalle y necesidades de análisis

- ✓ **Modelo Analítico:** Esta modalidad posibilita una visualización precisa de los componentes estructurales, incluyendo barras, nudos y mallas, lo que permite un análisis minucioso del comportamiento y la conectividad del sistema estructural.
- ✓ **Modelo Físico:** Permite la representación de los elementos físicos de la estructura, indicando los puntos de inserción y conexiones, con

el fin de ofrecer una percepción más precisa y realista de la geometría y configuración constructiva del proyecto.

- **VENTAJAS DE ETABS**

Según DG Design Modeling (2025), ETABS presenta múltiples ventajas que optimizan el desarrollo de proyectos estructurales, tales como la capacidad para realizar análisis avanzados, generar diseños precisos y eficientes, y mejorar la comunicación entre los distintos equipos multidisciplinarios involucrados en la construcción. Entre sus principales beneficios se destacan:

- ✓ Análisis estructural integral: ETABS posibilita la realización de análisis estáticos y dinámicos de edificaciones, considerando diversas acciones como cargas gravitatorias, sísmicas, de viento y otras fuerzas relevantes.
- ✓ Modelado tridimensional: El software permite construir modelos detallados en tres dimensiones, incorporando elementos estructurales como columnas, vigas, losas, muros y demás componentes del sistema resistente.
- ✓ Diseño automatizado: Con base en los resultados del análisis, ETABS puede generar diseños automáticos para elementos estructurales, garantizando el cumplimiento de criterios de resistencia y estabilidad conforme a normativas y códigos de construcción aplicables.
- ✓ Análisis no lineal: Dispone de capacidades avanzadas para modelar comportamientos no lineales de materiales y estructuras, incluyendo fenómenos como pandeo, plastificación y otros efectos complejos.
- ✓ Compatibilidad internacional: El software es compatible con estándares y códigos de diseño internacionales, lo que facilita su aplicación en proyectos de alcance global.



- **Concreto Estructural:** La E.060 (2019) define que es todo aquel concreto utilizado con fines de estructurales incluyendo el concreto simple y el concreto armado.
- **Concreto postensado:** Arroyo y Diaz (2023) mencionan que el concreto postensado es una técnica innovadora de construcción que implica la colocación estratégica de tendones de acero dentro de una estructura de concreto antes de que ésta se endurezca completamente.
- **Concreto Postensado:** McCormac y Brown (2011) define que es el concreto presforzado en el que se tensiona de acero después de que el concreto haya endurecido.
- **Concreto Pretensado:** Montoya (2017) indica que es el proceso estructural que antes de verter el concreto, los cables se introducen en los moldes que formarán los elementos estructurales y se tensan.
- **Concreto:** La E.060 (2019) define que es una mezcla de cemento portland u otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.
- **Curva de Interacción:** McCormac y Brown (2011) define que es un diagrama que muestra la interacción o relación entre dos funciones de miembros, generalmente carga axial y flexión de columnas.
- **Derivas fundamentales:** La organización Panamericana de la Salud (1999) nos dice que son los grandes desplazamientos laterales pueden poner en peligro la seguridad de todo el edificio, ya que muchas veces provocan daños en elementos no estructurales.
- **Diseño de la superestructura:** Gil y Angeles (2007) indica que se supone la agrupación de las distintas unidades y la determinación del tamaño de la unidad. El puesto de trabajo es la unidad organizativa mínima.
- **Diseño de puestos:** Gil y Angeles (2007) mencionan que puede hacerse a través de los parámetros, la especialización la formalización del comportamiento y la preparación y el adoctrinamiento.

- **Diseño de sismos:** Belen y Bernadeo (2022) dicen que los terremotos son un fenómeno recurrente, de modo que las civilizaciones antiguas ya debieron adaptarse a ellos.
- **Diseño Estructural:** Riddell y Hidalgo (2018) dicen que es proporcionar una estructura segura y económica para necesidades específicas.
- **Diseño sismorresistente:** Muños (2020) indica que el diseño sismorresistente representa un conjunto de objetivos fundamentales en ingeniería estructural, aunque en la práctica resulta difícil alcanzarlo plenamente en regiones de alta sismicidad. Este enfoque se concibe como un marco de aspiraciones básicas para garantizar que las edificaciones respondan de manera adecuada frente a eventos sísmicos.
- **Dual:** De acuerdo con la norma E.030 (2018), los sistemas estructurales duales se caracterizan por resistir las acciones sísmicas mediante la interacción conjunta de pórticos y muros estructurales. En esta configuración, los muros deben asumir una proporción de la fuerza cortante en la base comprendida entre el 20% y el 70% del total, en función de su rigidez y participación en el sistema resistente. Esta distribución permite un reparto adecuado de las solicitaciones sísmicas, favoreciendo un desempeño estructural eficiente y coherente con los principios del diseño sismorresistente.
- **Espectro de diseño:** Cueto (2019) menciona que se determinaron los espectros de respuesta de pseudoaceleración para un 5% de amortiguamiento crítico de los acelerogramas sintéticos y se determinó el espectro de respuesta promedio para cada estratigrafía.
- **Estructura A porticada:** Bozzo y Bozzo (2003) indican que es una estructura formada por un marco de vigas y columnas que forman un pórtico en dos direcciones perpendiculares en planta.
- **Peso sísmico:** Anyaipoma (2019) dice que este valor corresponde a la sumatoria de las cargas muertas (cm) y una fracción de las cargas vivas (cv).

- **Pórticos.** La norma E.030 (2018) establece que, en este sistema estructural, al menos el 80% de la fuerza cortante en la base debe ser resistida por las columnas que conforman los pórticos. Cuando el edificio incorpora muros estructurales, estos se dimensionan para asumir una porción de la acción sísmica total en función de su rigidez relativa, garantizando una adecuada distribución de esfuerzos y un desempeño estructural coherente con los criterios de diseño sismorresistente.
- **Posición de la ductilidad:** Según Zavala y Benjamin (2019), la ductilidad se define como la capacidad de un material para experimentar deformaciones plásticas apreciables antes de alcanzar su falla. En otras palabras, se refiere a la habilidad del material para extenderse o deformarse significativamente sin fracturarse, lo que resulta crucial para la absorción de energía y el comportamiento seguro de las estructuras bajo cargas extremas.
- **Puntales:** La norma E.060 (2019) establece que los puntales son elementos de soporte, ya sean verticales o inclinados, destinados a sostener el peso del encofrado, del concreto fresco y de las cargas asociadas a la construcción durante el proceso de edificación. Estos componentes desempeñan un papel esencial en la estabilidad temporal de las estructuras hasta que los elementos permanentes adquieren la resistencia requerida.
- **Sismicidad:** Bozzo y Barbat (2000) indica que se considera la distribución especial y temporal de los terremotos en la tierra y sus efectos devastadores.
- **Sismo:** Rojas (2018) indica que proviene de la palabra griega seiein = mover, y cuando hay movimiento en la tierra se le llama Sismo.
- **Sismología:** Según Anyaipoma (2019), la sismología es la disciplina científica dedicada al estudio de los sismos, incluyendo el análisis de sus fuentes, la propagación de las ondas sísmicas sobre la superficie terrestre y los fenómenos asociados a la actividad sísmica.
- **Torones:** Oblitas (2022) describe a los torones como conjuntos formados

por siete cables de alta resistencia, donde un cable constituye el eje central y los seis restantes se disponen de manera helicoidal alrededor de este, garantizando la resistencia y ductilidad necesarias en sistemas de preesfuerzo.

- **Vigas:** Blanco (1994) define las vigas como elementos estructurales encargados de recibir las cargas transmitidas por las losas y redistribuirlas hacia otros elementos, como columnas o muros, asegurando la continuidad y estabilidad del sistema estructural.

## **2.4. HIPÓTESIS**

### **2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL**

$H_0$ : El diseño estructural del sistema de concreto postensado será mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

$H_a$ : El diseño estructural del sistema de concreto postensado no será mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

### **2.4.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA**

El análisis estático con sistema de concreto postensado será positivo que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

El análisis dinámico con sistema de concreto postensado será más eficiente que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

La verificación de las derivas fundamentales con sistema de concreto postensado será más seguro que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

## **2.5. VARIABLES**

### **2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE**

Diseño estructural.

### **2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE**

Sistema estructural.

## 2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

**Tabla 7**

*Operacionalización de variables*

| VARIABLE                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | DIMENSIONES                                             | INDICADORES                                                                                 | TIPO DE VARIABLE | INSTRUMENTO DE MEDICIÓN                             |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-----------------------------------------------------|
| <b>INDEPENDIENTE</b><br><b>Sistema estructural</b><br>D. conceptual: Bozzo y Bozzo (2003) nos mencionan que es una estructura formada por un marco de vigas y columnas que forman un pórtico en dos direcciones perpendiculares en planta.<br>D. operacional: El comportamiento de un sistema estructural de concreto postensado y de concreto armado difiere significativamente en términos de resistencia y deformación bajo carga.                                                                                                                                             | Tipo de sistema estructural                             | Sistema de concreto postensado                                                              | Nominal          | Planos de la estructura                             |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Materiales de los elementos estructurales               | Sistema de concreto armado<br>Especificaciones de concreto y acero                          | Intervalo        | Especificaciones técnicas indicada en los planos    |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Configuración y rigidez estructural                     | Distribución de estructura<br>Rigidez de estructura                                         | Intervalo        | Datos analizados del RNE                            |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                         |                                                                                             |                  |                                                     |
| <b>DEPENDIENTE</b><br><b>Diseño estructural</b><br>Organización Panamericana de la Salud (1999) nos menciona que el diseño sísmico de la estructura tiene en cuenta la posibilidad de daños a los elementos estructurales durante los sismos más fuertes.<br>D. operacional: El diseño sismorresistente de una estructura, ya sea de concreto postensado o de concreto armado, se enfoca en garantizar la capacidad de la estructura Para contrarrestar y mitigar las fuerzas generadas por un sismo, con el objetivo de minimizar daños y salvaguardar la vida de los ocupantes. | Análisis estático                                       | Predimensionamiento<br>Metrado de cargas<br>Fuerzas                                         | Intervalo        | Ficha de cálculo estructural y software estructural |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Análisis dinámico                                       | Derivas<br>Desplazamientos<br>Aceleraciones                                                 | Intervalo        | Ficha de cálculo estructural y software estructural |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Verificación de irregularidades y derivas fundamentales | Irregularidades por momento<br>Irregularidad en planta y corte<br>Desplazamientos laterales | Intervalo        | Ficha de cálculo estructural y software estructural |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                         |                                                                                             |                  |                                                     |

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN**

##### **3.1.1. ENFOQUE**

La presente investigación se desarrolló bajo un enfoque cuantitativo. De acuerdo con Hernández et al. (2014), este enfoque constituye un conjunto de procesos de carácter secuencial y probatorio, orientados a la medición y verificación objetiva de los fenómenos estudiados. En coherencia con ello, los datos obtenidos y los resultados generados se expresaron en términos numéricos, dado que tanto el análisis estático como el análisis dinámico, así como la evaluación de derivas e irregularidades en la vivienda de cinco niveles, se fundamentan en parámetros cuantificables que permiten su comparación y validación técnica.

##### **3.1.2. ALCANCE O NIVEL**

La investigación se enmarca en un nivel explicativo. Según Hernández et al. (2014), los estudios de esta naturaleza trascienden la mera descripción de conceptos o la identificación de relaciones entre variables, orientándose a determinar las causas y efectos que subyacen a los fenómenos analizados. En concordancia con ello, el presente estudio examinó de manera independiente el diseño estructural de una vivienda de cinco niveles empleando, por un lado, un sistema postensado y, por otro, un sistema de concreto armado convencional. Posteriormente, ambos esquemas fueron contrastados con el propósito de evaluar su desempeño y establecer comparativamente cuál de las alternativas ofrece mejores condiciones desde el punto de vista estructural.

### **3.1.3. DISEÑO**

La investigación adoptó un diseño no experimental. De acuerdo con Hernández et al. (2014), este tipo de estudio se caracteriza por desarrollarse sin la manipulación intencional de las variables, limitándose a la observación y análisis de los fenómenos en su contexto natural. En este caso, dicho diseño resultó pertinente, dado que la comparación efectuada depende exclusivamente del sistema estructural seleccionado concreto postensado o concreto armado, evaluándose sus características y resultados sin intervenir ni alterar las condiciones propias de cada alternativa estructural.

## **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA**

### **3.2.1. POBLACIÓN**

La población estuvo compuesta por toda la vivienda de 5 niveles, así mismo los elementos estructurales que componen esta, como las cimentaciones, columnas, vigas y losas. Ya que a esta edificación de 5 niveles se realizaron el diseño estructural a través del análisis de concreto postensado y el concreto armado.

### **3.2.2. MUESTRA**

En la presente investigación se empleó un muestreo de tipo no probabilístico. Según Hernández et al. (2014), en este procedimiento la selección de los elementos de estudio no se fundamenta en criterios de probabilidad estadística, No se centra en las particularidades específicas de la población, sino en las características particulares de la misma y en los objetivos planteados por el investigador. En consecuencia, la muestra fue determinada con base en criterios intencionales y técnicos acordes con los propósitos del estudio.

**Tabla 8**  
*Muestras por grupo de estudio*

| MUESTRAS<br>DE ESTUDIO     | VIVIENDA CON SISTEMA APORTICADO                                                                |                                                                                                |
|----------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                            | CON VIGAS DE SISTEMA DE<br>CONCRETO ARMADO                                                     | CON VIGAS DE SISTEMA<br>CONCRETO<br>POSTENSADO                                                 |
| 1° nivel de la<br>vivienda | -Evaluación del estudio estático,<br>laborioso.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales | -Evaluación del análisis<br>estático, dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales |
| 2° nivel de la<br>vivienda | -Evaluación del análisis estático,<br>dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales | -Evaluación del análisis<br>estático, dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales |
| 3° nivel de la<br>vivienda | -Evaluación del análisis estático,<br>dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales | -Evaluación del análisis<br>estático, dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales |
| 4° nivel de la<br>vivienda | -Evaluación del análisis estático,<br>dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales | -Evaluación del análisis<br>estático, dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales |
| 5° nivel de la<br>vivienda | -Evaluación del análisis estático,<br>dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales | -Evaluación del análisis<br>estático, dinámico.<br>-Evaluación de las derivas<br>fundamentales |

*Nota.* En la siguiente tabla se detalla que la cantidad de muestras es de 10.

### 3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

#### 3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Las técnicas de investigación se conciben como un conjunto de procedimientos y recursos orientados a la recolección, registro, procesamiento y comunicación de datos relativos a los fenómenos objeto de estudio (Hernández et al., 2014, p. 250). En el desarrollo del presente trabajo se emplearon como técnicas principales la observación directa y la utilización de formatos de cálculo estructural. La aplicación de dichas técnicas se llevó a cabo mediante un procedimiento sistemático,

orientado a garantizar la obtención y análisis de documentación necesaria con el fin de alcanzar los objetivos propuestos.

- 1. Revisión Bibliográfica:** Recopilar información de artículos científicos, libros, normativas de construcción, tesis y documentos técnicos relacionados con el diseño sismorresistente de estructuras apórticadas, concreto postensado y concreto armado tradicional.
- 2. Toma de parámetros de cálculo:** Seleccionar los parámetros de la ciudad de Huánuco para realizar el diseño con concreto postensado y concreto armado tradicional.
- 3. Simulaciones y Modelos Computacionales:** Utilizar software de ingeniería (como ETABS) para modelar estructuras apórticadas con ambos sistemas y someterlas a cargas sísmicas simuladas.

#### **3.3.1.1. INSTRUMENTOS**

Los materiales empleados para la recolección de datos e información en la presente investigación estuvieron constituidos por fichas de evaluación y fichas de observación, las cuales permitieron el registro sistemático y organizado de los datos obtenidos durante el proceso de análisis. De acuerdo con Hernández et al. (2006, p. 252), estos instrumentos facilitan la estructuración de la información recopilada, contribuyendo a su adecuada interpretación y posterior tratamiento técnico.

Las herramientas empleadas comprenden:

- Formato de metrado de cargas estructurales.
- Formato del análisis estático estructural.
- Formato del análisis dinámico estructural.
- Formato de la verificación estructural.

### **3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS**

Para el procesamiento de datos se realizó de la siguiente manera:

- 1. Limpieza y Validación de Datos:** Verificar y corregir inconsistencias, valores atípicos, imputación de datos faltantes, verificación cruzada con fuentes adicionales.
- 2. Análisis Estadístico:** Utilizar técnicas estadísticas para analizar los datos recopilados y obtener conclusiones sobre la efectividad de los sistemas de diseño.
- 3. Modelado y Simulación:** Procesar los datos de simulaciones y modelos computacionales para evaluar el comportamiento estructural.

### **3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS**

- 1. Comparación de Resultados:** Comparar los resultados obtenidos de las simulaciones y estudios de caso entre los sistemas de concreto postensado y concreto armado tradicional.
- 2. Validación de Hipótesis:** Evaluar si los datos y resultados respaldan las hipótesis formuladas al inicio de la investigación.
- 3. Redacción del Informe Final:** Difundir los resultados a la comunidad académica y profesional, proporcionando una base sólida para futuras investigaciones y prácticas de diseño.

## CAPITULO IV

## RESULTADOS

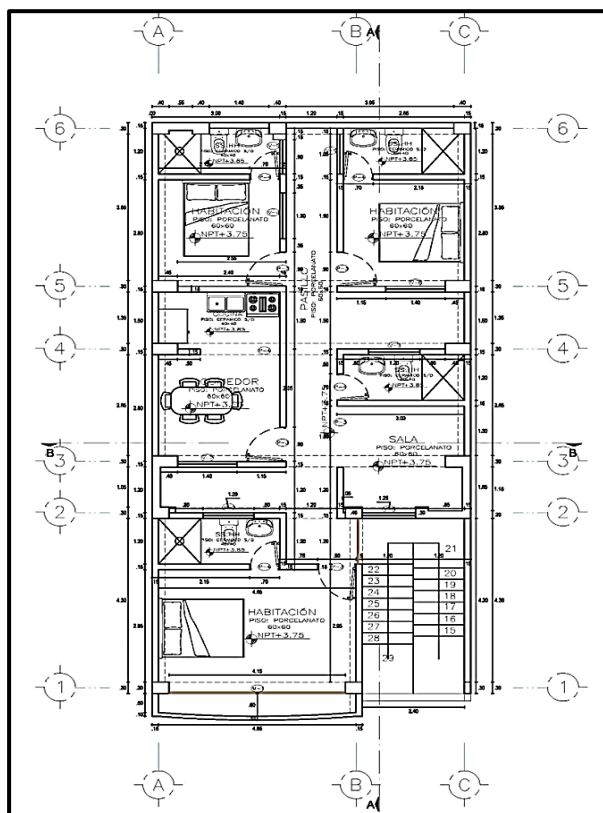
### 4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

#### 4.1.1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

La vivienda objeto de diseño está ubicada en el distrito de Amarilis, sobre un bloque de terrenos recientemente desarrollado, lo que garantiza la ausencia de obstáculos laterales para la construcción. A continuación, se detallan las características y parámetros relevantes para el diseño estructural del edificio.

**Figura 10**

*Planta típica de la vivienda*



*Nota.* Se muestra la planta típica en arquitectura.

**Accesibilidad:** Los usuarios pueden acceder a los distintos niveles de la vivienda mediante una escalera, que también proporciona acceso a la azotea, tal como se muestra en la figura correspondiente.

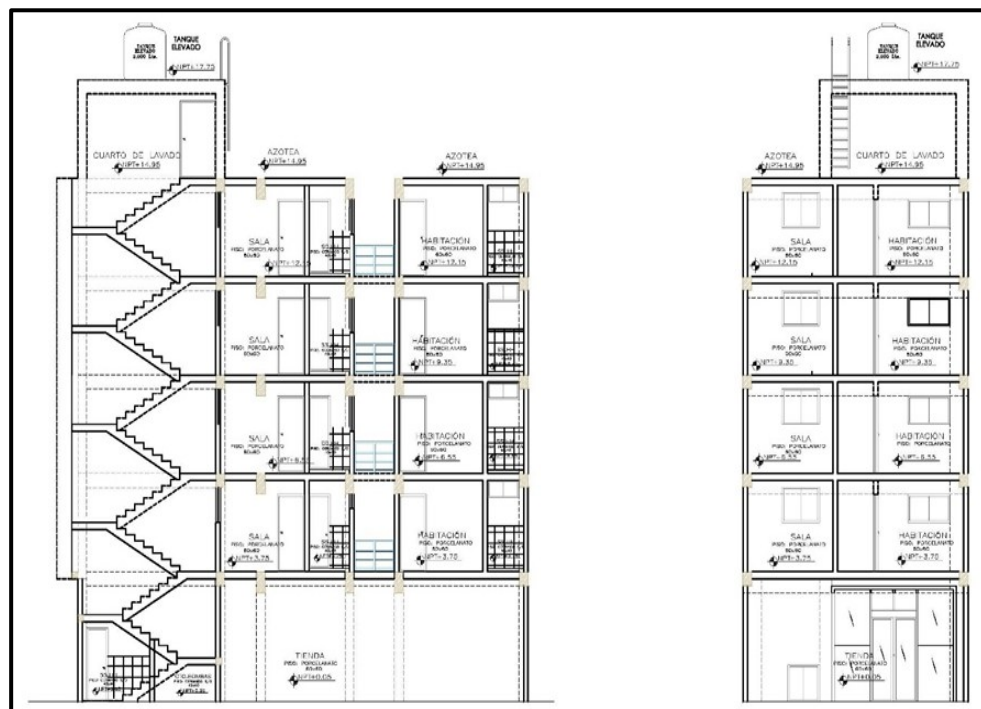
Instalaciones sanitarias: Las viviendas cuentan con instalaciones sanitarias en cada habitación, además de un baño adicional ubicado en el área comercial.

Ubicación y suelo: El edificio se encuentra en Huánuco, sobre un terreno con una capacidad portante de  $1.8 \text{ kg/cm}^2$ , lo cual debe ser considerado en los cálculos estructurales.

Área ocupada: El área total del terreno que ocupa la vivienda-comercio es de aproximadamente  $112.5 \text{ m}^2$ . Cabe destacar que el edificio no cuenta con sótanos.

En cuanto al sistema estructural, este está compuesto por vigas, columnas, placas y losas aligeradas. Además, se evaluará la implementación de vigas postensadas con tendones adheridos en los pórticos de los ejes 3, 4 y 5, con el fin de optimizar el comportamiento estructural y la resistencia del sistema en determinadas áreas del edificio. A continuación, se muestran dos vistas más de este proyecto.

**Figura 11**  
*Cortes de la vivienda*



*Nota.* Se muestra el plano de cortes de la vivienda.

## 1. METODOLOGÍA

La evaluación y configuración de la estructura se llevaron a cabo conforme a lo estipulado en el RNE.

**Tabla 9**

*Normativas usadas en el cálculo estructural*

| CAPITULOS | NORMA                   |
|-----------|-------------------------|
| E.0 20    | Cargas                  |
| E.0 30    | Diseño sismorresistente |
| E.0 50    | Suelos y cimentaciones  |
| E.0 60    | Concreto Armado         |
| E.0 70    | Albañilería             |

*Nota.* Se las normas usadas.

Categoría de la edificación: El edificio a diseñar fue clasificado como una edificación común, conforme a lo establecido en la tabla N° 5 de la Norma E.030, que asigna a los comercios y viviendas la categoría C. Según el artículo 21.1 (tabla 10) de dicha norma, los edificios de categoría C no deben presentar irregularidades extremas, salvo en el caso de edificaciones cuya altura no supere los 8 metros.

Estructuración y predimensionamiento: Con base en esta clasificación, Se llevó a cabo la organización y predimensionamiento de los componentes estructurales, priorizando el uso de elementos verticales continuos que proporcionen a la edificación una rigidez torsional y lateral adecuada en las direcciones ortogonales. Para ello, se emplearon métodos sencillos de predimensionamiento, los cuales se describirán en los capítulos siguientes.

Análisis estructural en ETABS: El análisis estructural fue realizado utilizando el programa ETABS, en el cual se generó un modelo tridimensional de la estructura. Se evaluaron las respuestas del edificio ante cargas gravitatorias y sísmicas, permitiendo obtener los esfuerzos en vigas, columnas y losas. Asimismo, el programa permitió calcular los desplazamientos de la estructura y verificar que cumpliera dentro de los límites de las derivas máximas estipulados en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, referente a Diseño Sismorresistente.

Análisis de cimentación en SAFE V16: El análisis estructural de las vigas de cimentación y zapatas se llevó a cabo utilizando el programa SAFE V16, el cual permitió determinar los esfuerzos y la capacidad de los elementos de la cimentación.

Diseño de concreto armado: Una vez verificado que el edificio cumplía con los requisitos de regularidad y las limitaciones de deriva según la norma E.030, se procedió al diseño de los elementos de concreto armado, siguiendo lo estipulado en la norma E.060 del RNE. Se consideraron las directrices del capítulo 21 de esta norma para asegurar un comportamiento sísmico adecuado de la estructura, garantizando un comportamiento dúctil ante solicitudes sísmicas severas.

Diseño de vigas preesforzadas: Finalmente, se llevó a cabo el diseño de las vigas principales con un largo de 6.3 metros en los ejes 3, 4 y 5, utilizando un sistema de postensado. Este diseño cumplió con las disposiciones de la norma E.060 del RNE, garantizando una mayor eficiencia estructural y una respuesta adecuada frente a las cargas sísmicas.

## **2. MATERIALES**

- **Concreto**

Con el fin de seleccionar completamente de hormigón armado, se utiliza hormigón con una resistencia característica de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , empleado en componentes estructurales tales como losas, vigas, columnas, muros y zapatas. En la variante postentada, el valor de resistencia de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  permanece inalterado, pero se aplica exclusivamente en las vigas.

**Acero preesforzado:** Se utilizan strands de 0,6" de grado 270 y de baja relajación para el sistema de postensado, con una resistencia última a la tracción (fpu) de 1860 MPa y una resistencia a la fluencia (fpy) de 1302 MPa. El módulo de elasticidad (E) correspondiente a estos segmentos asciende a 195,000 metros cuadrados. Para la

determinación de las pérdidas de fricción, se emplean los siguientes parámetros: el coeficiente de fricción ( $\mu$ ) = 0,19 y la constante de fricción (K) = 0,001 (según DYWIDAG)

**Ladrillos:** En los componentes de adelgazamiento, se utilizan ladrillos de arcilla de dimensiones 15x30x30 cm. Se emplean ladrillos pandereta con una densidad de 1350 kg/m<sup>3</sup> para la fabricación de tabiques.

#### **4.1.2. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO**

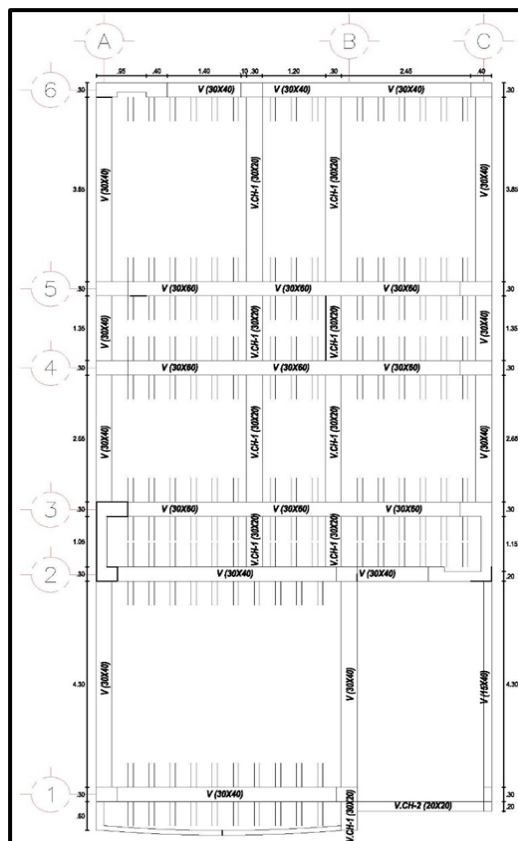
##### **1. CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN**

Previo a la exposición del sistema estructural del edificio, resulta esencial citar algunos de los principios generales de estructuración que se tomaron en cuenta en la elaboración del proyecto:

- Continuidad: Los componentes estructurales deben mantener una continuidad en términos de altura. Una variación abrupta en la altura entre niveles provoca discrepancias notables en la rigidez, lo que puede dar lugar a una concentración de esfuerzos, fenómeno conocido como pisos blandos. Este efecto puede comprometer la estabilidad de la edificación y generar una distribución desigual de las cargas.
- Rigidez lateral y torsional: Para controlar las deformaciones laterales de la estructura y es imperativo garantizar la observancia de las estipulaciones estipuladas en la Norma. E.030, se debe garantizar el uso de elementos rígidos en ambas direcciones ortogonales. Esto minimiza los daños potenciales en los elementos no estructurales. En la estructuración del proyecto, se incorporaron placas y pórticos rígidos en las direcciones X-X e Y-Y, de modo que se optimice la estabilidad y rigidez general del sistema.
- Simplicidad y simetría: La estimación del comportamiento de una estructura es más simplificada cuando esta se caracteriza por su regularidad y simetría (Blanco). A pesar de que la estructura no puede

alcanzar una simetría absoluta debido a la distribución espacial de los espacios, se siguió la directriz de distribuir los pórticos y los muros estructurales de manera lo más uniforme posible. Aunque la norma permite cierta flexibilidad en edificaciones comunes, se recomienda evitar irregularidades en planta o altura, con el objetivo de que la estructura mantenga un comportamiento "simple" y predecible, optimizando su desempeño ante cargas y solicitaciones.

**Figura 12**  
*Plano estructural de la edificación*



*Nota.* Se muestra el plano estructural.

## 2. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Como se indicó anteriormente el sistema estructural del edificio está formado por losas aligeradas, vigas, columnas y placas.

Se utiliza losa aligerada de una dirección de 20 cm en las habitaciones y los pasadizos, éstas están direccionadas en las direcciones más cortas.

Las vigas en las direcciones X-X y Y-Y han sido diseñadas con peralte para incrementar la rigidez y resistencia de los pórticos en esas direcciones. En particular, en los ejes 3, 4 y 5, se implementará una variante de vigas postensadas. Esta modificación reducirá el peralte de las vigas, lo que hará que los pórticos correspondientes sean más flexibles. Es importante destacar que las placas y el resto de los pórticos son significativamente más rígidos que los pórticos donde se aplicará la variante postensada, y serán los encargados de absorber la mayor parte de la carga sísmica. Como resultado, el análisis sísmico no presenta variaciones significativas debido a la introducción de esta variante, ya que la rigidez global de la estructura permanece relativamente constante.

Se emplean columnas rectangulares que respetan la disposición arquitectónica del diseño. En particular, la dimensión de la columna en la dirección X-X es mayor que en la dirección Y-Y. Esta mayor dimensión en la dirección X-X contribuye a reducir la deflexión de la viga principal y, al mismo tiempo, mejora la resistencia de la columna en dicha dirección, optimizando su capacidad para resistir las cargas y distribuyendo de manera más eficiente los esfuerzos aplicados en la estructura.

Las placas poseen una longitud de 20 cm y tienen como objetivo proporcionar rigidez a la estructura en ambas direcciones.

### **3. PREDIMENSIONAMIENTO:**

Se emplearon métodos simplificados para la estimación de las dimensiones de los elementos implicados.

- **Columnas:**

El edificio está compuesto por placas y pórticos en ambas direcciones, X-X y Y-Y. Dado que las placas son significativamente más rígidas que los pórticos, estas absorben la mayor parte de las cargas sísmicas. Por lo tanto, el dimensionamiento de las columnas se considera principalmente bajo las cargas de gravedad, ya que las placas,

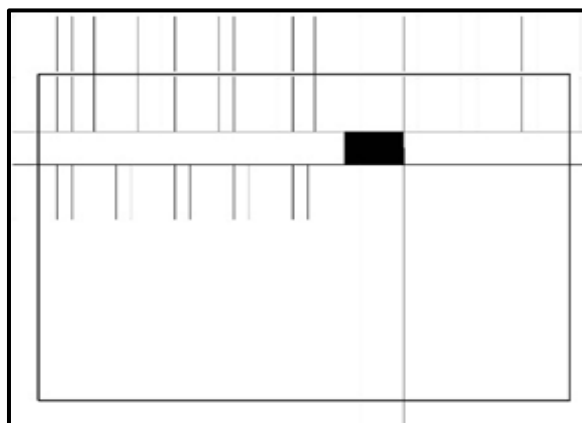
al ser más rígidas, desempeñan un papel crucial en la absorción de las fuerzas sísmicas, minimizando la demanda sísmica sobre las columnas

Es importante señalar que las columnas a dimensionar en los pórticos de los ejes 3, 4 y 5 son columnas externas, y el tramo de la viga adyacente tiene una luz libre de 6.3 m. Esta característica implica que los esfuerzos generados en estas columnas por las cargas de gravedad serán considerablemente elevados. En estos casos, Blanco (1994) recomienda que el peralte de la columna en la dirección del pórtico principal (dirección X-X) sea entre el 70% y el 80% del peralte de la viga principal. Esta práctica tiene como objetivo proporcionar suficiente resistencia a las columnas, asegurar una adecuada longitud de anclaje de los refuerzos de la viga y, al mismo tiempo, reducir la deflexión de la viga, garantizando así la estabilidad y el rendimiento estructural adecuado del sistema.

En el caso de las columnas rectangulares, el pandeo es más crítico en la dirección de menor espesor. Por lo tanto, no se recomienda dimensionar estos elementos con un espesor inferior a 25 cm, ya que esto podría comprometer la estabilidad y la capacidad de carga de la columna (Blanco, 1994)

La expresión a usar para dimensionar las columnas será la siguiente (Blanco, 1994):

**Figura 13**  
*Columna a dimensionar*



*Nota.* Se muestra la columna de diseño.

- Área de columna =  $\frac{P(\text{servicio})}{0.45f_c}$
- Área tributaria = 19.71m
- Área de columna =  $\frac{\text{Área tributaria} \times N_{\text{pisos}} \times 1.1 \frac{T_n}{m^2}}{0.45 \times 2100} \times 10^4 = 1147.14 \text{ cm}^2$
- **Usaremos una columna rectangular de 30 cm x 40 cm**
- **Vigas de concreto armado:**

El dimensionamiento de las vigas se realiza utilizando un peralte que varía el ancho de las mismas oscila entre 1/10 y 1/12, mientras que su anchura oscila entre 1/10 y 1/12. puede estar en un rango que va del 30% al 50% del peralte (Blanco, 1994). Sin embargo, en el caso de vigas biempotradas, es posible utilizar como límite práctico un peralte equivalente a 1/14 de la luz libre. En tales situaciones, es indispensable llevar a cabo una verificación para asegurarse de que la viga cumpla con los requisitos de servicio establecidos por la normativa vigente.

Es crucial considerar que la estructura estará sometida a cargas horizontales debido a un posible sismo, que puede ocurrir en las direcciones X o Y. Por lo tanto, se requiere la implementación de pórticos rígidos en ambas direcciones laterales para garantizar una adecuada respuesta sísmica. Como consecuencia, será necesario dimensionar apropiadamente tanto las vigas principales como las secundarias para asegurar su capacidad de resistencia ante las cargas sísmicas.

En el proyecto actual, se ha seleccionado la opción de peraltar las vigas en ambas direcciones. Tomando como ejemplo la viga principal con una luz libre de 6.3 m, se calculan los siguientes valores:

- **$L_n/12=6.3/12=0.525$**
- **$L_n/10=6.3/10=0.63$**

A partir de estos cálculos, se ha determinado que se utilizará una viga con dimensiones de 30 cm x 60 cm.

En cuanto a las **losas aligeradas**, los valores de dimensionamiento que se presentan en la tabla correspondiente se aplican a losas aligeradas armadas en una sola dirección, con una sobrecarga inferior a 350 kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, en casos donde se presenten tabiques significativos perpendiculares al aligerado o cuando se prevén sobrecargas notables, como en áreas de almacenamiento o cuartos de máquinas, se deberá utilizar losas con dimensiones mayores a las recomendadas en la tabla (Blanco, 1994).

**Tabla 10**  
*Espesores de losa*

| PERALTE | LUCES           |
|---------|-----------------|
| 17 cm   | menores de 4 m  |
| 20 cm   | entre 4 y 5,5 m |
| 25 cm   | entre 5 y 6,5 m |
| 30 cm   | entre 6 y 7,5 m |

*Nota.* Peralte de losa en función de sus luces. Fuente: Blanco (1994)

- **Losas aligeradas:**

Para los paños con luces libres de aproximadamente 4.5 m, se ha optado por utilizar una losa aligerada con un peralte de 20 cm. Esta elección asegura una adecuada distribución de las cargas, manteniendo el equilibrio estructural y cumpliendo con los requisitos de resistencia y funcionalidad.

- **Placas:**

Cumplen un rol crucial en la gestión de las deformaciones estructurales durante un sismo. Es fundamental verificar que la estructura cuente con un volumen adecuado de estos elementos. En términos prácticos, a través de un análisis sísmico, se debe confirmar que la cantidad de muros de corte propuestos sea suficiente para mantener la deriva del edificio dentro de los límites permisibles. Además, los muros de corte deben tener un espesor mínimo de 15 cm, aunque este valor puede incrementarse si el edificio es de altura considerable o si se presenta una baja densidad de muros en la estructura.

- **Vigas postensadas:**

El criterio para dimensionar las vigas postensadas con una luz libre de 6.3 m se basa en simplificar el análisis de la viga como una viga simplemente apoyada. Es decir, en el contexto de un pórtico hiperestático, la viga se considera como una viga isostática en este análisis preliminar, reduciendo la complejidad del modelo para facilitar su dimensionamiento inicial.

**Tabla 11**  
*Cálculo de vigas postensada*

| CÁLCULO DE UNA VIGA POSTENSADA                |           |                    |
|-----------------------------------------------|-----------|--------------------|
| DATOS GENERALES                               |           |                    |
| Base                                          | 0.3       | m                  |
| Altura                                        | 0.45      | m                  |
| Luz libre                                     | 6.3       | m                  |
| Ancho Tributario                              | 3         | m                  |
| Resistencia del Concreto ( $f_c$ ) =          | 210       | kg/cm <sup>2</sup> |
| $E_c$ =                                       | 217370.65 | kg/cm <sup>2</sup> |
| Fluencia del Acero ( $f_y$ ) =                | 4200      | kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo del Acero Postensado (1/2") =        | 13020     | kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo Último del Acero Postensado (1/2") = | 18600     | kg/cm <sup>2</sup> |
| Área del Acero Postensado =                   | 0.987     | cm <sup>2</sup>    |

*Nota.* Condiciones de viga postensada.

**Tabla 12**  
*Cálculo de cargas de viga postensada*

| CÁLCULO DE CARGAS            |            |                    |
|------------------------------|------------|--------------------|
| Peso Específico de la viga = | 2400       | kg/ m <sup>3</sup> |
| Peso de la Losa =            | 400        | kg/ m <sup>2</sup> |
| Exceso =                     | 250        | kg/m <sup>2</sup>  |
| Carga Muerta =               | 1524       | kg/m               |
| Carga Viva =                 | 750        | kg/m               |
| Carga Por Servicio (W) =     | 2274       | kg/m               |
| Momento Positivo (M+) =      | 11281.8825 | kg.m               |
|                              | 1128188.25 | kg.cm              |
| Carga Mayorada (Wu) =        | 3408.6     | kg/m               |
| Momento Último (Mu+) =       | 16910.9168 | kg.m               |
|                              | 1691091.68 | kg.cm              |

*Nota.* Cargas de viga postensada.

**Tabla 13**  
*Diseño de postensado*

| DISEÑO DEL POSTENSADO   |      |          |
|-------------------------|------|----------|
| e =                     | 0.12 | m        |
| N° de tendones a usar = | 12   | Tendones |

*Nota.* Cálculo de valores del postensado.

#### **4.1.3. METRADO DE CARGAS**

El metrado constituye una metodología utilizada para calcular las cargas ejercidas sobre un elemento, bajo la premisa de que todos los elementos están meramente sustentados. Es imperativo llevar a cabo una comprobación manual de las cargas en los diversos componentes estructurales para garantizar la exactitud de los cálculos. Con respecto a este aspecto, es crucial destacar que en el software ETABS, las cargas se introducen inicialmente en las losas, las cuales posteriormente son transferidas a los pórticos, facilitando así un análisis más exacto de la distribución de cargas a lo largo de la estructura.

#### **1. CONSIDERACIONES EN EL METRADO**

La norma E.020 estipula las cargas mínimas necesarias para el diseño estructural de los elementos, y distingue dos categorías de cargas esenciales para este proyecto: las cargas muertas y las cargas vivas. Las cargas muertas se refieren a las cargas permanentes que ejercen su influencia durante la longevidad de la estructura, su impacto se manifiesta, tal como el peso intrínseco de los componentes constructivos. En contraste, las cargas vivas se refieren a aquellas de naturaleza variable y móvil, como el peso de los ocupantes del edificio.

Las tablas subsiguientes exponen los pesos unitarios de los materiales empleados, las sobrecargas asociadas a las diversas zonas del edificio y el peso del aligerado. Se ha tomado en cuenta un acabado de piso finalizado de 5 cm, cuyo peso total asciende a 100 kg/m<sup>2</sup>.

**Tabla 14**  
*Pesos unitarios*

| PESOS UNITARIOS (Kg/m <sup>3</sup> ) |       |
|--------------------------------------|-------|
| MATERIALES                           | CARGA |
| Concreto                             | 2400  |
| Albañilería de unidades huecas       | 1350  |

*Nota.* Pesos de materiales.

**Tabla 15**  
*Cargas vivas*

| CARGAS VIVAS MINIMAS DISEMINADAS (Kg/m <sup>2</sup> ) |       |
|-------------------------------------------------------|-------|
| Centros de educación                                  | Carga |
| Viviendas - cuartos                                   | 200   |
| Corredores y escaleras                                | 400   |
| Azotea                                                | 100   |

*Nota.* Cargas vivas según ambientes.

**Tabla 16**  
*Peso de la losa*

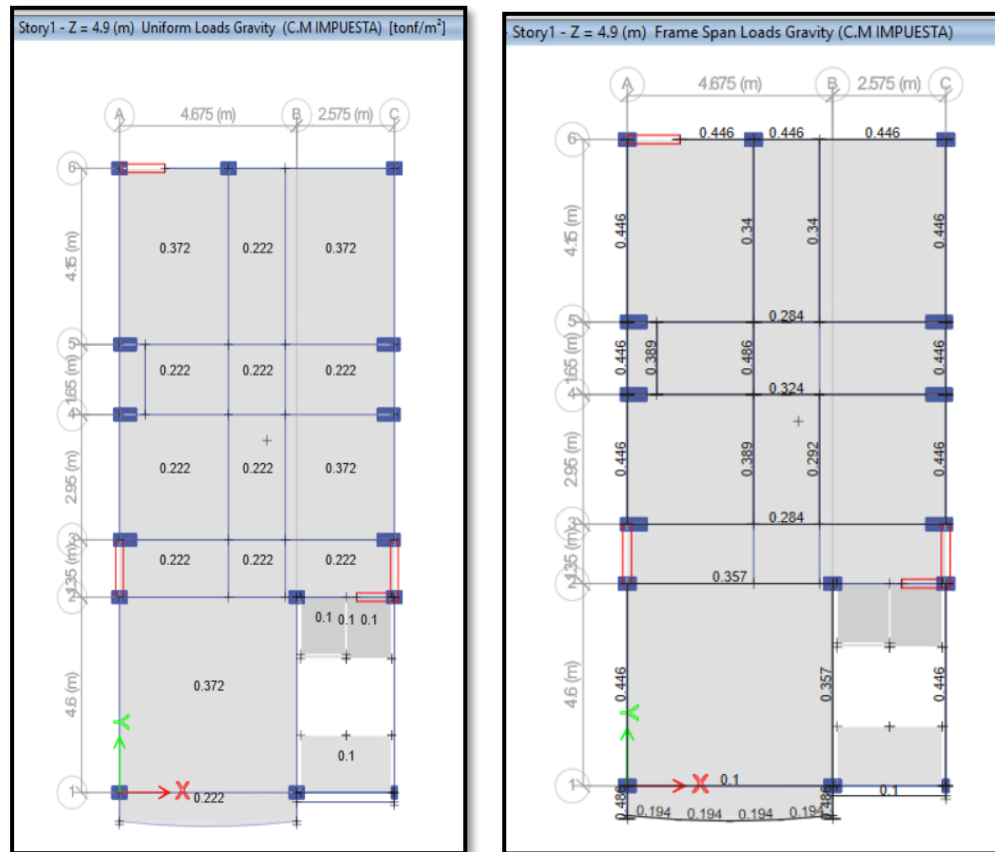
| PESO PROPIO DE LA LOSA ALIGERADA (Kg/m <sup>2</sup> ) |       |
|-------------------------------------------------------|-------|
| ESPESOR (cm)                                          | CARGA |
| 20                                                    | 300   |

*Nota.* Peso de la losa.

## 2. METRADO DE ELEMENTOS

Se usará la ayuda del programa ETABS asignando las cargas establecidas en la norma E.030 ya que este considera la transferencia de cargas y los efectos sísmicos. Cabe destacar que el programa ya considera los pesos propios de las viguetas en las losas; sin embargo, se debe aumentar los pesos de los tabiques, pisos y otras cargas a considerar.

**Figura 14**  
Modelado para metrado de cargas



*Nota.* Se muestra las áreas tributarias.

#### 4.1.4. PARAMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

En esta sección, se evalúa si la estructuración del edificio cumple con los requisitos establecidos por la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Para ello, se lleva a cabo un análisis elástico bajo condiciones de solicitaciones moderadas, permitiendo que la estructura entre en la fase inelástica, siempre y cuando no se excedan los límites de deformación establecidos por la normativa. Este enfoque asegura que la estructura pueda soportar las cargas esperadas sin comprometer su integridad o estabilidad.

## 1. ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA

- **Factor de zona:**

Este parámetro se describe como la velocidad máxima del suelo que tiene un 10% de chance de ser superada en un lapso de cincuenta años. El edificio, situado en Huánuco, corresponde a una zona sísmica con un factor de zona de 0,25, lo que implica que se debe considerar este valor al realizar los cálculos relacionados con la respuesta sísmica de la estructura.

**Figura 15**  
*Factor zona*



*Nota.* Se muestra los datos del factor zona. Fuente: E.030 (2020)

- **Parámetros del Suelo:**

El factor S se define como el factor de amplificación de las aceleraciones causado por el efecto del suelo, lo que implica que este factor estima el aumento de las sollicitaciones sísmicas conforme éstas se propagan a través de los distintos estratos del suelo. Por otro lado, el factor  $T_p$  se refiere al valor ubicado en el extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de pseudoaceleraciones. Según lo

estipulado por la norma, los valores de S y Tp dependen del tipo de suelo, y deben ser tomados en cuenta en los cálculos estructurales para evaluar la respuesta sísmica de la edificación

**Tabla 17**  
*Parámetros del suelo*

| Parámetros del Suelo |                           |        |     |
|----------------------|---------------------------|--------|-----|
| Tipo                 | Descripción               | Tp (s) | S   |
| S0                   | Roca dura                 | 0,3    | 0,8 |
| S1                   | Roca o suelos muy rígidos | 0,4    | 1   |
| S2                   | Suelos intermedios        | 0,6    | 1,2 |
| S3                   | Suelos Blandos            | 1,0    | 1,4 |
| S4                   | Condiciones excepcionales | -      | -   |

*Nota.* Valores según tipo de suelo. Fuente: E.030 (2019)

**En esta iniciativa, la estructura se sostiene sobre un perfil de suelo S2.**

- **Factor de amplificación sísmica:**

Se define como el vínculo entre la velocidad máxima que una estructura elástica alcanza y el valor máximo de su aceleración en su cimiento. Este valor puede calcularse utilizando la siguiente fórmula:

$$C=2.5 \times \frac{T_p}{T}; C < 2.5$$

- **Categoría de la edificación:**

Este elemento incrementa las demandas sísmicas según la relevancia de la estructura. En esta iniciativa, el edificio ha sido catalogado como de uso común, recibiendo así un coeficiente de uso U de 1.0.

En una construcción habitual, los componentes del sistema estructural sismorresistente pueden mostrarse menos resistentes ante los terremotos, ya que la ruptura de estos elementos no implica un riesgo adicional considerable. No obstante, la norma establece un análisis para todo tipo de edificación, considerando un sismo severo, con el fin de garantizar que la estructura mantenga un nivel de seguridad adecuado en situaciones extremas.

- **Sistema estructural:**

El RNE otorga a la estructura apenas un tercio de la robustez necesaria para un comportamiento elástico óptimo en un terremoto intenso. No obstante, es fundamental garantizar que el edificio tenga la capacidad adecuada para disipar energía, lo que implica que debe ser capaz de experimentar una deformación inelástica significativa sin comprometer su estabilidad, permitiendo así que absorbe y disipa las fuerzas sísmicas de manera eficiente.

El código establece un factor  $R$  que se utiliza para reducir la sollicitación sísmica, ajustándose según el tipo de sistema estructural empleado. En este caso, para un sistema de muros estructurales de concreto armado, el valor de  $R$  es igual a 6. Este factor permite una mayor flexibilidad en el diseño, ya que toma en cuenta la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas de manera eficiente.

- **Configuración estructural:**

El coeficiente  $R$  de reducción sísmica puede ajustarse si el entramado estructural exhibe imperfecciones en su planta o altitud. Es importante señalar que, aunque el edificio se clasifica como de categoría común y podría presentar algunas irregularidades, para simplificar el análisis, se ha considerado que la estructura no presenta irregularidades significativas. Por lo tanto, el valor de  $R$  establecido en el apartado anterior se mantiene sin cambios.

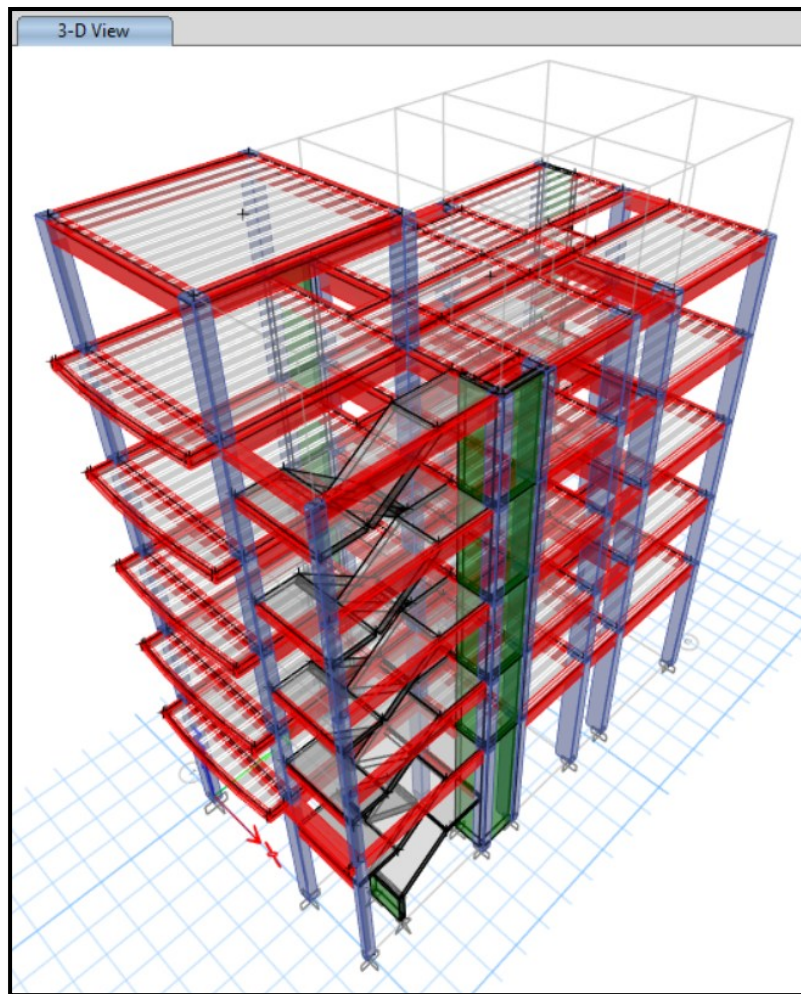
#### **4.1.5. MODELO PARA EL ANÁLISIS:**

El estudio estructural se realizó empleando el formidable programa ETABS Ultimate v22.4.0, donde se representó la estructura en tres dimensiones. En este contexto, brillan los siguientes elementos.

La masa evaluada en cada nivel corresponde al 100 % del peso muerto y al 25 % del peso vivo, según lo establecido en el artículo 26 de la norma E.030. En la terraza, se llevó el 25 % del peso vivo a la azotea.

- Se adoptó un diafragma rígido en cada nivel del edificio, lo que asegura una adecuada transferencia de las cargas laterales a los elementos verticales.
- En la base de la estructura, se asumieron apoyos empotrados, lo que permite un análisis más realista de las condiciones de soporte.

**Figura 16**  
*Modelado en 3D con el ETABS*



*Nota.* El modelado en ETABS.

## 1. MODOS PRINCIPALES:

Los modos principales de vibración son aquellos que concentran la mayor masa modal efectiva en cada dirección de análisis, por lo que resultan determinantes en la reacción vivaz de la construcción. De manera aproximada, puede considerarse que el período fundamental de una edificación se incrementa en alrededor de un segundo por nivel; no obstante, esta estimación depende directamente de la rigidez lateral del sistema estructural en cada dirección, así como de la distribución de masas y de las características globales de la edificación.

**Tabla 18**  
*Modos principales*

| MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS) |      |               |       |       |    |        |        |        |       |       |       |        |        |        |
|-------------------------------------------------|------|---------------|-------|-------|----|--------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| Case                                            | Mode | Period<br>sec | UX    | UY    | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | RX    | RY    | RZ    | Sum RX | Sum RY | Sum RZ |
| Modal                                           | 1    | 0.659         | 0.749 | 0.078 | 0  | 0.749  | 0.078  | 0      | 0.022 | 0.201 | 0.016 | 0.022  | 0.201  | 0.016  |
| Modal                                           | 2    | 0.538         | 0.091 | 0.461 | 0  | 0.84   | 0.54   | 0      | 0.141 | 0.012 | 0.282 | 0.164  | 0.212  | 0.298  |
| Modal                                           | 3    | 0.486         | 0.005 | 0.29  | 0  | 0.845  | 0.829  | 0      | 0.072 | 0.01  | 0.54  | 0.236  | 0.222  | 0.838  |
| Modal                                           | 4    | 0.188         | 0.082 | 0.011 | 0  | 0.927  | 0.84   | 0      | 0.058 | 0.495 | 0.011 | 0.295  | 0.717  | 0.85   |
| Modal                                           | 5    | 0.159         | 0.016 | 0.06  | 0  | 0.943  | 0.901  | 0      | 0.311 | 0.084 | 0.002 | 0.606  | 0.802  | 0.851  |
| Modal                                           | 6    | 0.139         | 0.016 | 0.004 | 0  | 0.958  | 0.905  | 0      | 0.018 | 0.058 | 0.087 | 0.624  | 0.859  | 0.939  |

|              |    |       |       |       |   |       |       |   |       |       |       |       |       |       |
|--------------|----|-------|-------|-------|---|-------|-------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>Modal</b> | 7  | 0.118 | 0     | 0.046 | 0 | 0.959 | 0.951 | 0 | 0.191 | 0     | 0.002 | 0.814 | 0.859 | 0.94  |
| <b>Modal</b> | 8  | 0.111 | 0.009 | 0.015 | 0 | 0.967 | 0.965 | 0 | 0.065 | 0.026 | 0.013 | 0.879 | 0.886 | 0.953 |
| <b>Modal</b> | 9  | 0.095 | 0.001 | 0     | 0 | 0.968 | 0.965 | 0 | 0     | 0.003 | 0.01  | 0.879 | 0.888 | 0.964 |
| <b>Modal</b> | 10 | 0.087 | 0     | 0     | 0 | 0.969 | 0.965 | 0 | 0     | 0.001 | 0     | 0.879 | 0.889 | 0.964 |
| <b>Modal</b> | 11 | 0.077 | 0.001 | 0     | 0 | 0.969 | 0.965 | 0 | 0     | 0.002 | 0.001 | 0.879 | 0.891 | 0.965 |
| <b>Modal</b> | 12 | 0.073 | 0.012 | 0.001 | 0 | 0.982 | 0.966 | 0 | 0.002 | 0.042 | 0     | 0.881 | 0.933 | 0.965 |
| <b>Modal</b> | 13 | 0.069 | 0.008 | 0.001 | 0 | 0.989 | 0.967 | 0 | 0.004 | 0.025 | 0.002 | 0.885 | 0.957 | 0.968 |
| <b>Modal</b> | 14 | 0.058 | 0.002 | 0.022 | 0 | 0.991 | 0.989 | 0 | 0.073 | 0.005 | 0.003 | 0.958 | 0.963 | 0.971 |
| <b>Modal</b> | 15 | 0.055 | 0     | 0.003 | 0 | 0.991 | 0.992 | 0 | 0.009 | 0     | 0.021 | 0.967 | 0.963 | 0.991 |
| <b>Modal</b> | 16 | 0.04  | 0.007 | 0.001 | 0 | 0.997 | 0.993 | 0 | 0.002 | 0.027 | 0     | 0.969 | 0.989 | 0.991 |
| <b>Modal</b> | 17 | 0.034 | 0     | 0.006 | 0 | 0.997 | 0.999 | 0 | 0.026 | 0.001 | 0     | 0.995 | 0.99  | 0.991 |
| <b>Modal</b> | 18 | 0.032 | 0.001 | 0     | 0 | 0.998 | 0.999 | 0 | 0     | 0.003 | 0.007 | 0.995 | 0.993 | 0.998 |

| <b>DIRECCION</b> | <b>PERIODO (s)</b> |
|------------------|--------------------|
| X-X              | 0.614              |
| Y-Y              | 0.528              |

*Nota.* Modos o masas efectivas por dirección.

#### **4.1.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES**

La cimentación tiene la función de transferir al terreno las cargas provenientes de la superestructura. Su dimensionamiento se realiza de manera que las presiones de contacto generadas en el suelo no excedan la capacidad portante admisible, la cual, para el presente caso, es de 1.8 kg/cm<sup>2</sup>. De este modo, se garantiza un comportamiento adecuado del sistema suelo estructura y se previenen asentamientos excesivos o fallas por sobrecarga del terreno.

### **1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Las fuerzas actuantes en la base de columnas y placas se obtienen a partir del modelo estructural desarrollado en ETABS, complementado con el metrado de cargas correspondiente. El análisis de las zapatas se efectúa mediante esquemas simplificados de cálculo. Por ejemplo, en la verificación por flexión, las zapatas se idealizan como vigas en voladizo sometidas a la presión del suelo. Asimismo, para determinar los esfuerzos originados por la reacción del terreno en zapatas combinadas, es posible emplear modelos de elementos finitos, como los desarrollados en SAP2000; en el presente estudio, dicho análisis se realizará utilizando el programa SAFE. Se asumirá una distribución uniforme de la presión de contacto del suelo y, en cumplimiento de las condiciones de equilibrio estático, la resultante de las cargas verticales transmitidas por la columna, junto con el peso propio de la zapata, deberá coincidir con la resultante de la reacción del terreno.

### **2. Dimensionamiento de la zapata y verificación de esfuerzos**

Para asegurar que los esfuerzos transmitidos al suelo no excedan su capacidad portante, es necesario determinar todas las fuerzas actuantes en servicio. En este sentido, las fuerzas en la base de la estructura obtenidas del análisis sísmico se reducen al 80 % para su consideración en el diseño. La altura de la zapata puede predimensionarse en función del refuerzo longitudinal de la columna o

placa que llega hasta este elemento, ya que dicha altura debe ser mayor que la longitud de anclaje por compresión de las barras.

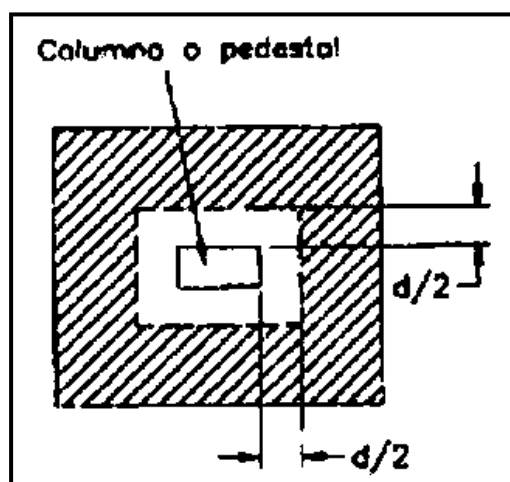
El dimensionamiento en planta de la zapata se realiza mediante un procedimiento iterativo (por tanteo), asegurando que se cumplan las siguientes condiciones:

- Los esfuerzos de reacción del suelo generados únicamente por las cargas de gravedad, considerando la distribución de presiones previamente establecida, deben ser inferiores a  $18 \text{ tn/m}^2$ .
- Los esfuerzos de reacción del suelo generados por la combinación de cargas de gravedad y sismo, con la misma distribución de presiones, deben ser menores a  $23.4 \text{ tn/m}^2$ .

### 3. Verificación del corte por punzonamiento

La sección crítica para la verificación por punzonamiento se define mediante líneas paralelas a las caras de la columna, situadas a una distancia de  $(d/2)$  de estas, donde  $(d)$  representa el canto efectivo de la zapata. Esta disposición permite evaluar adecuadamente la capacidad de la zapata frente a los esfuerzos cortantes concentrados alrededor de la columna.

**Figura 17**  
*Punzonamiento en zapata*



*Nota.* La verificación por punzonamiento.

$V_u$ , la resistencia requerida por punzonamiento, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u (A_{\text{total}} - A_o)$$

- $A_o$ : Área dentro de la sección crítica
- $\sigma_u$ : Esfuerzo último
- $A_{\text{total}}$ : Área total de la zapata.

En las zapatas no se usa refuerzo por corte por lo cual  $V_u$  debe ser resistida por el concreto solamente. El valor de  $V_c$  se calcula con las siguientes expresiones, y es igual al menor de ellos:

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0.27 \left( 2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

- El parámetro  $\beta$  corresponde a la razón entre la dimensión mayor y la longitud más diminuta del segmento transversal de la columna. Por su parte,
- $b_o$  representa el perímetro asociado a la sección crítica considerada en el análisis. El coeficiente
- $\alpha_s$  adopta valores diferenciados según la ubicación del elemento estructural: 40 para las columnas internas, 30 para las laterales y 20 para las de ángulo.
- Asimismo, el peralte efectivo se define como la altura total de la zapata reducida en 10 cm, lo que permite estimar la profundidad útil resistente.

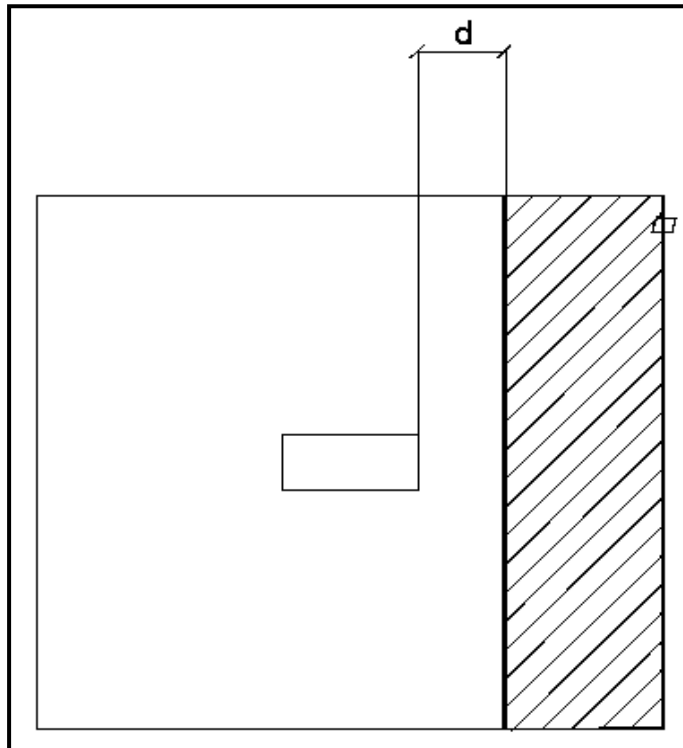
#### 4. VERIFICACIÓN DEL CORTE POR FLEXIÓN:

En lo referente a la verificación del esfuerzo cortante por flexión, la capacidad resistente del concreto se determina mediante la expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dado que en las zapatas no se dispone refuerzo específico para resistir el corte, la totalidad de la fuerza cortante actuante  $V_u$  en la sección crítica debe ser absorbida exclusivamente por la resistencia del concreto.

**Figura 18**  
*Sección crítica en corte por flexión*



*Nota.* Verificación de corte por flexión.

#### 5. REFUERZO POR FLEXIÓN

El instante final  $M_u$  para la creación por flexión de la zapata se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$M_u = \frac{\sigma_u L^2}{2}, \quad L = \text{longitud de volado en la dirección analizada}$$

Para la obtención del refuerzo necesario se usan las expresiones usadas en vigas.

Cabe mencionar que el Mu hallado corresponde a una franja de ancho unitario.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot |Mu|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot bw}}$$

$$As = \frac{|Mu|}{\phi \cdot fy \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

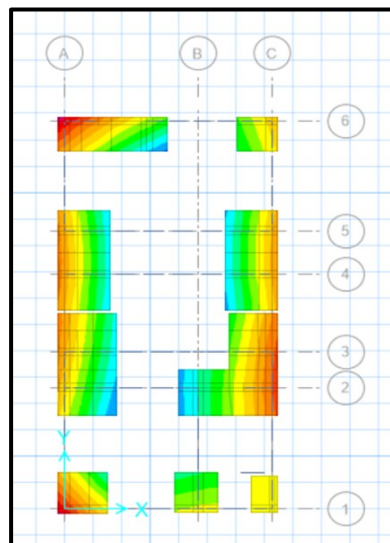
El acero necesario para las zapatas es idéntico al de las losas macizas, y la distancia entre estas barras debe ser inferior a 40 centímetros y tres veces por hora.

$$As_{min} = 0,0018 (b \cdot h)$$

## 6. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

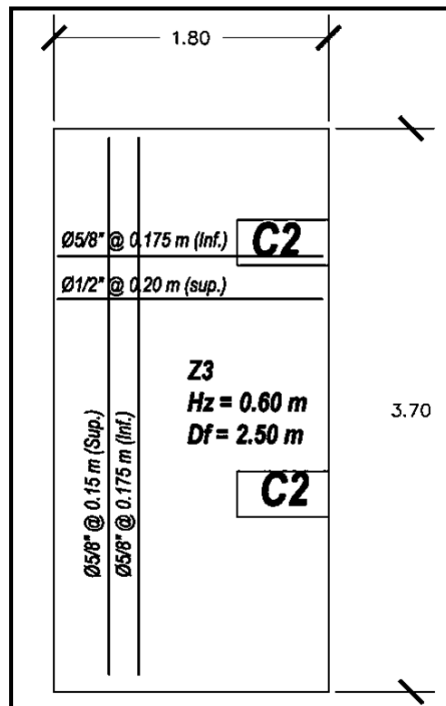
El Diseño de las zapatas se procedió a realizarlo con el programa SAFE, esto debido a que todas las zapatas son conectadas o combinadas.

**Figura 19**  
*Esfuerzos del suelo en la cimentación*



*Nota.* Esfuerzos producidos del suelo.

**Figura 21**  
*Sección de área de zapata diseñada*



85

#### **4.1.7. DISEÑO COLUMNAS**

Las columnas son los pilares verticales del entramado estructural responsables de absorber las cargas emanadas de las vigas. y transmitirlas hacia las cimentaciones. Según lo establecido en el capítulo 21 de la norma, existen disposiciones específicas adicionales que deben cumplirse para las columnas que integran el sistema sismorresistente, con el fin de garantizar su comportamiento adecuado frente a solicitudes sísmicas.

### **1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Los esfuerzos en las columnas se determinaron a partir de un modelo tridimensional del edificio desarrollado en el programa ETABS, lo que permite un análisis preciso de la distribución de cargas y solicitudes en cada elemento.

Antes de proceder con el diseño de las columnas, es necesario calcular las solicitudes últimas correspondientes, asegurando que los elementos puedan resistir las cargas máximas combinadas de gravedad y sismo conforme a la normativa vigente.

- $\text{Comb1} = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$
- $\text{Comb2} = 1,25 \text{ CM} + 1,25 \text{ CV} \pm S$
- $\text{Comb3} = 0,9 \text{ CM} \pm S$

Es significativo recalcar que, en este caso, no se emplea una envolvente de cargas; en cambio, cada combinación de cargas se considera de manera independiente, representando un punto o sollicitación específica para la creación de los componentes constructivos.

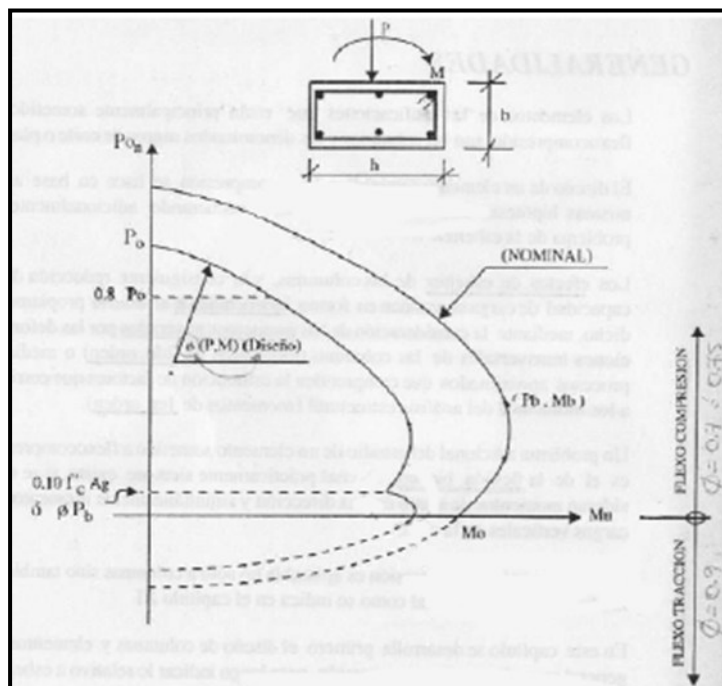
### **2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL**

Las columnas son elementos estructurales sometidos simultáneamente a carga axial y a flexión, por lo que es necesario

determinar las combinaciones de estas solicitaciones que conducen a la falla de la sección. Para ello se utiliza el diagrama de interacción, representado como un gráfico de (P) versus (M), el cual muestra las combinaciones críticas de carga axial y momento flector que llevan a la sección al colapso. La obtención de estas regiones se realiza mediante la herramienta Section Designer del programa ETABS.

El procedimiento de diseño es de carácter iterativo, consistiendo en ajustar progresivamente la cantidad de refuerzo hasta que las solicitaciones últimas queden dentro de la zona segura, es decir, dentro del límite definido por el diagrama de interacción. La normativa establece que la cuantía mínima de refuerzo debe ser del 1 %, ya que valores menores podrían permitir que el acero alcance la fluencia bajo cargas sostenidas. Por su parte, la cuantía máxima se limita al 6 % con el objetivo de evitar la congestión de barras y garantizar un adecuado comportamiento constructivo y estructural.

**Figura 22**  
*Diagrama de interacción en columnas*



*Nota.* Diagrama de interacción. Fuente: Blanco (1994)

### 3. DISEÑO POR CORTE

En términos generales, la resistencia de la sección puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$- V_n = V_s + V_c, \phi V_n > V_u$$

Se adopta un coeficiente de reducción igual a 0,85. No obstante, a diferencia del comportamiento observado en vigas, en el caso de las columnas la capacidad resistente del concreto se incrementa al incorporar la influencia de la carga axial de compresión. En consecuencia, los aportes correspondientes al refuerzo transversal  $V_s$  y al concreto  $V_c$  se determinan mediante las expresiones que se presentan a continuación

$$- V_c = 0.53 \sqrt{f_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w \cdot d$$

$$- V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$- N_u: \text{Carga axial de compresión, Kg } A_g: \text{Área bruta de la sección, cm}^2$$

Al igual que en las vigas, el cortante máximo ( $V_u$ ) en la sección se determina a través del análisis estructural. Las limitaciones de espaciamiento de estribos deben cumplir con los siguientes requisitos

$$- 2.1 \sqrt{f_c} b_w \cdot d. \text{ Las limitaciones de espaciamiento de estribos son:}$$

$$- \text{Si } V_s \leq 1.1 \sqrt{f_c} b_w \cdot d, \text{ entonces } S_{\max} \leq 60 \text{ cm o } 0,5 d$$

$$- \text{Si } V_s \geq 1.1 \sqrt{f_c} b_w \cdot d, \text{ entonces } S_{\max} \leq 30 \text{ cm o } 0,25 d$$

Cuando  $V_u > \phi V_c$  se debe de proporcionar estribos mínimos a la sección:

$$- S_{\max} = A_v \cdot f_y / (0.2 \sqrt{f_c} \cdot b_w)$$

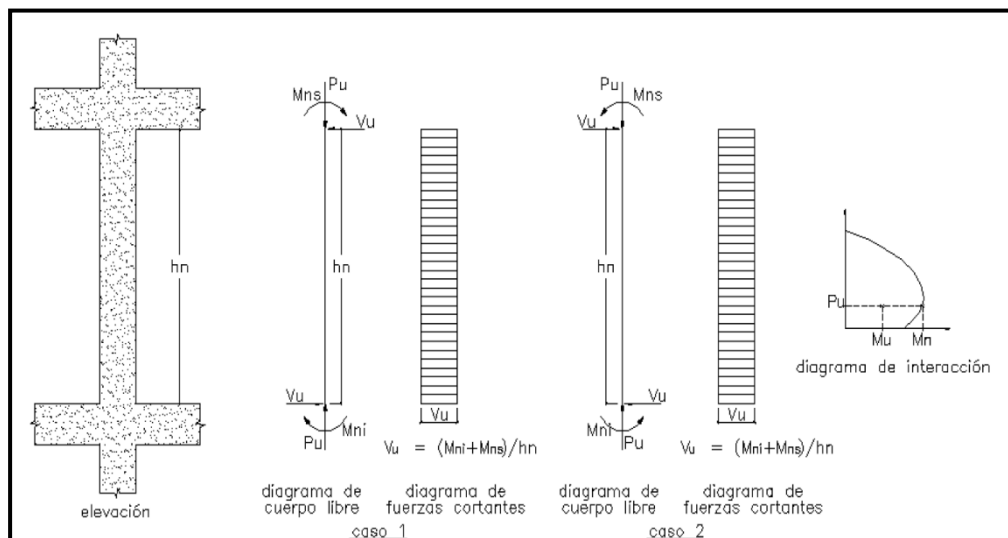
$$- S_{\max} = A_v \cdot f_y / (3.5 b_w)$$

#### 4. DISEÑO SISMORRESISTENTE

De acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060, se dictan normas particulares para las columnas en el entramado estructural del edificio, especialmente para los muros de corte, con el fin de evitar fragilidades. Las columnas sometidas a sismos deben tener una fuerza cortante de diseño que no supere el valor más bajo de los siguientes:

- La multiplicación del cortante vinculado al avance de los momentos nominales ( $M_n$ ) en cada punto limitado de la luz luminosa de la columna. Los valores de ( $M_n$ ) están vinculados al ángulo de corte axial ( $P_u$ ) y revelan el máximo momento nominal posible para el segmento.
- El torbellino de fuerzas de diseño, que abarcan también las olas del terremoto. En este escenario, se emplea un factor de amplificación de 2,5 para amplificar los datos sísmicos., lo que incrementa la solicitud sísmica de acuerdo con las condiciones más severas de carga esperadas.

**Figura 23**  
*Cálculo de  $V_u$  en columna*



*Nota.* Cortante última en columnas. Fuente: E.060 (2019).

En ambos extremos de la columna, es imprescindible erigir estribos cerrados de confinamiento que se extiendan por una distancia equivalente a la distancia desde el nudo. La distancia entre los estribos dentro del confinamiento no debe superar:

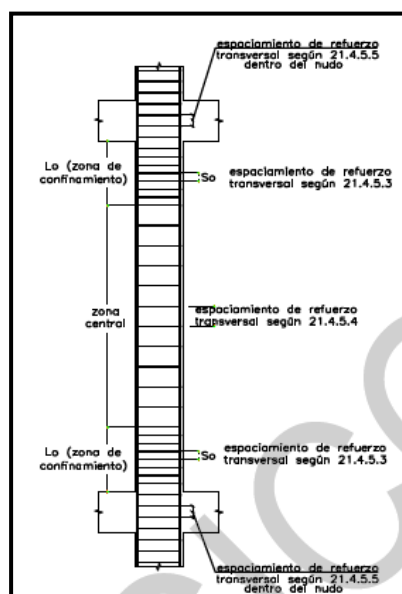
- La barra longitudinal confinada de menor diámetro supera en ocho veces su diámetro.
- La fracción más diminuta de la longitud transversal de la columna.
- 10cm.

La extensión ( $L_o$ ) del área de confinamiento no debe ser inferior a uno de estos tres parámetros:

- Una sexta parte de la energía luminosa del objeto.
- La extensión monumental de la columna.
- 50cm.

Fuera del confinamiento, la distancia entre los estribos no debe superar los 30 centímetros. o el requerido por resistencia, lo que sea más estricto, para asegurar la adecuada capacidad de la columna frente a las cargas actuantes y evitar fallas por pandeo o torsión.

**Figura 24**  
*Requerimiento de estribos en columna*



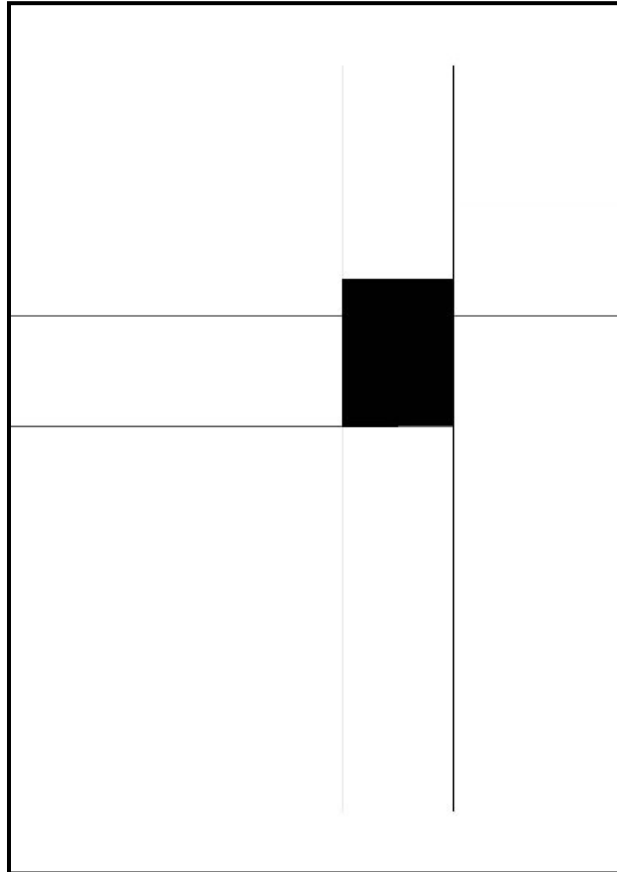
*Nota.* Bosquejo de estribos en columnas. Fuente: E.060 (2019).

## 5. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE COLUMNA

- Diseño de columna de 1° nivel

**Figura 25**

*Columna a diseñar*



*Nota.* Se muestra la columna de diseño.

- Diseño por flexocompresión

Con la ayuda del programa ETABS obtenemos las fuerzas en la columna:

**Tabla 19**

*Fuerzas en columna*

| Story | Load Case    | P(tn) | V2(tn) | V3(tn) | M2(tn-m) | M3(tn-m) |
|-------|--------------|-------|--------|--------|----------|----------|
| T_01  | Dead         | -27.4 | 0.051  | 0.043  | 0.013    | -0.02    |
| T_01  | Live         | -11.7 | 0.026  | 0.026  | 0.008    | -0.023   |
| T_01  | C.M.         | -21   | 0.158  | -0.009 | -0.004   | 0.041    |
|       | Impuesta     |       |        |        |          |          |
| T_01  | Sis.Din xx   | 14.8  | 1.69   | 0.225  | 0.107    | 2.196    |
| T_01  | Sis. Din y-y | 1.5   | 0.309  | 0.221  | 0.313    | 0.346    |

*Nota.* Fuerzas producidas en columnas.

- **Combinaciones:**

**Tabla 20**

*Combinaciones de cargas diseño en X*

| SISMO XX          | COMBINACIONES DE DISEÑO |       |       |
|-------------------|-------------------------|-------|-------|
|                   | P                       | M2    | M3    |
| U1=1.4CM+1.7CV    | 72.78                   | 0.03  | 2.59  |
| U2=1.25(CM+CV)+SX | 96.86                   | 0.56  | 7.73  |
| U3=1.25(CM+CV)-SX | 60.35                   | -0.09 | -2.2  |
| U4=0.9CM+SX       | 70.04                   | 0.55  | 6.79  |
| U5=0.9CM-SX       | 28.76                   | -0.1  | -2.18 |

*Nota.* Combinaciones de cargas.

**Tabla 21**

*Combinaciones de cargas en Y*

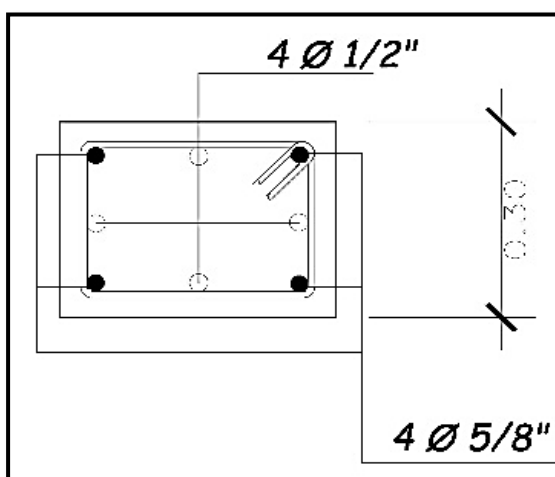
| SISMO YY          | COMBINACIONES DE DISEÑO |       |       |
|-------------------|-------------------------|-------|-------|
|                   | P                       | M2    | M3    |
| U1=1.4CM+1.7CV    | 87.66                   | 0.03  | -0.01 |
| U2=1.25(CM+CV)+SY | 76.64                   | 0.33  | 0.34  |
| U3=1.25(CM+CV)-SY | 73.62                   | -0.29 | -0.35 |
| U4=0.9CM+SY       | 45.06                   | 0.32  | 0.36  |
| U5=0.9CM-SY       | 42.03                   | -0.31 | -0.33 |

*Nota.* Combinaciones de cargas.

- **Dimensiones de la columna.**

**Figura 26**

*Dimensiones de columna*

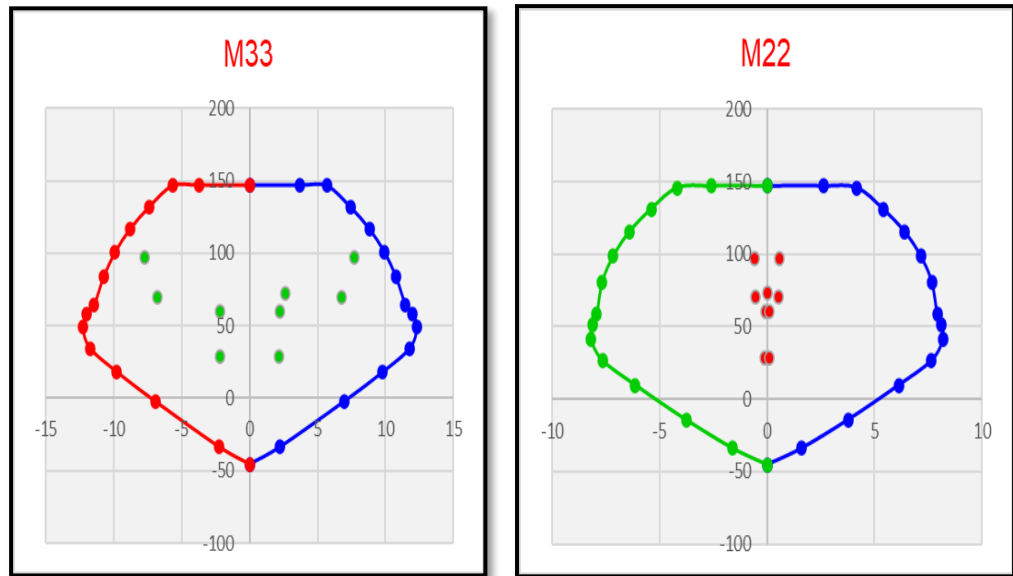


*Nota.* Se muestra la columna diseñada.

### Diagramas de la columna

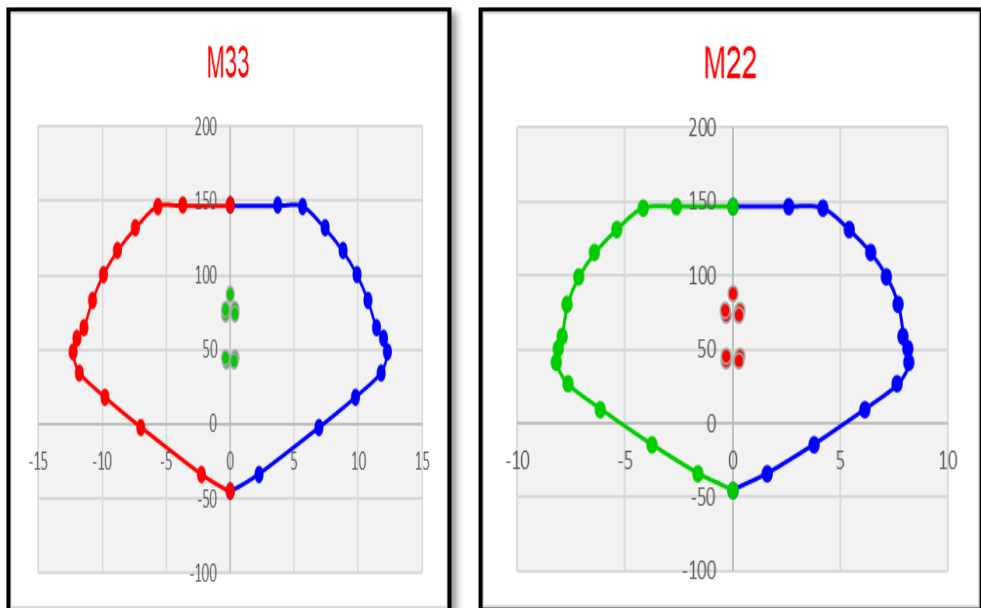
Se obtendrá el diagrama de interacción de la columna usando 4 fierros de 1/2" y 4 fierros de 5/8"

**Figura 27**  
*Diagramas por sismo de columnas en X*



*Nota.* Diagramas por sismo.

**Figura 28**  
*Diagramas por sismo de columnas en Y*



*Nota.* Diagramas por sismo.

- **Diseño por corte:**

Del programa ETABS podemos hallar el cortante último de la columna diseñada y hallamos la resistencia de esta siendo la máxima 5.64tnf

Si tenemos una resistencia del concreto igual a:

- $V_c = 0.53 \sqrt{f_c} \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w \cdot d$
- $V_c = 0.53 \sqrt{210} \left( 1 + \frac{96860}{140(30 \times 40)} \right) 30.40 = 14.53 \text{ tnf}$

Podemos notar que por corte el concreto absorbe todas las fuerzas cortantes actuantes. Por ello seguiremos lo estipulado en el capítulo 21 de la norma E.060:

- $L_n/6$  es igual a 0.75 cm
- La mayor dimensión es 40 cm
- 50 cm

Espaciamiento máximo de estribos en la zona de confinamiento (10 cm):

- Ocho veces el menor diámetro de los fierros longitudinales:
- $( 8 \times \text{diámetro menor} = 10.16 , \text{cm} )$
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna:
- $( \frac{1}{2} \times \text{menor dimensión} = 15 , \text{cm} )$
- 10 cm

Espaciamiento máximo de estribos fuera de la zona de confinamiento (30 cm):

El espaciamento requerido por  $( V_u )$  mínimo (de acuerdo con el diseño estructural y la resistencia).

30 cm

De acuerdo con los cálculos, se elige la siguiente distribución de estribos, asegurando que se cumplan las limitaciones establecidas por la normativa y optimizando la resistencia y comportamiento de la

columna frente a las solicitaciones sísmicas y de carga.

Se elige la siguiente distribución de estribos.

**Estribos de 3/8" 2@0,05, 8@0,10, Resto @0,20**

#### **4.1.8. DISEÑO DE PLACAS**

Las paredes o muros de corte aportan a la estructura estabilidad y resistencia lateral. Asimismo, estos elementos soportan las cargas de gravedad provenientes de las vigas o losas y las trasladan a las fundaciones. Es importante diferenciar entre muros altos y bajos, ya que ambos tienen comportamientos diferentes. Para entender esto, se utilizará la relación  $d/h$ :

- Si  $\frac{d}{h} < 0.4$ , entonces es un muro esbelto (Harmsen)
- $d$ : El espesor efectivo del muro se considera como 0,8 veces la longitud del muro
- $h$ : La altura total del muro

En muros delgados, se aplican las suposiciones comunes sobre la deflexión que se discutieron en secciones anteriores, lo que permite diseñar estos muros de manera similar a las columnas, utilizando el diagrama de interacción.

Los muros cortos presentan un comportamiento distinto, parecido al de vigas de gran altura, por lo que no se aplica la suposición de Navier. Para determinar el área de refuerzo, es necesario emplear un método de cálculo racional.

### **1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Para calcular las tensiones en los muros, se utilizó el modelo 3D creado en el software ETABS. En estos elementos, las combinaciones más importantes en el diseño por resistencia son las que tienen en cuenta el impacto del terremoto.

## 2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

La longitud del muro más extenso es de 1,65 metros, mientras que todos los muros tienen una medida de altura de 16,1 m.

$$- \frac{0.8L}{h} = \frac{0.8 \times 1.64}{16.1} = 0.08 < 0.4, \text{ Esto sugiere que los muros son delgados}$$

Por lo tanto, el refuerzo por flexo compresión de las placas se calculará utilizando el mismo método que se aplica a las columnas. En otras palabras, se generarán los diagramas de interacción con la ayuda de Section Designer y luego se confirmará que el refuerzo empleado es adecuado para evitar que todas las combinaciones de carga caigan en la zona de fallo.

## 3. DISEÑO POR CORTE

En términos generales, la resistencia de la sección se manifiesta mediante la siguiente ecuación

$$- V_n = V_s + V_c, \phi V_n > V_u$$

La norma indica que  $V_n$  no debe tomarse mayor que  $2.6\sqrt{f'_c}A_{cw}$  por lo cual el valor máximo de  $V_u$  es  $2.21\sqrt{f'_c}A_{cw}$ . Para estimar la resistencia al corte aportado por el concreto en la sección ( $V_c$ ) se usa la siguiente expresión:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$- \alpha_c = 0.8 \text{ para } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$- \alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_m}{l_m} \geq 1.5$$

$$- \alpha_c \text{ varía linealmente para } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2$$

Para los muros que soportan fuerzas axiales de tracción (muros enlazados), es imprescindible multiplicar el valor de  $V_c$  por el siguiente factor:

$$- \frac{N_u}{35A_g} \geq 0, N_u/A_g \text{ se debe expresar en kg/cm}^2$$

Si  $V_u$  está por debajo de la cantidad mínima  $2.6\sqrt{f_c}A_{cw}$  la cifra horizontal es 0,002 y la vertical es 0,0015. En el caso de que  $V_u$  supere el límite establecido, estas son las cantidades mínimas para el refuerzo distribuido:

- Cuantía horizontal

$$\rho_h > 0,0025$$

- Si  $V_u > \phi V_c$ , entonces  $\rho_h > V_s / (A_{cw} f_y)$
- Cuantía vertical

$$\rho_v > 0,0025$$

$$\rho_v > 0,0025 + 0,5 (2,5 - h_m/l_m) (\rho_h - 0,0025)$$

$$\rho_v \leq \rho_h$$

En el capítulo 21 de la norma E. 060 se establece que en las zonas del muro donde se anticipa la danza del refuerzo vertical por efecto del terremoto, es necesario incrementar el valor de  $V_u$  empleando el siguiente parámetro:

$$V_u > V_{ua} (M_n/M_{ua}), (M_n/M_{ua}) < R$$

- $V_{ua}$ : Fuerza cortante aumentada que resulta del análisis
- $M_{ua}$ : Momento aumentado que proviene del análisis.
- $M_n$ : Momento nominal del muro relativo al refuerzo ofrecido y al valor de  $P_u$  considerado.

El valor de  $V_u$  aumentado debe ser aplicado a una altura desde la base que sea igual a la más alta de los siguientes valores:

- $M_u / (4 V_u)$
- $L_m$
- La elevación de los dos niveles iniciales

#### 4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PLACA (P2) DE 1° NIVEL

- Solicitaciones**

**Tabla 22**

*Cargas producidas en placas*

| Story  | Output Case    | P(Tn) | V2(tn) | V3(tn) | M2(tn-m) | M3(tn-m) |
|--------|----------------|-------|--------|--------|----------|----------|
| Story1 | Dead           | -56.2 | 0.309  | 0.584  | -1.542   | 0.390    |
| Story1 | Live           | -14.3 | 0.182  | 0.417  | 0.148    | -0.217   |
| Story1 | C.M IMPUESTA   | -40.9 | 0.363  | 0.613  | -0.884   | 0.749    |
| Story1 | SISMO DISEÑOxx | 19.4  | 23.220 | 2.560  | 8.065    | 110.713  |
| Story1 | SISMO DISEÑOyy | 16.6  | 31.098 | 1.713  | 9.280    | 154.876  |

*Nota.* Cargas en placas.

- Combinaciones de carga**

**Tabla 23**

*Combinaciones de cargas de diseño en X*

| SISMO XX          | COMBINACIONES DE DISEÑO |        |         |
|-------------------|-------------------------|--------|---------|
|                   | P                       | M2     | M3      |
| U1=1.4CM+1.7CV    | 160.2                   | -3.15  | 1.23    |
| U2=1.25(CM+CV)+SX | 158.64                  | 5.22   | 111.86  |
| U3=1.25(CM+CV)-SX | 119.78                  | -10.91 | -109.56 |
| U4=0.9CM+SX       | 106.8                   | 5.88   | 111.74  |
| U5=0.9CM-SX       | 67.94                   | -10.25 | -109.69 |
| U2=1.25(CM+CV)+SX | 158.64                  | -5.22  | -111.86 |
| U3=1.25(CM+CV)-SX | 119.78                  | 10.91  | 109.56  |
| U4=0.9CM+SX       | 106.8                   | -5.88  | -111.74 |
| U5=0.9CM-SX       | 67.94                   | 10.25  | 109.69  |

*Nota.* Peralte de losa en función de sus luces

**Tabla 24**

*Combinaciones de carga en Y*

| SISMO YY          | COMBINACIONES DE DISEÑO |        |         |
|-------------------|-------------------------|--------|---------|
|                   | P                       | M2     | M3      |
| U1=1.4CM+1.7CV    | 160.2                   | -3.15  | 1.23    |
| U2=1.25(CM+CV)+SY | 155.82                  | 6.43   | 156.03  |
| U3=1.25(CM+CV)-SY | 122.6                   | -12.13 | -153.72 |
| U4=0.9CM+SY       | 103.98                  | 7.1    | 155.9   |
| U5=0.9CM-SY       | 70.76                   | -11.46 | -153.85 |
| U2=1.25(CM+CV)+SY | 155.82                  | -6.43  | -156.03 |
| U3=1.25(CM+CV)-SY | 122.6                   | 12.13  | 153.72  |
| U4=0.9CM+SY       | 103.98                  | -7.1   | -155.9  |
| U5=0.9CM-SY       | 70.76                   | 11.46  | 153.85  |

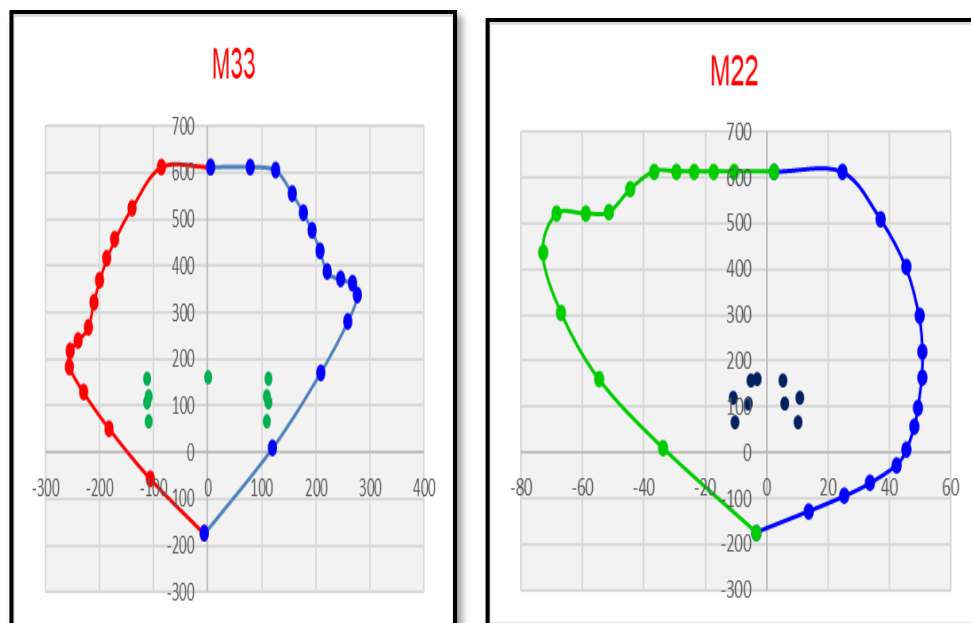
*Nota.* Peralte de losa en función de sus luces.

- **Diagramas de las placas**

Se halló el diagrama de interacción con 14 fierros de 5/8" en los bordes:

**Figura 29**

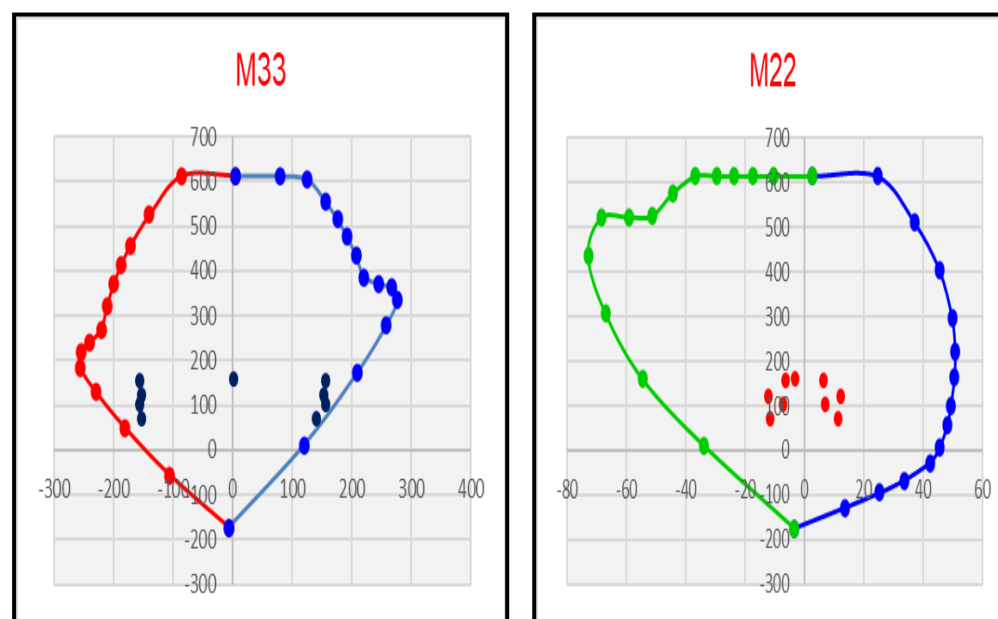
*Diagramas por sismo de placas en X*



*Nota.* Diagrama por sismo.

**Figura 30**

*Diagramas por sismo de placas en Y*



*Nota.* Diagrama por sismo.

- **Diseño por corte**

**Tabla 25**  
*Parámetros de diseño de placa*

| PISO | PLACA | Lm (m) | e (m) | Hm   | f <sub>c</sub> |
|------|-------|--------|-------|------|----------------|
| 1    | P 1 Y | 1.65   | 0.2   | 15.3 | 210            |
| 2    | P 1 Y | 1.65   | 0.2   | 10.4 | 210            |
| 3    | P 1 Y | 1.65   | 0.2   | 7.8  | 210            |
| 4    | P 1 Y | 1.65   | 0.2   | 5.2  | 210            |
| 5    | P 1 Y | 1.65   | 0.2   | 2.6  | 210            |

*Nota.* Consideraciones de diseño.

**Tabla 26**  
*Cortantes en placas*

| PISO | V <sub>c</sub><br>(Ton) | hm/Lm  | α. c  | V <sub>c</sub><br>MAX | V <sub>c</sub> | V <sub>s</sub><br>(Ton) | V <sub>s</sub><br>máx.<br>(Ton) | ¿V <sub>s</sub><br>máx.? |
|------|-------------------------|--------|-------|-----------------------|----------------|-------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| 1    | 20.28                   | 9.7576 | 0.53  | 20.28                 | 20.28          | 40.36                   | 80.34                           | cumple!                  |
| 2    | 20.28                   | 6.7879 | 0.53  | 20.28                 | 20.28          | 80.1                    | 80.34                           | cumple!                  |
| 3    | 20.28                   | 5.0909 | 0.53  | 20.28                 | 20.28          | 78.05                   | 80.34                           | cumple!                  |
| 4    | 20.28                   | 3.3939 | 0.53  | 20.28                 | 20.28          | 43.95                   | 80.34                           | cumple!                  |
| 5    | 20.28                   | 1.5758 | 0.759 | 29.04                 | 20.28          | 18.73                   | 80.34                           | cumple!                  |

*Nota.* Cortantes de diseño.

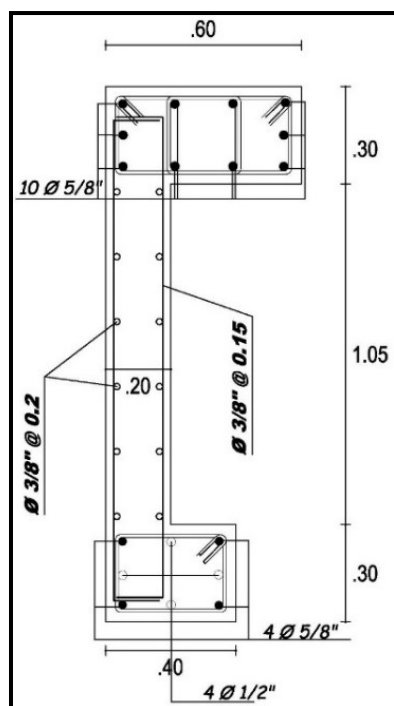
**Tabla 27**  
*Diseño por corte*

| PISO | p.h.col    | Vs        |            | AREA               | As            | Φ              | Separación |
|------|------------|-----------|------------|--------------------|---------------|----------------|------------|
|      |            | Final     |            | (cm2)              | Requer.       |                |            |
| 1    | 0.0029     | 32.29     | 2 Φ (3/8") | 0.71               | 5.82          | 2 Φ (3/8")     | 0.24       |
| PISO | Vn<br>real | Vn<br>max | pv         | Vs, Vert.<br>Final | AREA<br>(cm2) | As<br>Colocado | Φ          |
| 1    | 52.6       | 99.5      | 0.0025     | 27.72              | 0.71          | 1.42           | 2Φ(3/8")   |

*Nota.* Diseño final por corte.

- **Dimensiones de la placa**

**Figura 31**  
*Sección de placa diseñada*



*Nota.* Dimensiones de placa diseñada.

#### 4.1.9. DISEÑO VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Son las partes que soportan el peso debido a la gravedad y lo transfieren a las columnas o losas. Además, aportan estabilidad lateral al pórtico para manejar las deformaciones en caso de un terremoto. La norma E. 060, en su capítulo 21 sobre diseño para resistir sismos, proporciona reglas para las vigas, asegurando que tengan un desempeño adecuado durante un sismo.

### 1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para la determinación de los esfuerzos en las vigas se empleó un modelo tridimensional desarrollado en el software ETABS. Las solicitaciones sísmicas obtenidas mediante el análisis dinámico fueron posteriormente amplificadas a través de los factores (  $f_x$  ) y (  $f_y$  ), previamente determinados conforme a los criterios establecidos en la etapa de evaluación estructural.

Si bien el análisis de las vigas podría efectuarse de manera independiente mediante un modelo simplificado que considere apoyos con columnas empotradas en sus extremos, se decidió utilizar el modelo tridimensional previamente elaborado, a fin de obtener la envolvente de fuerzas internas y momentos flectores a partir de las combinaciones de carga que se indican a continuación.

- **Comb1 = 1,4 CM + 1,7 CV**
- **Comb2 = 1,25 CM + 1,25 CV ± S**
- **Comb3 = 0,9 CM ± S**

## **2. DISEÑO POR FLEXIÓN**

El refuerzo necesario para la flexión se determina empleando las mismas fórmulas ilustradas en los capítulos previos:

$$✓ \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot |Mu|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot bw}}$$

$$✓ \quad As = \frac{|Mu|}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Para calcular el fierro mínimo a la flexión, se empleó la siguiente fórmula:

$$As \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c} bw \cdot d}{fy}$$

La cuantía mínima de refuerzo longitudinal se establece con el propósito de garantizar que la sección de la viga alcance y supere el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ), asegurando así un comportamiento estructural adecuado frente a la fisuración inicial. Asimismo, la cuantía máxima de acero se limita al 75 % de la cuantía balanceada, con el objetivo de promover un modo de falla dúctil y evitar una rotura frágil, favoreciendo un mecanismo de colapso progresivo y controlado de la sección.

$$A_{sb} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot 6000 \cdot \beta_1}{f_y \cdot (f_y + 6000)} \times b_w \cdot d$$

Cuando se corta el refuerzo longitudinal, es importante considerar que el acero necesita tener la longitud adecuada para poder trabajar junto con el concreto. Las regulaciones ofrecen diversas reglas para el corte y la flexión del refuerzo longitudinal, algunos de estos puntos se presentan a continuación.

El refuerzo estructural deberá prolongarse más allá de la sección en la que deja de ser estrictamente necesario para la resistencia a flexión, asegurando una extensión mínima equivalente al peralte efectivo ( $d$ ) o a doce veces el diámetro de la armadura longitudinal, adoptándose el valor que resulte mayor entre ambos criterios. Esta disposición no será exigible en las zonas correspondientes a los apoyos de vigas simplemente apoyadas ni en el extremo libre de elementos en voladizo.

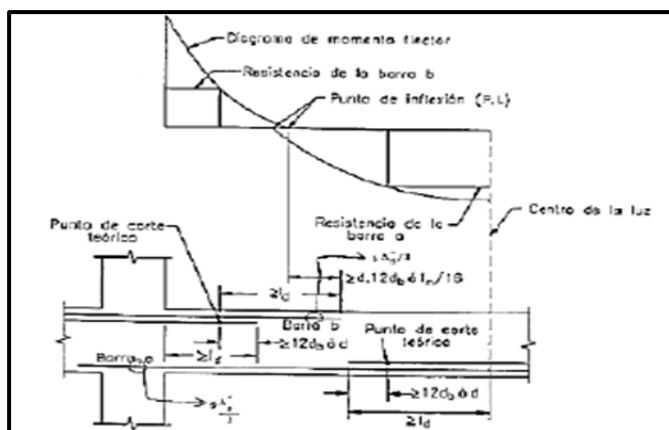
El refuerzo debe alargarse más allá del lugar donde ya no es necesario para soportar la flexión, a una distancia que sea igual a  $d$  (altura efectiva) o 12 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, tomando el que sea más grande, salvo en los puntos de apoyo de vigas que están simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.

La armadura destinada a resistir momentos negativos deberá asegurarse mediante su anclaje dentro de los elementos de apoyo, empleando para ello las longitudes de desarrollo reglamentarias, ganchos normalizados o dispositivos de anclaje mecánico, según corresponda. Asimismo, la armadura que se prolonga hasta el extremo del elemento en voladizo deberá rematarse con un gancho estándar, garantizando así la adecuada transferencia de esfuerzos.

Al menos un tercio del refuerzo en negativo debe considerarse para los instantes positivos.

Al menos un cuarto del refuerzo en su máxima capacidad debe situarse en las áreas superior e inferior de la viga.

**Figura 32**  
Cortes de acero



Nota. Cortes de fierros. Fuente: Hamsen (2019).

### 3. DISEÑO POR CORTE

Por lo general, la forma de calcular la resistencia al corte de una viga es con la siguiente fórmula

$$V_n = V_s + V_c; \phi V_n > V_u$$

Se nota que la resistencia se debe a la contribución del hormigón y el soporte vertical. En este caso, el factor de disminución es 0,85. Se pueden calcular los valores de  $V_s$  y  $V_c$  de la forma siguiente:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

La norma indica que el valor de  $V_s$  debe ser menor que  $2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ . Esto conlleva a verificar las cortante que aportará el acero y de superar el valor máximo se procederá en aumentar la sección.

Asimismo, la regulación establece un límite en la distancia entre los estribos verticales. Esto se hace para asegurar que, por lo menos, un estribo cruce las fisuras posibles que están inclinadas a 45 grados y que se extienden desde la mitad de la sección hasta el refuerzo tensile.

✓ Si  $V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ , entonces  $S_{max} \leq 60 \text{ cm o } 0,5 d$

✓ Si  $V_s \geq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ , entonces  $S_{max} \leq 30 \text{ cm o } 0,25 d$

Cuando se necesita  $V_u > \phi V_c$ , es necesario colocar estribos mínimos en la sección. Se debe seleccionar el valor más pequeño entre los siguientes:

✓  $S_{max} = A_v f_y / (0.2 \sqrt{f'_c} b_w)$

✓  $S_{max} = A_v f_y / (3.5 b_w)$

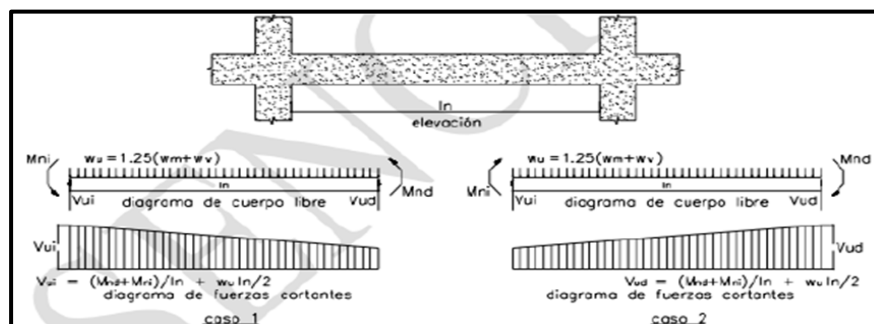
#### 4. DISEÑO SISMORRESISTENTE

En el presente apartado se sintetizan las disposiciones contenidas en el Capítulo 21 de la Norma E.060 aplicables a las vigas que forman parte de sistemas de muros estructurales. Dichos lineamientos tienen como finalidad primordial prevenir la ocurrencia de mecanismos de falla frágil en los elementos estructurales sometidos a solicitudes sísmicas.

En este contexto, se establece que la fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) de las vigas que participan en la resistencia ante acciones sísmicas no deberá ser inferior al menor de los valores determinados conforme a los siguientes criterios: (a) la suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) en cada extremo confinado de la luz libre del elemento y el cortante isostático correspondiente a las cargas gravitacionales tributarias amplificadas; y (b)

El cortante máximo derivado de las combinaciones de carga de diseño que incorporan la acción sísmica, considerando un factor de amplificación igual a 2,5 aplicado a los efectos del sismo.

**Figura 33**  
mínimo en vigas



*Nota.* Cortante mínimo en vigas. Fuente: E.060 (2019).

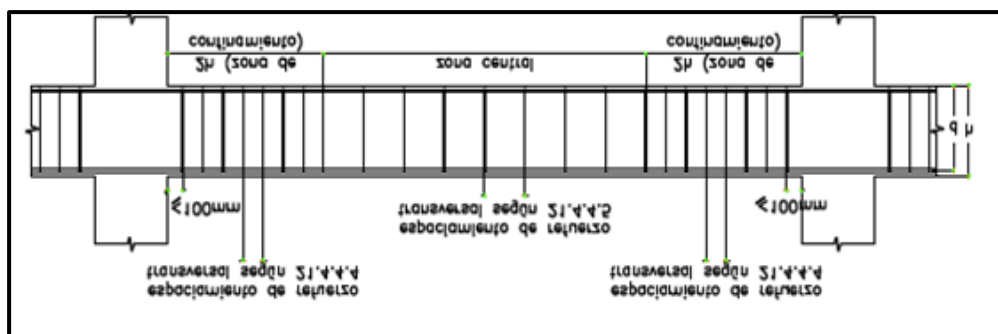
Asimismo, se establece que la capacidad resistente en un instante favorable, la resistencia en la cara de un nudo no debe ser inferior a un tercio de la resistencia en un instante adverso. Evaluada en esa misma sección. De igual manera, se dispone que la resistencia a momento, ya sea en condición positiva o negativa, en cualquier sección a lo largo del elemento, deberá superar como mínimo la cuarta parte de la mayor resistencia a momento desarrollada en las caras de los nudos adyacentes.

La normativa dicta que en ambos extremos del elemento se colocarán estribos de resguardo, con el fin de garantizar una reacción flexible ante eventuales sismos. La zona de restricción se determina con una extensión que supera dos veces el peralte de la viga, calculada desde la orilla del nudo. Además, el estribo inicial colocado a partir de dicha cara no deberá ubicarse a una distancia mayor de 10 cm. Dentro de esta zona, la distancia entre los estribos no debe superar los límites permitidos por la normativa, límites máximos especificados por la normativa:

- ✓  **$d/4$ , sin embargo, no es imprescindible que el intervalo sea inferior a 15 cm.**
- ✓ **10 veces el diámetro de la barra transversal más diminuta.**
- ✓ **24 veces la extensión de los estribos cerrados.**
- ✓ **30 cm**

Afuera de la región de aislamiento, el espaciamiento de los estribos deberá ser inferior a la mitad de la altura efectiva del peralte efectivo ( $d/2$ ) y, adicionalmente, no exceder el valor máximo exigido por los criterios de resistencia establecidos en el diseño estructural.

**Figura 34**  
Requerimientos de estribos en vigas



*Nota.* Cantidad mínimo de estribos. Fuente: E.060 (2019).

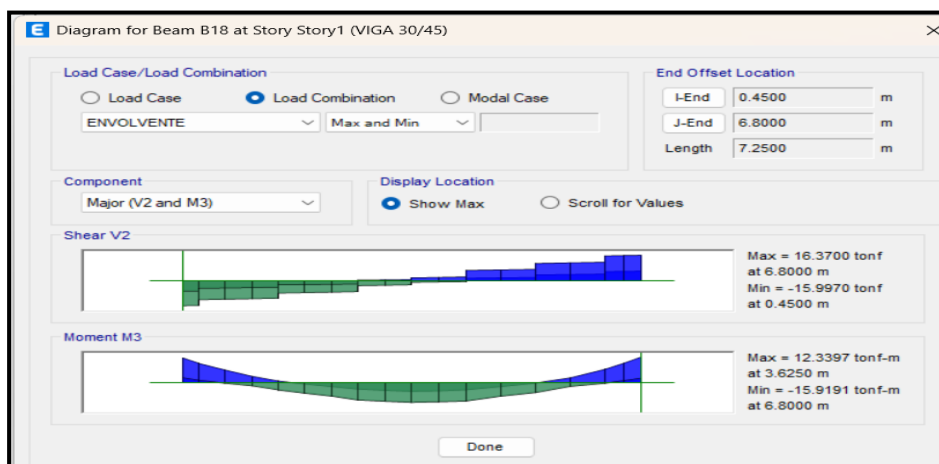
## 5. DEFLEXIÓN

Las flechas que superan la relación  $L/250$  resultan perceptibles y pueden suscitar inquietud en los ocupantes de la edificación. Asimismo, tales deformaciones pueden inducir fisuración en tabiques y en otros componentes no estructurales. En atención a estos efectos de servicio, la normativa establece límites para la deformación admisible de dichos elementos, con el fin de preservar su desempeño funcional y la integridad de los elementos asociados.

## 6. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGA DE CONCRETO ARMADO

- Diseño por flexión de tramo crítico de viga

**Figura 35**  
Diseño por flexión en vigas



*Nota.* Valores y diagramas de flexión en vigas.

- Para el momento negativo de la viga  $M_u=15.9191$  tnf.m

$$\checkmark \quad A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{210} \times 30 \times 39}{4200} = 2.826 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad A_{s_{\max}} = \frac{0.85 \times 210 \times 6000 \times 0.85}{4200 (4200+6000)} \times 30 \times 39 \times 0.75 = 18.647 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 \times 15.9191 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 30}} = 9.668 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad A_s = \frac{15.9191 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (39 - \frac{9.668}{2})} = 12.33 \text{ cm}^2$$

**Tabla 28**

*Datos de diseño de viga*

| DATOS INICIALES      |   |       |                 |                                            |
|----------------------|---|-------|-----------------|--------------------------------------------|
| $f_c$                | = | 210   | cm <sup>2</sup> | ; Resistencia a la compresión del concreto |
| $f_y$                | = | 4200  | cm <sup>2</sup> | ; Fluencia del Acero                       |
| VIGA 30x45           |   |       |                 |                                            |
| $b$                  | = | 30    | cm              | ; Base de la Viga                          |
| $d$                  | = | 39    | cm              | ; Peralte efectivo (1 CAPA: d-6 )          |
| $A_{s \text{ mín.}}$ | = | 2.83  | cm <sup>2</sup> | ; Acero Mínimo (Art. 10.5.2 - E.060)       |
| $A_{s \text{ máx.}}$ | = | 18.65 | cm <sup>2</sup> | ; Acero Máximo (Art. 10.3.4 - E.060)       |

*Nota.* Datos para diseñar viga.

### • Para el momento Negativo

**Tabla 29**

*Momento negativo de diseño*

|             |   |       |                 |                                        |
|-------------|---|-------|-----------------|----------------------------------------|
| $M_u$       | = | 15.92 | Ton.m           | ; Momento Último Negativo              |
| $\emptyset$ | = | 0.9   |                 | ; Factor de Seguridad por flexión      |
| $a$         | = | 9.67  | cm              | ; Profundidad del bloque de compresión |
| $A_s$       | = | 12.33 | cm <sup>2</sup> | ; Acero requerido                      |

*Nota.* Valores de momento negativo.

### • Para el momento Positivo

**Tabla 30**

*Momento positivo de diseño*

|             |   |       |                 |                                        |
|-------------|---|-------|-----------------|----------------------------------------|
| $M_u$       | = | 12.34 | Ton.m           | ; Momento Último Positivo              |
| $\emptyset$ | = | 0.9   |                 | ; Factor de Seguridad por flexión      |
| $a$         | = | 7.24  | cm              | ; Profundidad del bloque de compresión |
| $A_s$       | = | 9.23  | cm <sup>2</sup> | ; Acero requerido                      |

*Nota.* Valores de momento positivo.

- **Diseño por corte de tramo crítico de viga**

- Del programa tenemos que  $V_u = 16.37 \text{ tnf}$
- $V_c = 0.53\sqrt{210} \times 30 \times 39 = 8986.1 \text{ kgf}$
- $V_s = \frac{16370}{0.85} - 8986.1 = 10272.72 \text{ kgf}$
- Usaremos estribos  $\phi \text{ } 3/8''$
- $S = \frac{1.42 \times 4200 \times 39}{10272.72} = 22.64 \text{ cm}$

Para la determinación de los espaciamientos de los estribos se adoptarán las disposiciones establecidas en el Capítulo 21 de la Norma E.060. En función de dichos criterios, se procederá a evaluar y definir los espaciamientos máximos permisibles de los estribos dentro de la zona de confinamiento.

1.  $d/4$  que es igual a 9.75 cm.
2. 10 veces el menor diámetro de las barras longitudinales es igual a 12.7 cm.
3. 24 veces el diámetro del estribo es igual a 22,86 cm.
4. 30 cm.
5. En la región de confinamiento, cuya longitud es de 0,9 m (equivalente a dos veces el peralte,  $2h$ ), los estribos de confinamiento deberán disponerse con un espaciamiento máximo de 10,0 cm. Por su parte, en la zona central del elemento, el espaciamiento máximo permitido será de 22,5cm, correspondiente a la mitad del peralte efectivo ( $d/2$ ), conforme a los criterios normativos aplicables.
6. **Se elige la siguiente distribución: Estribos de  $3/8''$ : 2@.05, 8@.10, resto @ .20**

- **Deflexiones**

Dado que sobre la viga no se encuentran elementos no estructurales que puedan verse afectados por deflexiones excesivas, se considera que las restricciones de flecha establecidas para protección

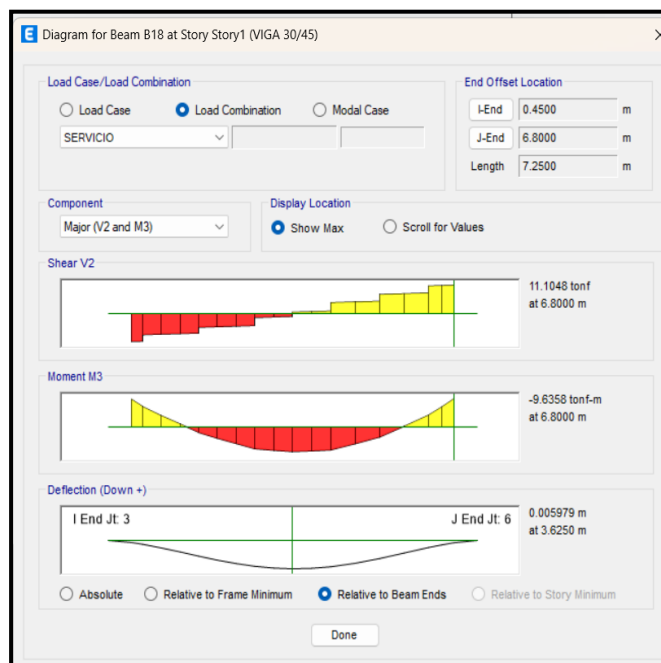
de componentes adyacentes no resultan aplicables en este caso. Por lo tanto, el diseño puede centrarse exclusivamente en los criterios de resistencia y ductilidad del propio elemento estructural, sin la necesidad de limitar adicionalmente la deformación por servicio.:

$$\Delta_{lim} = \frac{L}{360} = \frac{630}{360} = 1.75 \text{ cm}$$

Se llevará a cabo el cálculo de las deflexiones utilizando el software ETABS, dado que la verificación de dichos desplazamientos se realizará mediante esta misma herramienta. Esto permitirá garantizar coherencia entre el modelado estructural y la evaluación del comportamiento frente a cargas de servicio

- d = 0.5979 cm (servicio)
- d = 0.8808 cm (futuro)

**Figura 36**  
*Deflexiones de vigas*



*Nota.* Valores de deflexión en vigas.

#### **4.1.10. DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS**

Según Freyssinet, el pretensado en una estructura se concibe como la inducción controlada de una tensión permanente en los elementos, realizada antes de la aplicación de cargas externas o de manera simultánea con ellas, de tal forma que la superposición de esta tensión con los efectos de las cargas externas garantice que los esfuerzos resultantes permanezcan dentro de los límites permisibles.

A través de un cable de alta resistencia, el cual es estirado y anclado a la viga, se inducen esfuerzos internos en el elemento. En el caso de vigas postensadas, el tensado del cable se efectúa posteriormente al vaciado del elemento, habiéndose dispuesto previamente ductos que recorren una trayectoria parabólica, los cuales sirven como conductos para la posterior colocación y activación del tendón de pretensado.

La Norma E.060 establece que, para el diseño de estos elementos, se deben considerar tanto su capacidad resistente como el adecuado comportamiento estructural a lo largo de todas las fases de carga, incluyendo la etapa de traspaso y la etapa de servicio. Esto garantiza que el elemento mantenga su desempeño previsto desde el momento de la activación del pretensado hasta las condiciones de funcionamiento bajo cargas de servicio.

#### **1. TRAZADO DEL CABLE**

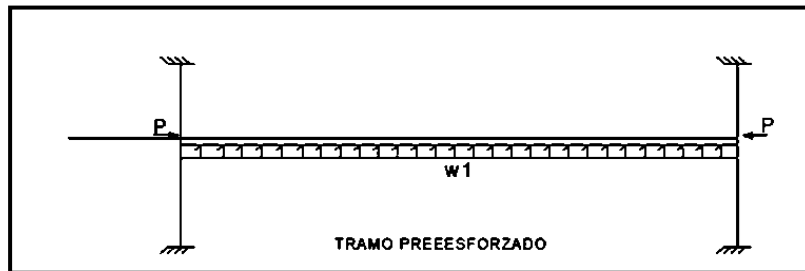
Algebricamente, la posición del cable en cada sección de la viga se determina considerando que el tendón sigue trayectorias parabólicas y que no existen cambios abruptos en la pendiente. Para llevar a cabo este cálculo, se determina inicialmente la excentricidad que presentará el tendón en el punto más bajo de la parábola, lo que permite establecer con precisión su ubicación a lo largo de toda la longitud del elemento.

#### **2. ANALISIS ESTRUCTURAL**

El análisis de la viga postensada se llevó a cabo mediante el software ETABS. Para la determinación de los momentos finales en el

elemento, se aplicó un esquema de cargas equivalentes que permite representar de manera simplificada los efectos combinados del pretensado y de las cargas externas, facilitando así la evaluación de los esfuerzos internos a lo largo de la viga:

**Figura 37**  
*Cargas equivalentes en vigas postensadas*



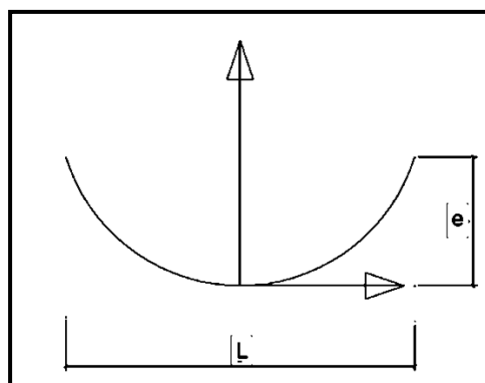
*Nota.* Cargas equivalentes en vigas postensadas. Fuente: Hamsen (2019).

La magnitud de la carga distribuida \$w1\$ se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$w1 = \frac{8e}{l^2} \times P$$

En la siguiente ilustración se ilustra cómo \$f\$ y \$l\$ son los valores de la parábola:

**Figura 38**  
*Relación entre la fuerza de tensado y la excentricidad*



*Nota.* Relación entre \$P\$ y \$e\$. Fuente: Hamsen (2019).

- \$P\$: Fuerza de tensado
- \$e\$: Excentricidad

### **3. VERIFICACION DE ESFUERZOS EN LA SECCION (kg/cm<sup>2</sup>)**

Las fuerzas ejercidas sobre el concreto tras el tensado del cable no deberán exceder los umbrales descritos a continuación:

- Esfuerzo en la extremidad de la fibra durante la compresión, considerando únicamente el efecto del pretensado y de las cargas sostenidas en el tiempo, limitado a  $0,45f_c$ .
- Esfuerzo en la fibra más profunda de la compresión, considerando el pretensado junto con la totalidad de las cargas aplicadas, cuyo valor máximo permitido es  $0,60f_c$ .

### **4. PERDIDAS DE PREESFUERZO**

El Capítulo 18 de la Norma E.060 identifica las principales fuentes de pérdidas en el pretensado, las cuales deben ser consideradas en el diseño y control del elemento estructural. Entre estas se incluyen.

- El asentamiento de los anclajes durante la fase de transferencia del pretensado.
- El acortamiento elástico del concreto bajo cargas.
- La fusión plástica del concreto (fluencia).
- La retracción del concreto.
- La relajación del esfuerzo en el acero de pretensado.
- Las pérdidas por fricción, originadas tanto por la curvatura intencional como por la curvatura accidental de los tendones postensados

### **5. DEFLEXIONES**

Si bien es posible realizar un análisis detallado mediante intervalos de tiempo incrementales, para efectos prácticos la deflexión total del elemento puede estimarse utilizando un método aproximado. En este enfoque, la viga se somete a una carga distribuida equivalente que actúa en sentido opuesto a la gravedad, permitiendo evaluar de manera simplificada la deformación total, tal como se abordó en el apartado 10.2.

## 6. DISEÑO DE VIGA POSTENSADA

**Figura 39**

*Cortantes, momentos y deflexión de vigas postensadas*



*Nota.* Valores obtenidos de diseño de vigas postensadas

**Tabla 31**

*Datos generales de diseño de viga postensada*

| CÁLCULO DE UNA VIGA POSTENSADA                |             |                    |
|-----------------------------------------------|-------------|--------------------|
| DATOS GENERALES                               |             |                    |
| Base                                          | 0.3         | m                  |
| Altura                                        | 0.45        | m                  |
| Luz libre                                     | 6.3         | m                  |
| Ancho Tributario                              | 3           | m                  |
| Resistencia del Concreto ( $f'_c$ ) =         | 210         | kg/cm <sup>2</sup> |
| $E_c$ =                                       | 217370.6512 | kg/cm <sup>2</sup> |
| Fluencia del Acero ( $f_y$ ) =                | 4200        | kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo del Acero Postensado (1/2") =        | 13020       | kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo Último del Acero Postensado (1/2") = | 18600       | kg/cm <sup>2</sup> |
| Área del Acero Postensado =                   | 0.987       | cm <sup>2</sup>    |

*Nota.* Datos para diseño de vigas postensadas.

**Tabla 32**

*Cálculo de cargas de diseño de viga postensada*

| CÁLCULO DE CARGAS            |            |                   |
|------------------------------|------------|-------------------|
| Peso Específico de la viga = | 2400       | kg/m <sup>3</sup> |
| Peso de la Losa =            | 400        | kg/m <sup>2</sup> |
| Sobrecarga =                 | 250        | kg/m <sup>2</sup> |
| Carga Muerta =               | 1524       | kg/m              |
| Carga Viva =                 | 750        | kg/m              |
| Carga Por Servicio ( $W$ ) = | 2274       | kg/m              |
| Momento Positivo ( $M+$ ) =  | 11281.8825 | kg.m              |
|                              | 1128188.25 | kg.cm             |
| Carga Mayorada ( $W_u$ ) =   | 3408.6     | kg/m              |
| Momento Último ( $M_u+$ ) =  | 16910.9168 | kg.m              |
|                              | 1691091.68 | kg.cm             |

*Nota.* Cargas de diseño de vigas postensadas

- e=centroide – posición del cable
- $e_{max} \leq d$ - recubrimiento –  $\frac{1}{2}$  Dtendón

**Tabla 33**

*Valores de diseño de viga postensada*

| DISEÑO DEL POSTENSADO           |          |          |
|---------------------------------|----------|----------|
| e =                             | 0.12     | m        |
| N" de tendones a usar =         | 4        | Tendones |
| Ptorón =                        | 51402.96 | kg       |
| Ptorón (80%) Pef =              | 41122.37 | kg       |
| Momento de diseño (Torón) =     | 4934.68  | kg.m     |
| Carga distribuida equivalente = | 994.65   | kg/m     |

*Nota.* Diseño de viga postensado.

$$\sigma_c = \frac{P_{ef}}{A} + \frac{P_{ef} \cdot e \cdot y}{I}$$

**Tabla 34**

*Verificaciones de diseño de vigas postensadas*

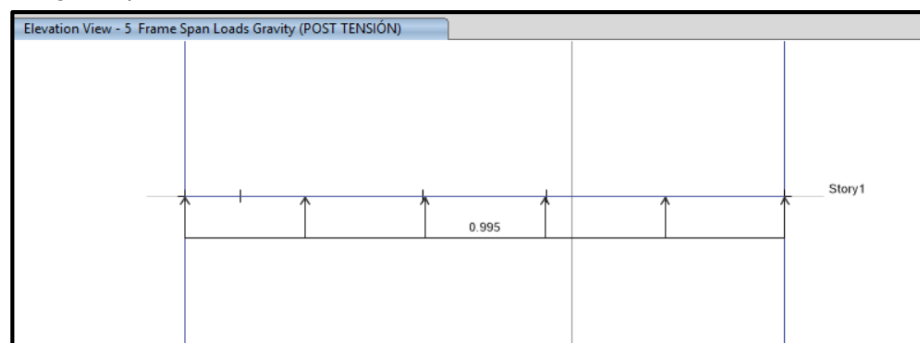
| VERIFICACIONES DEL POSTENSADO |      |        |        |
|-------------------------------|------|--------|--------|
| Sigma_c =                     | 79.2 | kg/cm2 |        |
| 0.45 f' c =                   | 94.5 | kg/cm2 | cumple |
| 0.60 f' c =                   | 126  | kg/cm2 | cumple |

*Nota.* Calculo de verificación de diseño.

Después de determinar cuántos tendones se utilizarán y la carga equivalente que se distribuye, se proceda a introducir estas cargas en el software ETABS.

**Figura 40**

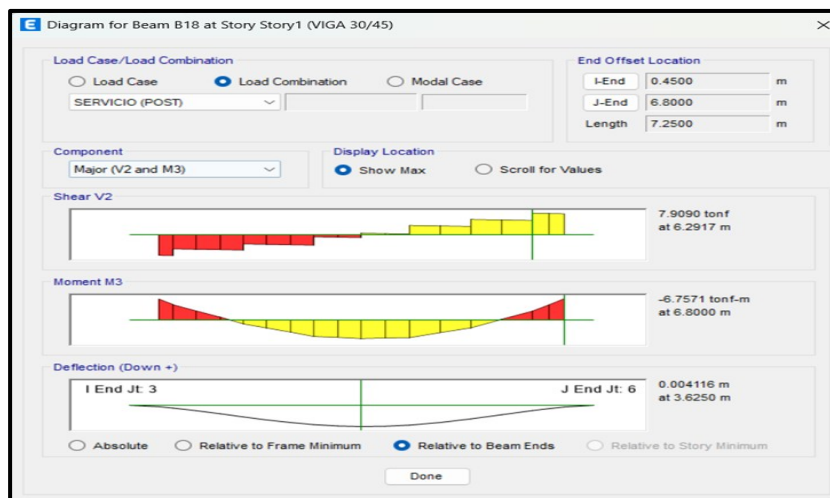
*Cargas equivalentes obtenidas en función de los tendones*



*Nota.* Cantidad de tendones. Fuente: Elaboración propia.

Se calcula las deflexiones en la viga.

**Figura 41**  
*Deflexiones vigas postensadas*



*Nota.* Valores de deflexión de vigas postensadas. Fuente: Elaboración propia.

- $d = 0.5979$  cm (servicio)
- $d = 0.4116$  cm (Postensión)

#### 4.1.11. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

La losa aligerada constituye un elemento estructural esencial para la formación de entrepisos y cubiertas. Se trata de losas nervadas en las cuales, entre cada vigueta o nervio, se disponen bloques huecos de ladrillo, con el objetivo de reducir peso propio sin comprometer la resistencia. La función principal de este tipo de losa es transferir las cargas gravitacionales hacia las vigas de soporte, al tiempo que actúa como diafragma rígido, asegurando la estabilidad lateral y la interacción estructural de cada nivel del edificio.

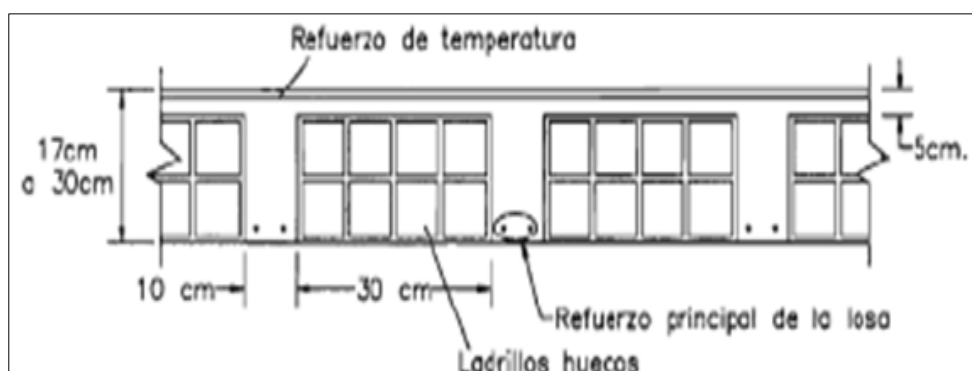
#### 4.1.12. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

La losa aligerada constituye un elemento estructural esencial para la formación de entrepisos y cubiertas. Se trata de losas nervadas en las cuales, entre cada vigueta o nervio, se disponen bloques huecos de ladrillo, con el objetivo de reducir peso propio sin comprometer la resistencia. La función principal de este tipo de losa es transferir las cargas gravitacionales hacia las vigas de soporte, al tiempo que actúa

como diafragma rígido, asegurando la estabilidad lateral y la interacción estructural de cada nivel del edificio.

La figura adjunta muestra la geometría típica de una losa aligerada convencional. Las viguetas tienen un ancho de 10cm. y se disponen con un claro libre de 30cm entre ellas. La losa superior presenta un espesor de 5 cm; en consecuencia, el espesor total de la losa aligerada se determina mediante la adición de dicha capa maciza y la altura del elemento aligerante dispuesto entre las viguetas. Esta configuración constructiva, cuya disposición se aprecia en la ilustración correspondiente, define la altura estructural final del sistema de entrepiso.

**Figura 42**  
*Detalle de losa aligerada*

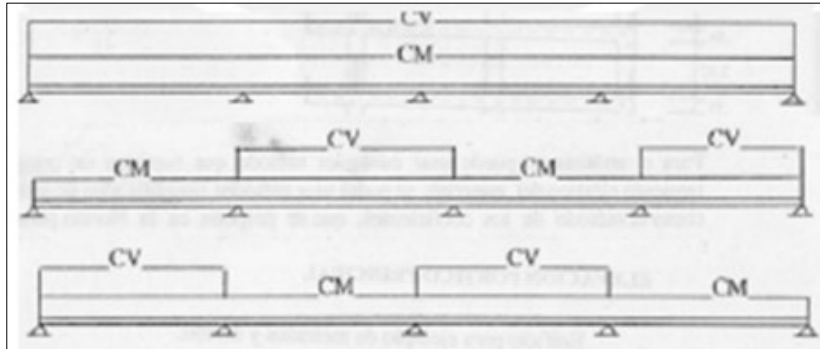


*Nota.* Losa aligerada Fuente: Hamsen (2019).

## 1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La vigueta puede representarse mediante el software ETABS, incorporando brazos rígidos en la unión viga–vigueta con el propósito de simular de manera adecuada la transmisión de esfuerzos entre ambos elementos estructurales. En el proceso de diseño resulta imprescindible considerar la alternancia de las cargas vivas, a fin de capturar los efectos variables que estas generan sobre el comportamiento resistente del componente. De forma alternativa al modelado detallado, es posible emplear el método de coeficientes establecido por la normativa vigente, el cual permite estimar las solicitaciones mediante un procedimiento simplificado y con un enfoque conservador.

**Figura 43**  
*Alternancia de cargas en losa*



*Nota.* Cargas en losa. Fuente: Blanco (1994)

## 2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Una vez determinadas las fuerzas internas amplificadas en la vigueta, se procede a calcular el refuerzo longitudinal requerido. La resistencia de diseño se obtiene a partir de la resistencia nominal, aplicando un factor de reducción; en este caso, dicho factor es 0,9.

Para el cálculo de la dimensión “a”, correspondiente a la profundidad del bloque de Whitney, se utilizó la expresión siguiente:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot |M_u|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b_w}}$$

Por lo tanto, el acero necesario es:

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

Las expresiones previamente indicadas son aplicables tanto para el cálculo del acero positivo como del negativo, ya que en ambos casos la sección puede aproximarse como rectangular a pesar de tratarse de una viga tipo “T”. No obstante, al determinar el refuerzo positivo, es imprescindible verificar que la profundidad del bloque de Whitney, “a”, no exceda el espesor del ala de la viga.

Adicionalmente, es necesario calcular el área de acero mínimo y el acero balanceado para la sección tipo T. El acero mínimo es aquel que

asegura que la resistencia a flexión de la sección supere el momento crítico  $M_{cr}$ . Para el refuerzo negativo mínimo, se seleccionó un área de acero tal que el momento nominal  $M_n$  fuera mayor a 1,2 veces  $M_{cr}$ . En cuanto al cálculo del refuerzo positivo mínimo, se utilizó la siguiente expresión:

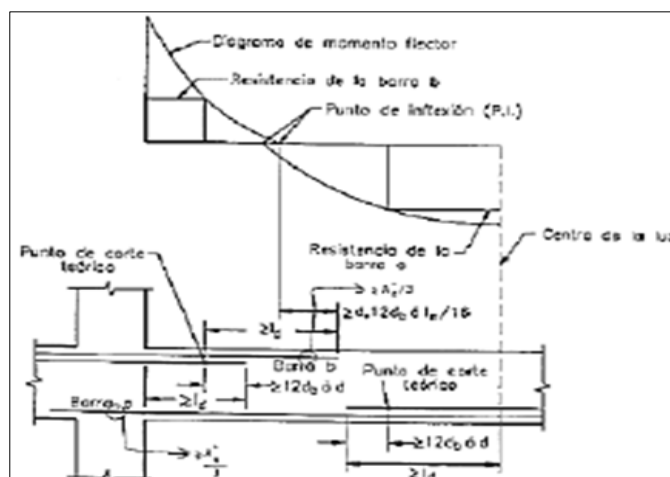
$$A_{s \min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}bw.d}{f_y}$$

Para determinar el área de acero balanceado, primero se calcula la posición del eje neutro correspondiente a la condición de falla balanceada. A continuación, la profundidad del bloque de Whitney, “a”, se obtiene como el producto de “c” por el factor  $\beta$  ( $\beta = 0,85$  para un concreto con  $f'_c=210\text{Kg/cm}^2$ ). Finalmente, el área de acero balanceado ( $A_{sb}$ ) se determina aplicando el equilibrio de fuerzas en la sección transversal.

$$A_{sb} = \frac{0.85.f'_c.6000.\beta_1}{f_y.(f_y+6000)} \times bw.d$$

Finalmente, es necesario determinar la longitud de los bastones. La figura siguiente, tomada de Harmsen, sintetiza las disposiciones normativas para el corte del refuerzo longitudinal, incluyendo las longitudes de anclaje y empalme requeridas para garantizar la continuidad y el adecuado comportamiento estructural del acero

**Figura 44**  
Disposición de acero en losa



Nota. Disposición de fierros en losa aligerada Fuente: Harmsen (2019).

### 3. DISEÑO POR CORTE

La resistencia al corte de la vigueta se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d \times 1.1$$

Se advierte que la capacidad resistente frente al esfuerzo cortante es proporcionada exclusivamente por el concreto de la nervadura, debido a que en este tipo de elementos no se dispone refuerzo transversal. De acuerdo con la Norma E.060, en estas condiciones la fuerza cortante ( $V_c$ ) aportada por el concreto puede incrementarse en un 10 %.

En aquellos casos en que se requiera una mayor capacidad resistente ( $V_u > \phi V_c$ ), es posible emplear ensanches alternos o continuos. Dichos ensanches consisten en aumentar el ancho de la vigueta en las zonas próximas a las vigas, mediante la remoción de los ladrillos o bloques de aligeramiento, con el propósito de incrementar la sección efectiva que contribuye a la resistencia al corte.

### 4. REFUERZO POR TEMPERATURA

El ajuste térmico se coloca paralelo al refuerzo principal de flexión en la losa aligerada. De acuerdo con la Norma E.060, el espaciamiento de este refuerzo no debe exceder 40 cm ni cinco veces el peralte de la losa, adoptándose el menor de ambos valores. En la tabla siguiente se presentan las cuantías mínimas requeridas para controlar la fisuración originada por variaciones volumétricas, tales como los efectos de retracción y cambios térmicos.

**Tabla 35**  
*Refuerzo de contracción y temperatura*

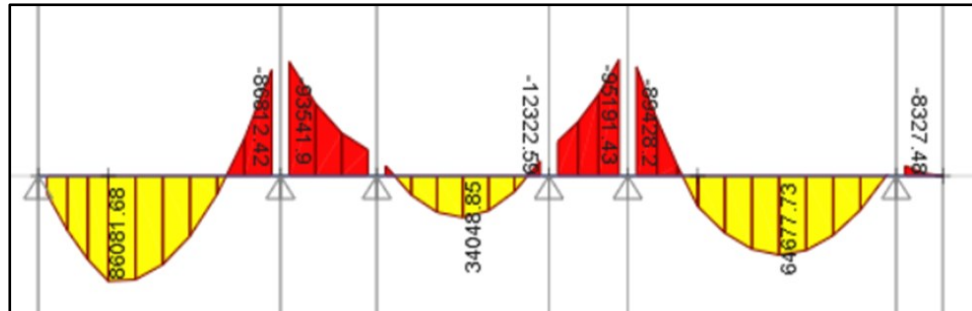
| REFUERZO MINIMO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA                |                          |
|--------------------------------------------------------------|--------------------------|
| Losas con barras lisas                                       | 0,0025 bh                |
| Losas con barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ Kg/cm}^2$ | 0,0020 bh                |
| Losas con barras corrugadas con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ | 0,0018 bh                |
| Losas con barras corrugadas con $f_y > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ | 0,0018 bh (4200/ $f_y$ ) |

*Nota.* Refuerzos de contracción y temperatura.

## 5. DISEÑO DE LOSA

**Figura 46**

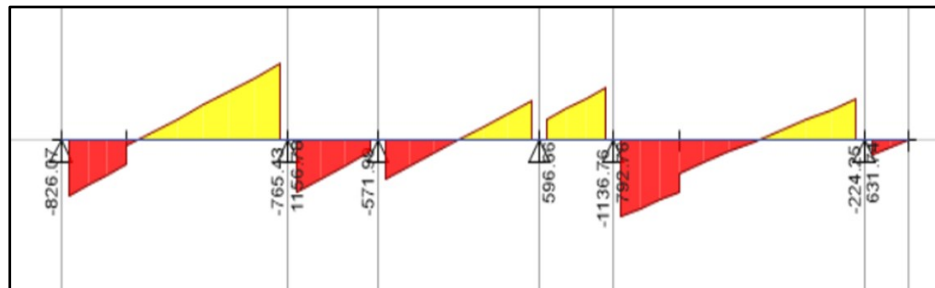
*Momentos en viguetas*



*Nota.* Valores de momentos en viguetas.

**Figura 47**

*Cortantes en viguetas*



*Nota.* Valores de cortantes en viguetas.

### Resistencia al corte:

Se calcula con la expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w \cdot d \times 1.1$$

- Reemplazando

$$\phi V_e = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 \times 1.1 = 1.22 \text{ tn} > V_{\text{max}} = 1.156 \text{ tn}$$

### • Resistencia a la flexión:

- $A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{210} \times 10 \times 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2$
- $A_{s_{\max}} = \frac{0.85 \times 210 \times 6000 \times 0.85}{4200 (4200 + 6000)} \times 10 \times 17 \times 0.75 = 2.71 \text{ cm}^2$

**Tabla 36**  
*Diseño de viguetas*

| VIGUETA |   |                      |                                    |
|---------|---|----------------------|------------------------------------|
| b       | = | 10 cm                | Base de la Viga                    |
| d       | = | 17 cm                | Peralte efectivo (1 CAPA: d-6)     |
| As mín. | = | 0.41 cm <sup>2</sup> | Acero Mínimo (Art. 10.5.2 - E.060) |
| As máx. | = | 2.71 cm <sup>2</sup> | Acero Máximo (Art. 10.3.4 - E.060) |

*Nota.* Cálculo de viguetas.

$$- a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0.95 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 10}} = 3.66 \text{ cm}$$

$$- A_s = \frac{0.95 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (17 - \frac{3.66}{2})} = 1.56 \text{ cm}^2$$

**Tabla 37**  
*Diseños de acero negativo por flexión*

| DISEÑO DE ACERO POR FLEXIÓN |   |                      |                                      |
|-----------------------------|---|----------------------|--------------------------------------|
| Mu                          | = | 0.95 Ton.m           | Momento Último                       |
| Ø                           | = | 0.9                  | Factor de Seguridad por flexión      |
| a                           | = | 3.66 cm              | Profundidad del bloque de compresión |
| As                          | = | 1.56 cm <sup>2</sup> | Acero requerido                      |

*Nota.* Diseño por flexión.

De la misma manera se calcula el acero positivo.

**Tabla 38**  
*Diseño de acero positivo por flexión*

| DISEÑO DE ACERO POR FLEXIÓN |   |                      |                                      |
|-----------------------------|---|----------------------|--------------------------------------|
| Mu                          | = | 0.87 Ton.m           | Momento Último                       |
| Ø                           | = | 0.9                  | Factor de Seguridad por flexión      |
| a                           | = | 3.55 cm              | Profundidad del bloque de compresión |
| As                          | = | 1.51 cm <sup>2</sup> | Acero requerido                      |

*Nota.* Diseño por flexión.

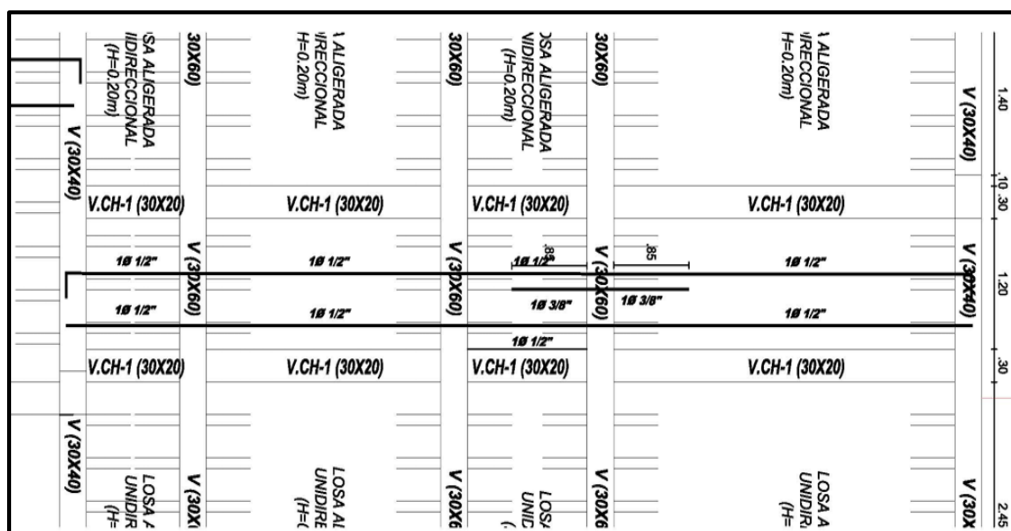
- **Refuerzo por temperatura**

- Se calcula con la siguiente expresión:
- $A_s \text{ min} = 0,0018 (b h) = 0,0018 * 100 * 5 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Se usa 1  $\phi$  6mm @ 0,25m

**Figura 48**

*Losa aligerada diseñada en planta típica*



Nota. Dimensiones y aceros en losa aligerada.

## 4.2. CONTRASTACIÓN Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

### 4.2.1. HIPÓTESIS GENERAL

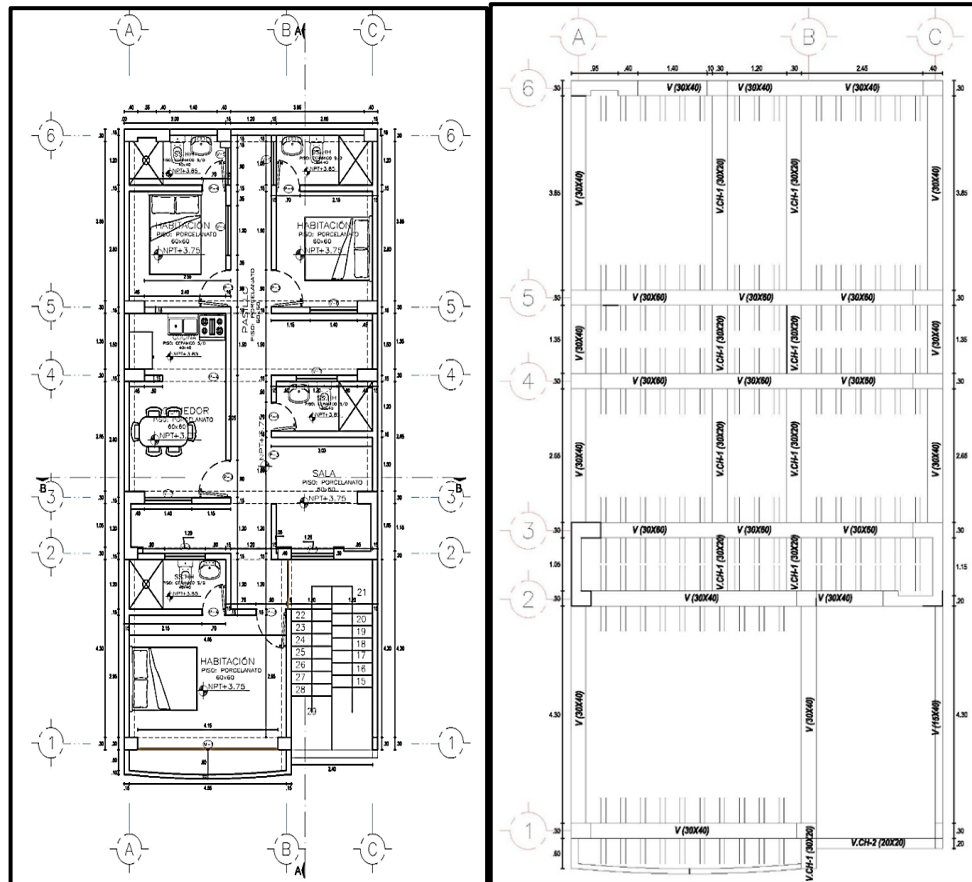
HG<sub>a</sub>: El diseño estructural del sistema de concreto postensado será mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

HG<sub>0</sub>: El diseño estructural del sistema de concreto postensado no será mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025. Para un concreto con resistencia especificada  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , correspondiente a las condiciones de diseño consideradas para la ciudad de Huánuco en el año 2025.

### • DESCRIPCION DEL PROYECTO

La vivienda diseñada está ubicada en el distrito de Amarilis, en un nuevo bloque de terrenos; por ello, la vivienda no tendrá impedimentos laterales para su construcción. Las instalaciones en un piso típico se muestran en la siguiente figura.

**Figura 49**  
Planos de planta típica del proyecto



*Nota.* Planos típicos de la edificación.

**Tabla 39**  
Cortante basal con sistema de concreto armado en dirección X

| DIRECCIÓN X-X                                               |                  |  |        |
|-------------------------------------------------------------|------------------|--|--------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)                   |                  |  | 0.614  |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                    | Art. 14 (E.030)  |  | 2.443  |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas     | Tabla 07 (E.030) |  | 6      |
| Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)      | Tabla 08 (E.030) |  | 1      |
| Ipx: irregularidad en planta (Torsión)                      | Tabla 09 (E.030) |  | 1      |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X                   | Art. 22 (E.030)  |  | 6      |
| Cx/Rx =                                                     |                  |  | CUMPLE |
| VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X - X (Tonf) |                  |  | 85.067 |

*Nota.* Cortante basal de concreto armado.

**Tabla 40***Cortante basal con sistema de concreto postensado en dirección X*

| DIRECCIÓN X-X                                                     |                  |               |
|-------------------------------------------------------------------|------------------|---------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)                         |                  | 0.659         |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                          | Art. 14 (E.030)  | 2.276         |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas           | Tabla 07 (E.030) | 6             |
| Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)            | Tabla 08 (E.030) | 1             |
| Ipx: irregularidad en planta (Torsión)                            | Tabla 09 (E.030) | 1             |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X                         | Art. 22 (E.030)  | 6             |
| Cx/Rx=                                                            |                  | CUMPLE        |
| <b>VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonf)</b> |                  | <b>78.088</b> |

*Nota.* Cortante basal de concreto postensado.**Tabla 41***Factor de escalamiento con sistema de concreto armado en X*

| DIRECCIÓN X-X                                           |              |
|---------------------------------------------------------|--------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)               | 0.614        |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                | 2.443        |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas | 6            |
| Iax: irregularidad en altura final                      | 1            |
| Ipx: irregularidad en planta final                      | 1            |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X               | 6            |
| EDIFICACIÓN REGULAR                                     | 80%          |
| FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (tonf)                         | 85.067       |
| CORTANTE DE DISEÑO (tonf)                               | 68.054       |
| FUERZA CORTANTE DINÁMICA (tonf)                         | 61.807       |
| FACTOR DE ESCALAMIENTO X-X                              | <b>1.101</b> |

*Nota.* Factor de escalamiento de concreto armado.**Tabla 42***Factor de escalamiento con sistema de concreto postensado en X*

| DIRECCIÓN X-X                                           |              |
|---------------------------------------------------------|--------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)               | 0.614        |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                | 2.443        |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas | 6            |
| Iax: irregularidad en altura final                      | 1            |
| Ipx: irregularidad en planta final                      | 1            |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X               | 6            |
| EDIFICACIÓN REGULAR                                     | 80%          |
| FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (tonf)                         | 85.067       |
| CORTANTE DE DISEÑO (tonf)                               | 68.054       |
| FUERZA CORTANTE DINÁMICA (tonf)                         | 61.807       |
| FACTOR DE ESCALAMIENTO X-X                              | <b>1.101</b> |

*Nota.* Factor de escalamiento de concreto postensado.

**Tabla 43***Derivas en dirección X con sistema de concreto armado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN X - X   |        |          |          |              |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |              |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |        |          |          |              |
| DRIFTxx                             | Story6 | 0.002469 | 0.0019   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story5 | 0.00366  | 0.0022   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story4 | 0.004637 | 0.0026   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story3 | 0.005522 | 0.003    | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story2 | 0.006146 | 0.0031   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story1 | 0.003882 | 0.0019   | CUMPLE       |

*Nota.* Derivas en X de concreto armado.**Tabla 44***Derivas en dirección Y con sistema de concreto armado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y-Y     |        |          |          |              |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |              |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |        |          |          |              |
| DRIFTyy                             | Story6 | 0.00159  | 0.0028   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story5 | 0.00233  | 0.0028   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story4 | 0.00286  | 0.0033   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story3 | 0.00335  | 0.0038   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story2 | 0.00364  | 0.0039   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story1 | 0.00219  | 0.0023   | CUMPLE       |

*Nota.* Derivas en Y de concreto armado.**Tabla 45***Derivas en dirección X con sistema de concreto postensado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN X - X   |        |          |          |              |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |              |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |        |          |          |              |
| DRIFTxx                             | Story6 | 0.00259  | 0.0016   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story5 | 0.00413  | 0.0018   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story4 | 0.00518  | 0.0021   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story3 | 0.00602  | 0.0024   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story2 | 0.00662  | 0.0026   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story1 | 0.00403  | 0.0015   | CUMPLE       |

*Nota.* Derivas en X de concreto postensado.**Tabla 46***Derivas en dirección Y con sistema de concreto postensado*

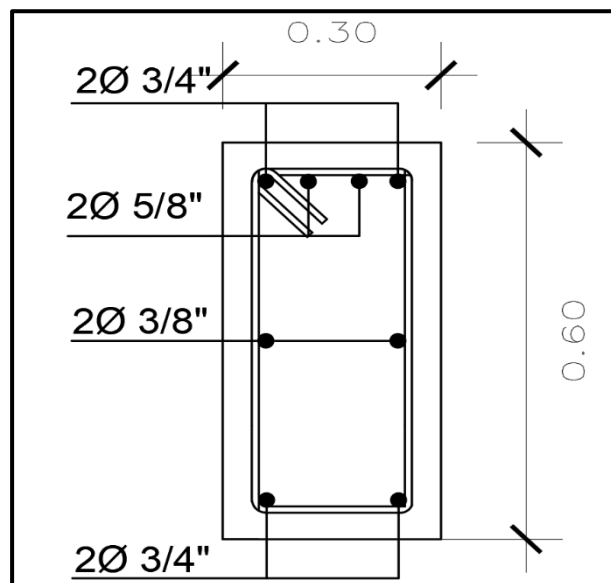
| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y-Y     |       |          |          |              |
|-------------------------------------|-------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |       |          |          |              |
| Case                                | Story | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |       |          |          |              |

|         |        |         |        |        |
|---------|--------|---------|--------|--------|
| DRIFTyy | Story6 | 0.00147 | 0.0028 | CUMPLE |
| DRIFTyy | Story5 | 0.00228 | 0.003  | CUMPLE |
| DRIFTyy | Story4 | 0.00274 | 0.0035 | CUMPLE |
| DRIFTyy | Story3 | 0.00316 | 0.004  | CUMPLE |
| DRIFTyy | Story2 | 0.00339 | 0.0041 | CUMPLE |
| DRIFTyy | Story1 | 0.00195 | 0.0024 | CUMPLE |

*Nota.* Derivas en Y de concreto postensado.

**Figura 50**

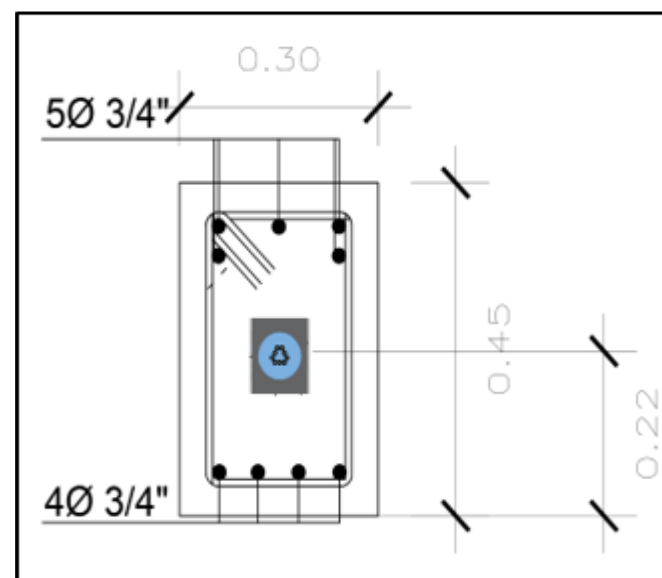
*Sección de viga de concreto armado*



*Nota.* Dimensiones de viga de concreto armado.

**Figura 51**

*Sección de viga de concreto postensado*



*Nota.* Dimensiones de viga de concreto postensado.

## **Interpretación**

Las tablas de resultados obtenidas de la modelación con ambos sistemas estructurales muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado La potencia redundante basal en el eje X-X alcanzó la magnitud de 85.067 Tnf, también las derivas en dirección X-X fue de 0.031 como máximo y las derivas en dirección Y-Y fue de 0.039 siendo inferiores a 0.007 como indica la norma E.060 (2019) y Los tamaños de la zona más crítica de la viga alcanzaron 30 centímetros de ancho y 60 centímetros de altura; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado La potencia reductora en el eje X-X alcanzó la magnitud de 78.088 Tnf, así mismo las derivas en dirección X-X fue de 0.026 como máximo y las derivas en dirección Y-Y fue de 0.041 siendo inferiores a 0.007 Como dicta la normativa, la zona más crítica de la viga alcanzó un ancho de 30 centímetros y un peralte de 60 centímetros. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en las cortantes basales y en los desplazamientos laterales tomando así la hipótesis del diseño estructural del sistema de concreto postensado será mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

### **4.2.2. HIPÓTESIS ESPECIFICA 1**

HEa: El análisis estático con sistema de concreto postensado será más positivo que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

HE0: El análisis estático con sistema de concreto postensado no será positivo que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

#### **• ANÁLISIS ESTÁTICO DE AMBOS SISTEMAS**

Este método consiste en idealizar la acción sísmica sobre la edificación mediante la aplicación de fuerzas horizontales estáticas

equivalentes, concentradas El epicentro de la gravedad de cada nivel se encuentra en los puntos más profundos de la tierra. La normativa admite el empleo de este procedimiento, siempre que se trate de edificaciones regulares en planta y elevación, así como de baja altura. En las tablas siguientes se presentan los pesos correspondientes a cada nivel del edificio, esenciales para calcular las cargas sísmicas estáticas equivalentes.

## 1. Período de la edificación

**Tabla 47**

*Período con sistema de concreto armado*

| DIRECCION | PERIODO (s) |
|-----------|-------------|
| X-X       | 0.614       |
| Y-Y       | 0.527       |

*Nota.* Perdido de sistema de concreto armado

**Tabla 48**

*Período con sistema de concreto postensado*

| DIRECCION | PERIODO (s) |
|-----------|-------------|
| X-X       | 0.659       |
| Y-Y       | 0.538       |

*Nota.* Perdido de sistema de concreto postensado.

## 2. PESOS POR NIVEL

**Tabla 49**

*Pesos por niveles con sistema de concreto armado*

| STRUCTURE RESULTS (STORY FORCES) |                     |                |
|----------------------------------|---------------------|----------------|
| Story                            | Load Case/Combo     | PESO POR NIVEL |
|                                  |                     | tonf           |
| Story6                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 22.0632        |
| Story5                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 110.4672       |
| Story4                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 133.5639       |
| Story3                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 133.5639       |
| Story2                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 134.0032       |
| Story1                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 162.7575       |
|                                  | TOTAL               | 696.4189       |

*Nota.* Pesos de la estructura.

**Tabla 50***Pesos por niveles con sistema de concreto postensado*

| STRUCTURE RESULTS (STORY FORCES) |                     |                        |
|----------------------------------|---------------------|------------------------|
| Story                            | Load Case/Combo     | PESO POR NIVEL<br>tonf |
| Story6                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 22.0632                |
| Story5                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 108.4098               |
| Story4                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 131.5065               |
| Story3                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 131.5065               |
| Story2                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 131.9458               |
| Story1                           | P = 1 0 0 CM + 25CV | 160.7001               |
| TOTAL                            |                     | 686.1319               |

*Nota.* Pesos de la estructura.

### 3. ANÁLISIS SÍSMICO DE FUERZAS EQUIVALENTES

**Tabla 51***Parámetros considerados con sistema de concreto armado*

| ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES |               |                  |        |
|---------------------------------------------------------------|---------------|------------------|--------|
| Parámetros de análisis                                        |               | Determinación    | Valor  |
| Z: Factor de zona                                             | [Zona 2]      | Tabla 01 (E.030) | 0.25   |
| U: Factor de uso o importancia                                | [Categoría C] | Tabla 05 (E.030) | 1      |
| S: Factor de amplificación del suelo                          | [Suelo 2]     | Tabla 03 (E.030) | 1.2    |
| TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)         | [Suelo 2]     | Tabla 04 (E.030) | 0.6    |
| TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)  | [Suelo 2]     | Tabla 04 (E.030) | 2      |
| P: Peso Total de la Edificación (Tonf)                        |               |                  | 696.42 |

*Nota.* Parámetros de diseño.**Tabla 52***Parámetros considerados con sistema de concreto postensado*

| ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES |               |                  |        |
|---------------------------------------------------------------|---------------|------------------|--------|
| Parámetros de análisis                                        |               | Determinación    | Valor  |
| Z: Factor de zona                                             | [Zona 2]      | Tabla 01 (E.030) | 0.25   |
| U: Factor de uso o importancia                                | [Categoría C] | Tabla 05 (E.030) | 1      |
| S: Factor de amplificación del suelo                          | [Suelo 2]     | Tabla 03 (E.030) | 1.2    |
| TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)         | [Suelo 2]     | Tabla 04 (E.030) | 0.6    |
| TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)  | [Suelo 2]     | Tabla 04 (E.030) | 2      |
| P: Peso Total de la Edificación (Tonf)                        |               |                  | 686.13 |

*Nota.* Parámetros de diseño.

#### 4. CORTANTE BASAL

**Tabla 53**

*Cortante basal con sistema de concreto armado en dirección X*

| DIRECCIÓN X-X                                               |                  |               |
|-------------------------------------------------------------|------------------|---------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)                   |                  | 0.614         |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                    | Art. 14 (E.030)  | 2.443         |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas     | Tabla 07 (E.030) | 6             |
| Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)      | Tabla 08 (E.030) | 1             |
| Ipx: irregularidad en planta (Torsión)                      | Tabla 09 (E.030) | 1             |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X                   | Art. 22 (E.030)  | 6             |
| Cx/Rx =                                                     |                  | CUMPLE        |
| VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X - X (Tonf) |                  | <b>85.067</b> |

*Nota.* Valores de cortante basal.

**Tabla 54**

*Cortante basal con sistema de concreto armado en dirección Y*

| DIRECCIÓN Y-Y                                               |                  |               |
|-------------------------------------------------------------|------------------|---------------|
| TY: Periodo natural en la dirección Y (s)                   |                  | 0.527         |
| CY: Factor de amplificación sísmica en Y                    | Art. 14 (E.030)  | 2.5           |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas     | Tabla 07 (E.030) | 6             |
| Iay: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)      | Tabla 08 (E.030) | 1             |
| Ipy: irregularidad en planta (Torsión)                      | Tabla 09 (E.030) | 1             |
| RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y                   | Art. 22 (E.030)  | 6             |
| CY/Ry=                                                      |                  | CUMPLE        |
| VY: Fuerza cortante en la base en la dirección Y - Y (Tonf) |                  | <b>87.052</b> |

*Nota.* Valores de cortante basal.

**Tabla 55**

*Cortante basal con sistema de concreto postensado en dirección X*

| DIRECCIÓN X-X                                                     |                  |               |
|-------------------------------------------------------------------|------------------|---------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)                         |                  | 0.659         |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                          | Art. 14 (E.030)  | 2.276         |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas           | Tabla 07 (E.030) | 6             |
| Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)            | Tabla 08 (E.030) | 1             |
| Ipx: irregularidad en planta (Torsión)                            | Tabla 09 (E.030) | 1             |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X                         | Art. 22 (E.030)  | 6             |
| Cx/Rx=                                                            |                  | CUMPLE        |
| <b>VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonf)</b> |                  | <b>78.088</b> |

*Nota.* Valores de cortante basal.

**Tabla 56***Cortante basal con sistema de concreto postensado en dirección Y*

| DIRECCIÓN Y-Y                                               |                  |               |
|-------------------------------------------------------------|------------------|---------------|
| TY: Periodo natural en la dirección Y (s)                   |                  | 0.538         |
| CY: Factor de amplificación sísmica en Y                    | Art. 14 (E.030)  | 2.5           |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas     | Tabla 07 (E.030) | 6             |
| Iay: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)      | Tabla 08 (E.030) | 1             |
| Ipy: irregularidad en planta (Torsión)                      | Tabla 09 (E.030) | 1             |
| RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y                   | Art. 22 (E.030)  | 6             |
| CY/Ry=                                                      |                  | CUMPLE        |
| VY: Fuerza cortante en la base en la dirección Y - Y (Tonf) |                  | <b>85.766</b> |

*Nota.* Valores de cortante basal.

## 5. FUERZAS SÍSMICAS POR PISOS

**Tabla 57***Fuerza sísmica con sistema de concreto armado en dirección X*

| Story  | X-Dir   | Y-Dir |
|--------|---------|-------|
|        | tonf    | tonf  |
| Story6 | 4.6638  | 0     |
| Story5 | 19.117  | 0     |
| Story4 | 21.0736 | 0     |
| Story3 | 16.5419 | 0     |
| Story2 | 12.1167 | 0     |
| Story1 | 8.8057  | 0     |

*Nota.* Fuerzas sísmicas.**Tabla 58***Fuerza sísmica con sistema de concreto armado en dirección Y*

| Story  | X-Dir | Y-Dir   |
|--------|-------|---------|
|        | tonf  | tonf    |
| Story6 | 0     | 4.6694  |
| Story5 | 0     | 19.2692 |
| Story4 | 0     | 21.4122 |
| Story3 | 0     | 16.9741 |
| Story2 | 0     | 12.5934 |
| Story1 | 0     | 9.3212  |

*Nota.* Fuerzas sísmicas.

**Tabla 59***Fuerza sísmica con sistema de concreto postensado en dirección X*

| Story  | X-Dir   | Y-Dir |
|--------|---------|-------|
|        | tonf    | tonf  |
| Story6 | 4.3974  | 0     |
| Story5 | 17.5884 | 0     |
| Story4 | 19.4096 | 0     |
| Story3 | 15.1557 | 0     |
| Story2 | 11.0262 | 0     |
| Story1 | 7.9502  | 0     |

*Nota.* Fuerzas sísmicas.**Tabla 60***Fuerza sísmica con sistema de concreto postensado en dirección Y*

| Story  | X-Dir | Y-Dir   |
|--------|-------|---------|
|        | tonf  | tonf    |
| Story6 | 0     | 4.6826  |
| Story5 | 0     | 18.9095 |
| Story4 | 0     | 21.1059 |
| Story3 | 0     | 16.7121 |
| Story2 | 0     | 12.3812 |
| Story1 | 0     | 9.1622  |

*Nota.* Fuerzas sísmicas.

### Interpretación

Las tablas de resultados obtenidas de análisis estático con ambos sistemas estructurales muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado la carga total de su metrado de cargas fue 696.42 Tnf, la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 85.067 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 87.052 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 21.07 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.41 como máximo; de la

misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la carga total de su metrado de cargas fue 686.13 Tnf, la dureza cortante basal en la trayectoria X-X obtuvo el valor de 78.088 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 85.766 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 19.41 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.11 como máximo. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en su carga total de análisis de cargas, las cortantes basales en ambas direcciones y las fuerzas sísmicas en ambas direcciones que se producen en la estructura se concluye en tomar la hipótesis del análisis estático con sistema de concreto postensado será positivo que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

#### **4.2.3. HIPÓTESIS ESPECIFICA 2**

HEa: El análisis dinámico con sistema de concreto postensado será más eficiente que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

HE0: El análisis dinámico con sistema de concreto postensado no será más eficiente que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

#### **• ANÁLISIS DINÁMICO DE AMBOS SISTEMAS**

Este procedimiento se fundamenta en el estudio del comportamiento vibratorio de la estructura ante sollicitaciones sísmicas, constituyendo un enfoque más integral en comparación con el método estático equivalente. El uso de herramientas digitales especializadas facilita su implementación. La normativa autoriza el empleo del análisis por combinación modal espectral en edificaciones convencionales, mientras que para estructuras de carácter especial exige la utilización de un análisis dinámico tiempo histórico. En el presente caso, se adoptará el método de combinación modal espectral para la evaluación de la respuesta sísmica.

## 1. COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL

**Tabla 61**

*Combinación modal con sistema de concreto armado*

| MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS) |      |               |       |       |
|-------------------------------------------------|------|---------------|-------|-------|
| Case                                            | Mode | Period<br>sec | UX    | UY    |
| Modal                                           | 1    | 0.614         | 0.655 | 0.146 |
| Modal                                           | 2    | 0.527         | 0.201 | 0.422 |
| Modal                                           | 3    | 0.483         | 0.001 | 0.264 |
| Modal                                           | 4    | 0.181         | 0.064 | 0.016 |
| Modal                                           | 5    | 0.158         | 0.019 | 0.055 |
| Modal                                           | 6    | 0.137         | 0.021 | 0.003 |
| Modal                                           | 7    | 0.118         | 0     | 0.047 |
| Modal                                           | 8    | 0.111         | 0.009 | 0.013 |
| Modal                                           | 9    | 0.095         | 0.001 | 0     |
| Modal                                           | 10   | 0.087         | 0     | 0     |
| Modal                                           | 11   | 0.077         | 0.001 | 0     |
| Modal                                           | 12   | 0.072         | 0.007 | 0     |
| Modal                                           | 13   | 0.068         | 0.011 | 0.002 |
| Modal                                           | 14   | 0.058         | 0.002 | 0.022 |
| Modal                                           | 15   | 0.055         | 0     | 0.002 |
| Modal                                           | 16   | 0.04          | 0.006 | 0.001 |
| Modal                                           | 17   | 0.034         | 0     | 0.006 |
| Modal                                           | 18   | 0.031         | 0.001 | 0     |

*Nota.* Valores de combinación modal.

**Tabla 62**

*Combinación modal con sistema de concreto postensado*

| MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS) |      |               |       |       |
|-------------------------------------------------|------|---------------|-------|-------|
| Case                                            | Mode | Period<br>sec | UX    | UY    |
| Modal                                           | 1    | 0.659         | 0.749 | 0.078 |
| Modal                                           | 2    | 0.538         | 0.091 | 0.461 |
| Modal                                           | 3    | 0.486         | 0.005 | 0.29  |
| Modal                                           | 4    | 0.188         | 0.082 | 0.011 |
| Modal                                           | 5    | 0.159         | 0.016 | 0.06  |
| Modal                                           | 6    | 0.139         | 0.016 | 0.004 |
| Modal                                           | 7    | 0.118         | 0     | 0.046 |
| Modal                                           | 8    | 0.111         | 0.009 | 0.015 |
| Modal                                           | 9    | 0.095         | 0.001 | 0     |
| Modal                                           | 10   | 0.087         | 0     | 0     |
| Modal                                           | 11   | 0.077         | 0.001 | 0     |
| Modal                                           | 12   | 0.073         | 0.012 | 0.001 |
| Modal                                           | 13   | 0.069         | 0.008 | 0.001 |
| Modal                                           | 14   | 0.058         | 0.002 | 0.022 |
| Modal                                           | 15   | 0.055         | 0     | 0.003 |
| Modal                                           | 16   | 0.04          | 0.007 | 0.001 |
| Modal                                           | 17   | 0.034         | 0     | 0.006 |
| Modal                                           | 18   | 0.032         | 0.001 | 0     |

*Nota.* Valores de combinación modal.

## 2. MASAS EFECTIVAS

Las masas efectivas asociadas a cada modo de vibración reflejan la participación modal y, por tanto, la relevancia de cada modo. La reacción vivaz de la arquitectura en su reacción constante. De acuerdo con la Norma E.030, deben considerarse como mínimo los tres iniciales modos más comunes en cada dirección principal de análisis son los tres primeros modos predominantes. Asimismo, se establece que la suma de las masas efectivas acumuladas debe superar el 90 % de la masa total en cada una de dichas direcciones, a fin de garantizar una representación adecuada del comportamiento dinámico global del sistema estructural.

## 3. ACELERACIÓN ESPECTRAL

A partir de los parámetros determinados en el análisis preliminar de la estructura, se procede a construir el espectro de pseudoaceleración inelástico correspondiente. Este espectro constituye la base para la evaluación de la respuesta sísmica mediante el análisis dinámico adoptado. A continuación, se presenta el espectro empleado en el análisis.

**Tabla 63**  
*Espectro de pseudo aceleración inelástico*

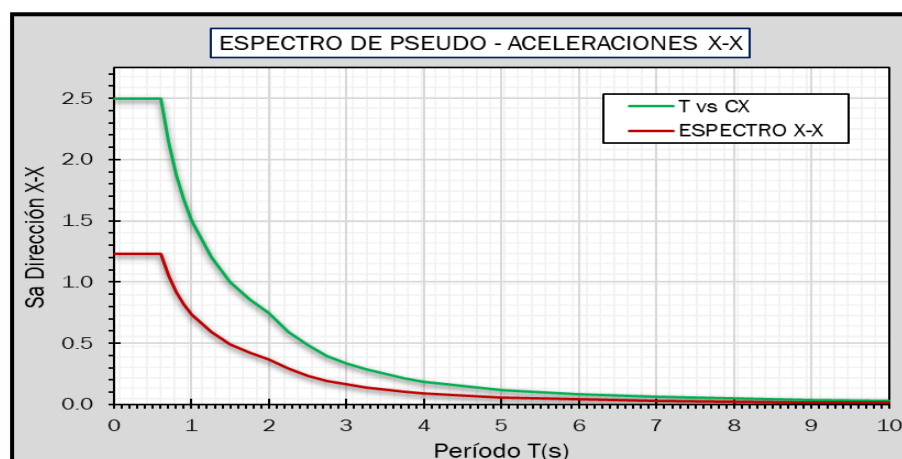
| T    | SISMO DIRECCIÓN X - X |          | SISMO DIRECCIÓN Y - Y |          |
|------|-----------------------|----------|-----------------------|----------|
|      | CX                    | SA [X-X] | CY                    | SA [Y-Y] |
| 0    | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.01 | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.03 | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.05 | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.08 | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.1  | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.2  | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.3  | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.4  | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.5  | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.6  | 2.5                   | 1.226    | 2.5                   | 1.226    |
| 0.7  | 2.143                 | 1.051    | 2.143                 | 1.051    |
| 0.8  | 1.875                 | 0.92     | 1.875                 | 0.92     |
| 0.9  | 1.667                 | 0.818    | 1.667                 | 0.818    |
| 1    | 1.5                   | 0.736    | 1.5                   | 0.736    |
| 1.25 | 1.2                   | 0.589    | 1.2                   | 0.589    |
| 1.5  | 1                     | 0.491    | 1                     | 0.491    |

|      |       |       |       |       |
|------|-------|-------|-------|-------|
| 1.75 | 0.857 | 0.42  | 0.857 | 0.42  |
| 2    | 0.75  | 0.368 | 0.75  | 0.368 |
| 2.25 | 0.593 | 0.291 | 0.593 | 0.291 |
| 2.5  | 0.48  | 0.235 | 0.48  | 0.235 |
| 2.75 | 0.397 | 0.195 | 0.397 | 0.195 |
| 3    | 0.333 | 0.164 | 0.333 | 0.164 |
| 3.25 | 0.284 | 0.139 | 0.284 | 0.139 |
| 3.75 | 0.213 | 0.105 | 0.213 | 0.105 |
| 4    | 0.188 | 0.092 | 0.188 | 0.092 |
| 5    | 0.12  | 0.059 | 0.12  | 0.059 |
| 6    | 0.083 | 0.041 | 0.083 | 0.041 |
| 7    | 0.061 | 0.03  | 0.061 | 0.03  |
| 8    | 0.047 | 0.023 | 0.047 | 0.023 |
| 9    | 0.037 | 0.018 | 0.037 | 0.018 |
| 10   | 0.03  | 0.015 | 0.03  | 0.015 |

*Nota.* Valores del espectro.

**Figura 52.**

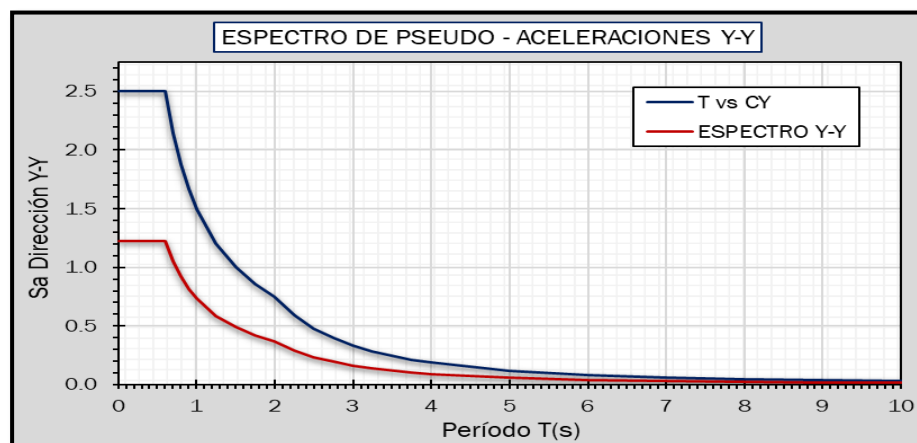
*Espectro de pseudo aceleración inelástico en X*



*Nota.* Diagrama del espectro sísmico en X.

**Figura 53**

*Espectro de pseudo aceleración inelástico en Y*



*Nota.* Diagrama del espectro sísmico en Y.

#### 4. CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Tras la determinación de los esfuerzos y deformaciones correspondientes a cada uno de los modos contemplados, se procede a la combinación de los resultados obtenidos de cada uno de ellos. En este escenario, utilizando el software ETABS como herramienta de asistencia, el criterio de combinación empleado en el examen dinámico fue el CQC.

#### 5. FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

La normativa establece que, en el caso de edificaciones regulares, la fuerza cortante en la base obtenida mediante análisis dinámico no podrá ser inferior al 80 % de la cortante basal calculada a través del procedimiento estático equivalente. Para estructuras clasificadas como irregulares, este porcentaje mínimo se eleva al 90 %, con el fin de garantizar un nivel adecuado de seguridad en la estimación de la demanda sísmica.

En el escenario actual, al tratarse de una construcción regular, los factores de amplificación aplicados a la cortante basal derivada del análisis dinámico son los siguientes:

**Tabla 64**

*Factor de escalamiento con sistema de concreto armado en X*

| DIRECCIÓN X-X                                           |              |
|---------------------------------------------------------|--------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)               | 0.614        |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                | 2.443        |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas | 6            |
| lax: irregularidad en altura final                      | 1            |
| lpx: irregularidad en planta final                      | 1            |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X               | 6            |
| EDIFICACIÓN REGULAR                                     | 80%          |
| FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (tonf)                         | 85.067       |
| CORTANTE DE DISEÑO (tonf)                               | 68.054       |
| FUERZA CORTANTE DINÁMICA (tonf)                         | 61.807       |
| FACTOR DE ESCALAMIENTO X-X                              | <b>1.101</b> |

*Nota.* Valores de escalamiento.

**Tabla 65***Factor de escalamiento con sistema de concreto armado en Y*

| DIRECCIÓN Y-Y                                           |              |
|---------------------------------------------------------|--------------|
| TY: Periodo natural en la dirección Y (s)               | 0.527        |
| CY: Factor de amplificación sísmica en Y                | 2.5          |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas | 6            |
| lay: irregularidad en altura final                      | 1            |
| lpy: irregularidad en planta final                      | 1            |
| RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y               | 6            |
| EDIFICACIÓN REGULAR                                     | 80%          |
| FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (tonf)                         | 87.052       |
| CORTANTE DE DISEÑO (tonf)                               | 69.642       |
| FUERZA CORTANTE DINÁMICA (tonf)                         | 56.669       |
| FACTOR DE ESCALAMIENTO Y-Y                              | <b>1.229</b> |

*Nota.* Valores de escalamiento.**Tabla 66***Factor de escalamiento con sistema de concreto postensado en X*

| DIRECCIÓN X-X                                           |              |
|---------------------------------------------------------|--------------|
| TX: Periodo natural en la dirección X (s)               | 0.659        |
| CX: Factor de amplificación sísmica en X                | 2.276        |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas | 6            |
| lax: irregularidad en altura final                      | 1            |
| lpx: irregularidad en planta final                      | 1            |
| RX: Coeficiente de reducción sísmico en X               | 6            |
| EDIFICACIÓN REGULAR                                     | 80%          |
| FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (tonf)                         | 78.088       |
| CORTANTE DE DISEÑO (tonf)                               | 62.47        |
| FUERZA CORTANTE DINÁMICA (tonf)                         | 59.438       |
| FACTOR DE ESCALAMIENTO X-X                              | <b>1.051</b> |

*Nota.* Valores de escalamiento.**Tabla 67***Factor de escalamiento con sistema de concreto postensado en Y*

| DIRECCIÓN Y-Y                                           |              |
|---------------------------------------------------------|--------------|
| TY: Periodo natural en la dirección Y (s)               | 0.538        |
| CY: Factor de amplificación sísmica en Y                | 2.5          |
| Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas | 6            |
| lay: irregularidad en altura final                      | 1            |
| lpy: irregularidad en planta final                      | 1            |
| RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y               | 6            |
| EDIFICACIÓN REGULAR                                     | 80%          |
| FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (tonf)                         | 85.766       |
| CORTANTE DE DISEÑO (tonf)                               | 68.613       |
| FUERZA CORTANTE DINÁMICA (tonf)                         | 56.266       |
| FACTOR DE ESCALAMIENTO Y-Y                              | <b>1.219</b> |

*Nota.* Valores de escalamiento.

## **Interpretación**

Las tablas de resultados obtenidas de análisis dinámico con ambos sistemas estructurales muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado la cortante de diseño fue de 68.054 Tnf en la trayectoria X-X y la cortante de diseño fue de 69.642 Tnf en la dirección Y-Y; de la misma manera la fuerza cortante dinámica en la dirección X-X obtuvo el valor de 61.807 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 56.669 Tnf, así mismo el factor de escalamiento en dirección X-X fue de 1.101 y en dirección Y-Y fue de 1.229; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la cortante de diseño fue de 62.47 Tnf en la dirección X-X y la cortante de diseño fue de 68.613 Tnf en la dirección Y-Y; de la misma manera la fuerza cortante dinámica en la dirección X-X obtuvo el valor de 59.438 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 56.266 Tnf, así mismo el factor de escalamiento en dirección X-X fue de 1.051 y en dirección Y-Y fue de 1.219. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en sus cortantes de diseño, las fuerzas cortantes dinámicas y los factores de escalonamiento, se concluye en tomar la hipótesis del análisis dinámico con sistema de concreto postensado fue más eficiente que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

### **4.2.4. HIPÓTESIS ESPECIFICA 3**

HE<sub>a</sub>: La verificación de las derivas fundamentales con sistema de concreto postensado será más seguro que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

HE<sub>0</sub>: La verificación de las derivas fundamentales con sistema de concreto postensado será menos seguro que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

## **1. ERIVAS O DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

Los giros laterales inelásticos se determinan multiplicando los desplazamientos derivados del análisis elástico lineal con fuerzas reducidas por 0,75 R. En este procedimiento no se deben considerar ni

el valor mínimo de (c/R) (0,125) ni la cortante basal mínima ( $80\%V(\_{est})$ ).

Por su parte, la deriva se caracteriza como la correlación entre el movimiento lateral de un entrepiso y su respectivo desplazamiento lateral y la altura correspondiente de dicho entrepiso. Para edificaciones de concreto armado, la normativa fija las directrices necesarias que la deriva permisible no debe exceder 0,007, asegurando así un comportamiento satisfactorio frente a las solicitudes laterales.

**Tabla 68**

*Derivas en dirección X con sistema de concreto armado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN X - X   |        |          |          |              |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |              |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |        |          |          |              |
| DRIFTxx                             | Story6 | 0.002469 | 0.0019   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story5 | 0.00366  | 0.0022   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story4 | 0.004637 | 0.0026   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story3 | 0.005522 | 0.003    | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story2 | 0.006146 | 0.0031   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story1 | 0.003882 | 0.0019   | CUMPLE       |

*Nota.* Desplazamientos de concreto armado.

**Tabla 69**

*Derivas en dirección Y con sistema de concreto armado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y-Y     |        |          |          |              |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |              |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |        |          |          |              |
| DRIFTyy                             | Story6 | 0.00159  | 0.0028   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story5 | 0.00233  | 0.0028   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story4 | 0.00286  | 0.0033   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story3 | 0.00335  | 0.0038   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story2 | 0.00364  | 0.0039   | CUMPLE       |
| DRIFTyy                             | Story1 | 0.00219  | 0.0023   | CUMPLE       |

*Nota.* Desplazamientos de concreto armado.

**Tabla 70**

*Derivas en dirección X con sistema de concreto postensado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN X - X   |        |          |          |              |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|--------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |              |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN |
| < 0.007                             |        |          |          |              |
| DRIFTxx                             | Story6 | 0.00259  | 0.0016   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story5 | 0.00413  | 0.0018   | CUMPLE       |
| DRIFTxx                             | Story4 | 0.00518  | 0.0021   | CUMPLE       |

|         |        |         |        |        |
|---------|--------|---------|--------|--------|
| DRIFTxx | Story3 | 0.00602 | 0.0024 | CUMPLE |
| DRIFTxx | Story2 | 0.00662 | 0.0026 | CUMPLE |
| DRIFTxx | Story1 | 0.00403 | 0.0015 | CUMPLE |

*Nota.* Desplazamientos de concreto postensado.

**Tabla 71**

*Derivas en dirección Y con sistema de concreto postensado*

| SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Y-Y     |        |          |          |                         |
|-------------------------------------|--------|----------|----------|-------------------------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (STORY DRIFTS) |        |          |          |                         |
| Case                                | Story  | Drift XX | Drift YY | VERIFICACIÓN<br>< 0.007 |
| DRIFTyy                             | Story6 | 0.00147  | 0.0028   | CUMPLE                  |
| DRIFTyy                             | Story5 | 0.00228  | 0.003    | CUMPLE                  |
| DRIFTyy                             | Story4 | 0.00274  | 0.0035   | CUMPLE                  |
| DRIFTyy                             | Story3 | 0.00316  | 0.004    | CUMPLE                  |
| DRIFTyy                             | Story2 | 0.00339  | 0.0041   | CUMPLE                  |
| DRIFTyy                             | Story1 | 0.00195  | 0.0024   | CUMPLE                  |

*Nota.* Desplazamientos de concreto postensado.

## 2. IRREGULARIDAD TORSIONAL

Es crucial asegurarse de que la estructura no exhiba desviaciones torsionales. La normativa dicta que las construcciones fundamentales deben estar bajo un control estricto.

### 1.3( $\Delta_{promedio}$ )> $\Delta_{max}$

**Tabla 72**

*Torsión en dirección X con sistema de concreto armado*

| TORSIÓN EN DIRECCIÓN X - X                     |            |              |           |           |       |
|------------------------------------------------|------------|--------------|-----------|-----------|-------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (DIAPHRAGM MAX/AVG DRIFT) |            |              |           |           |       |
| Story                                          | Case/Combo | Item         | Max Drift | Avg Drift | Ratio |
| Story6                                         | DERIVAS XX | Diaph T_06 X | 0.00248   | 0.00241   | 1.03  |
| Story5                                         | DERIVAS XX | Diaph T_05 X | 0.00367   | 0.00315   | 1.16  |
| Story4                                         | DERIVAS XX | Diaph T_04 X | 0.00462   | 0.00396   | 1.17  |
| Story3                                         | DERIVAS XX | Diaph T_03 X | 0.00553   | 0.00474   | 1.17  |
| Story2                                         | DERIVAS XX | Diaph T_02 X | 0.00613   | 0.00529   | 1.16  |
| Story1                                         | DERIVAS XX | Diaph T_01 X | 0.00389   | 0.00329   | 1.18  |

*Nota.* Valores de torsión.

**Tabla 73**

*Torsión en dirección Y con sistema de concreto armado*

| TORSIÓN EN DIRECCIÓN Y - Y                     |            |              |           |           |       |
|------------------------------------------------|------------|--------------|-----------|-----------|-------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (DIAPHRAGM MAX/AVG DRIFT) |            |              |           |           |       |
| Story                                          | Case/Combo | Item         | Max Drift | Avg Drift | Ratio |
| Story6                                         | DERIVAS YY | Diaph T_06 Y | 0.00279   | 0.00276   | 1.01  |
| Story5                                         | DERIVAS YY | Diaph T_05 Y | 0.00283   | 0.00262   | 1.08  |

|        |            |              |         |         |      |
|--------|------------|--------------|---------|---------|------|
| Story4 | DERIVAS YY | Diaph T_04 Y | 0.00334 | 0.00307 | 1.09 |
| Story3 | DERIVAS YY | Diaph T_03 Y | 0.00376 | 0.00345 | 1.09 |
| Story2 | DERIVAS YY | Diaph T_02 Y | 0.00391 | 0.00356 | 1.10 |
| Story1 | DERIVAS YY | Diaph T_01 Y | 0.00228 | 0.00210 | 1.09 |

*Nota.* Valores de torsión.

**Tabla 74**

*Torsión en dirección X con sistema de concreto postensado*

| TORSIÓN EN DIRECCIÓN X - X                     |            |              |           |           |       |
|------------------------------------------------|------------|--------------|-----------|-----------|-------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (DIAPHRAGM MAX/AVG DRIFT) |            |              |           |           |       |
| Story                                          | Case/Combo | Item         | Max Drift | Avg Drift | Ratio |
| Story6                                         | DERIVAS XX | Diaph T_06 X | 0.00259   | 0.00255   | 1.01  |
| Story5                                         | DERIVAS XX | Diaph T_05 X | 0.00413   | 0.00384   | 1.08  |
| Story4                                         | DERIVAS XX | Diaph T_04 X | 0.00512   | 0.00468   | 1.09  |
| Story3                                         | DERIVAS XX | Diaph T_03 X | 0.00602   | 0.00547   | 1.10  |
| Story2                                         | DERIVAS XX | Diaph T_02 X | 0.00657   | 0.00593   | 1.11  |
| Story1                                         | DERIVAS XX | Diaph T_01 X | 0.00402   | 0.00352   | 1.14  |

*Nota.* Valores de torsión

**Tabla 75**

*Torsión en dirección Y con sistema de concreto postensado*

| TORSIÓN EN DIRECCIÓN Y - Y                     |            |              |           |           |       |
|------------------------------------------------|------------|--------------|-----------|-----------|-------|
| JOIN - DISPLACEMENTS (DIAPHRAGM MAX/AVG DRIFT) |            |              |           |           |       |
| Story                                          | Case/Combo | Item         | Max Drift | Avg Drift | Ratio |
| Story6                                         | DERIVAS YY | Diaph T_06 Y | 0.00282   | 0.00282   | 1.00  |
| Story5                                         | DERIVAS YY | Diaph T_05 Y | 0.00299   | 0.00272   | 1.10  |
| Story4                                         | DERIVAS YY | Diaph T_04 Y | 0.00352   | 0.00318   | 1.11  |
| Story3                                         | DERIVAS YY | Diaph T_03 Y | 0.00396   | 0.00357   | 1.11  |
| Story2                                         | DERIVAS YY | Diaph T_02 Y | 0.00411   | 0.00367   | 1.12  |
| Story1                                         | DERIVAS YY | Diaph T_01 Y | 0.00236   | 0.00214   | 1.11  |

*Nota.* Valores de torsión.

## Interpretación

Las tablas de resultados obtenidas de la verificación de las derivas y las torsiones con ambos sistemas estructurales muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado la deriva máxima fue de 0.0031 en la dirección X-X y la deriva fue de 0.0039 en la dirección Y-Y inferiores al valor de 0.007 indicado en la norma E.060 (2019); de la misma manera la irregularidad torsional en la dirección X-X obtuvo el valor de 1.18 como máximo y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 1.10; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la deriva máxima fue de 0.0026 en la dirección X-X y la

deriva fue de 0.0041 en la dirección Y-Y inferiores al valor de 0.007 indicado en la norma E.060 (2019); de la misma manera la irregularidad torsional en la dirección X-X obtuvo el valor de 1.14 como máximo y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 1.12. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en sus derivas fundamentales y sus irregularidades torsionales, se concluye en tomar la hipótesis de la verificación de las derivas fundamentales con sistema de concreto postensado será más seguro que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.

## CAPITULO V

### DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos de la diferencia del diseño estructural mediante la modelación con ambos sistemas estructurales, donde con el sistema estructural de concreto armado la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 85.067 Tnf, también las derivas en dirección X-X fue de 0.031 como máximo y las derivas en dirección Y-Y fue de 0.039 siendo inferiores a 0.007 como indica la norma E.060 (2019) y también las dimensiones de la sección más crítica de la viga fueron de 30 cm de ancho y 60 cm de peralte; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 78.088 Tnf, así mismo las derivas en dirección X-X fue de 0.026 como máximo y las derivas en dirección Y-Y fue de 0.041 siendo inferiores a 0.007 como indica la norma y también las dimensiones de la sección más crítica de la viga fueron de 30 cm de ancho y 60cm de peralte, donde nuestros resultados concuerdan con Espejo (2021) que al evaluar comportamiento sísmico de una edificación mediante el análisis no lineal obtuvo como resultados: Para el sentido X, el periodo en los modelos 1 y 2 es de  $T_x = 1.37s$  y en el modelo 3  $T_x = 1.74s$  con un incremento del 27%; para un desplazamiento de 368mm se evidencia que en los Modelos 1 y 2. Para el sentido Y obteniendo los Modelos 1 y 2 el periodo es de  $T_y = 1.13s$ , lo cual significa un incremento del 41%; para un desplazamiento entre 245mm y 350mm; de la misma manera Rengifo (2019) En la creación del edificio Altavista, se siguieron los criterios del reglamento NSR-10, comenzando con un análisis elástico para calibrar los componentes arquitectónicos. Una vez definida la estructura, se evaluó su desempeño a través de un escrutinio híbrido, siguiendo las directrices del ASCE 41-17, con el fin de identificar cómo respondería ante eventos sísmicos significativos

Los resultados obtenidos de la diferencia del análisis estático mediante la modelación con ambos sistemas estructurales, donde con el sistema estructural de concreto armado la carga total de su metrado de cargas fue

696.42 Tnf, la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 85.067 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 87.052 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 21.07 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.41 como máximo; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la carga total de su metrado de cargas fue 686.13 Tnf, la fuerza cortante basal en la dirección X-X obtuvo el valor de 78.088 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 85.766 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 19.41 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.11 como máximo, donde nuestros resultados concuerdan con Leandro y Vela (2023) Al realizar Un escrutinio entre vigas de concreto postensado y vigas de concreto armado con el fin de perfeccionar la arquitectura sismorresistente de una estructura a porticada con una luz de 7 metros., se obtuvo que el sistema de vigas postensadas presenta derivas inferiores a las de las vigas de concreto armado convencional, con una reducción del 36,76 % en la dirección X-X y del 27,5% en la dirección Y-Y. Asimismo, los desplazamientos máximos o deformaciones extremas de las vigas postensadas resultaron menores que los de las vigas tradicionales, alcanzando diferencias del 33,36 % en el eje X-X y del 28,23 % en el eje Y-Y, lo que evidencia un comportamiento más favorable frente a solicitaciones sísmicas; de la misma manera se concuerda con Osorio (2023) que al diseñar una estructura con capacidad de energía DES con base en lo estipulado NSR-10 y el código ACI 318, según lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).y verificar el comportamiento aplicando Análisis Estático No Lineal a través del programa ETABS, tuvo como resultado las alternativas estructurales y de entrepiso, realizando análisis de cargas y modelado en ETABS, asegurando derivas inferiores al 1.428%., se diseñaron los elementos de forma manual incluyendo el refuerzo a flexión, cortante y conexiones, Se realizaron tres estudios no lineales y uno complementario (NLM, NLG, FC, No lineal Cronológico).

Los resultados obtenidos de la diferencia del análisis dinámico mediante la modelación con ambos sistemas estructurales, donde con el sistema estructural de concreto armado la cortante de diseño fue de 68.054 Tnf en la dirección X-X y la cortante de diseño fue de 69.642 Tnf en la dirección Y-Y;

de la misma manera la fuerza cortante dinámica en la dirección X-X obtuvo el valor de 61.807 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 56.669 Tnf, así mismo el factor de escalamiento en dirección X-X fue de 1.101 y en dirección Y-Y fue de 1.229; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la cortante de diseño fue de 62.47 Tnf en la dirección X-X y la cortante de diseño fue de 68.613 Tnf en la dirección Y-Y; de la misma manera la fuerza cortante dinámica en la dirección X-X obtuvo el valor de 59.438 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 56.266 Tnf, así mismo el factor de escalamiento en dirección X-X fue de 1.051 y en dirección Y-Y fue de 1.219, donde nuestros resultados concuerdan con Condori (2022) Al explorar y diseñar la estructura sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro niveles y un sótano, edificado sobre un suelo con una capacidad portante de 1 kgf/cm<sup>2</sup>, se descubrió que el edificio se erige sobre un terreno con una capacidad portante de 1 kgf/cm<sup>2</sup>, se determinó que la deriva inelástica máxima alcanza 0,0046 en la dirección X y 0,0025 en la dirección Y, cumpliendo con los límites establecidos por la normativa vigente. Estos resultados muestran concordancia con los hallazgos de López y Valerio (2023), quienes, al evaluar el efecto torsional por asimetría en una edificación de concreto armado mediante software especializado, concluyeron que la estructura no presenta irregularidad en altura, pero sí irregularidad en planta, observando una irregularidad torsional significativa en el eje X-X, lo que generó un incremento del 22,15% en el desplazamiento relativo lateral en esa dirección. Por otro lado, los resultados obtenidos difieren de los reportados por Loayza y Quispe (2023), quienes analizaron la mejora de la respuesta sísmica de un edificio a porticado de oficinas de tres pisos mediante la incorporación de elementos postensados adheridos. En su estudio, la curva de capacidad mostró que la edificación postensada presentó un aumento en los desplazamientos respecto a la estructura de concreto armado convencional, alcanzando incrementos del 250% en la dirección X y de 400% a 500% en la dirección Y (sentidos positivo y negativo, respectivamente), reflejando un comportamiento más deformable debido a la utilización del sistema postensado.

Los resultados obtenidos de la verificación de derivas e irregularidades torsionales mediante la modelación de ambos sistemas estructurales muestran un comportamiento dentro de los límites normativos establecidos. En el caso del sistema de concreto armado, la deriva máxima fue de 0,0031 en la dirección X-X y de 0,0039 en la dirección Y-Y, valores inferiores al límite permisible de 0,007 según la norma E.060 (2019). De manera similar, la irregularidad torsional alcanzó valores máximos de 1,18 en la dirección X-X y 1,10 en la dirección Y-Y. Para el sistema de concreto postensado, las derivas máximas se registraron en 0,0026 en X-X y 0,0041 en Y-Y, también por debajo del límite normativo, mientras que la irregularidad torsional presentó valores máximos de 1,14 en X-X y 1,12 en Y-Y.

Estos resultados coinciden con los hallazgos de Ramírez (2022), quien al comparar y analizar el comportamiento sísmico de losas nervadas bajo distintas alternativas de reforzamiento reportó los periodos fundamentales de vibración para el modelo A: en 4 niveles ( $T_1=0,463s$ ;  $T_2=0,249s$ ;  $T_3=0,145s$ ), en 7 niveles ( $T_1=0,39s$ ;  $T_2=0,334s$ ;  $T_3=0,264s$ ) y en 12 niveles ( $T_1=0,748s$ ;  $T_2=0,637s$ ;  $T_3=0,461s$ ); y para el modelo B: en 4 niveles ( $T_1=0,461s$ ;  $T_2=0,246s$ ;  $T_3=0,145s$ ), en 7 niveles ( $T_1=0,397s$ ;  $T_2=0,341s$ ;  $T_3=0,262s$ ) y en 12 niveles ( $T_1=0,729s$ ;  $T_2=0,615s$ ;  $T_3=0,447s$ ). En cuanto a las máximas derivas, Ramírez reportó para 4 niveles, en el sentido SX:  $X=0,24\%$ ,  $Y=0,32\%$ , y en el sentido SY:  $X=0,62\%$ ,  $Y=0,95\%$ ; para 7 niveles, SX:  $X=0,36\%$ ,  $Y=0,26\%$ , SY:  $X=0,25\%$ ,  $Y=0,34\%$ ; y para 12 niveles, SX:  $X=0,98\%$ ,  $Y=0,56\%$ , SY:  $X=0,35\%$ ,  $Y=0,52\%$ .

De manera complementaria, Marticorena (2021) al analizar el uso de concreto postensado en un edificio aporticado con una luz de 12 m obtuvo periodos fundamentales de vibración  $T_{din}(X-X) = 0,756s$  y  $T_{din}(Y-Y)=0,625s$ , con irregularidad torsional que no excede el 50% del límite normativo. Asimismo, los resultados concuerdan con los de Espinoza (2023), quien reportó, en el análisis de una clínica de 5 pisos de concreto armado, derivas máximas de 0,0039 en Y-Y y 0,0031 en X-X, evidenciando que las deformaciones cumplen con los criterios establecidos por la norma E.060 (2019) y corroborando la validez del análisis realizado.

## CONCLUSIONES

En relación al objetivo general se logró determinar la diferencia del diseño estructural mediante la modelación con ambos sistemas estructurales donde se muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto La fuerza cortante en la dirección X-X alcanzó la cifra de 85.067 Tnf. también las derivas en dirección X-X fue de 0.031 como máximo y las derivas en dirección Y-Y fue de 0.039 siendo inferiores a 0.007 como indica la norma E.060 (2019) y Las dimensiones de la zona más crítica de la viga alcanzaron 30 centímetros de ancho y 60 centímetros de altura; de la misma manera con el sistema estructural de concreto Alineando la fuerza cortante en sentido X-X, se ha esculpido la fuerza basal, alcanzando un valor de 78.088 Tnf, así mismo las derivas en dirección X-X fue de 0.026 como máximo y las derivas en dirección Y-Y fue de 0.041 siendo inferiores a 0.007 como indica la norma y también las dimensiones de la sección más la viga tuvo un ancho de 30 centímetros y un peralte de 60 centímetros. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en las cortantes basales y en los desplazamientos laterales tomando el diseño estructural del sistema de concreto postensado ya que es mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco.

En relación al objetivo específico 1, se determinó la diferencia del análisis estático con ambos sistemas estructurales donde se muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado la carga total de su metrado de cargas fue 696.42 Tnf, La fuerza cortante basal en el eje X-X alcanzó la magnitud de 85.067 Tnf.y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 87.052 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 21.07 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.41 como máximo; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la carga total de su metrado de cargas fue 686.13 Tnf, la fuerza cortante en el eje X-X alcanzó la magnitud de 78.088 Tnf. y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 85.766 Tnf, así mismo las fuerzas sísmicas en dirección X-X fue de 19.41 Tnf como máximo y en dirección Y-Y fue de 21.11 como máximo. De esto se puede

concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en su carga total de análisis de cargas, las cortantes basales en ambas direcciones y las fuerzas sísmicas en ambas direcciones que se producen en la estructura demostrando que el análisis estático con el sistema de concreto postensado es mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco.

En relación al objetivo específico 2, se determinó la diferencia del análisis dinámico con ambos sistemas estructurales donde se muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado la cortante de diseño fue de 68.054 Tnf en la dirección X-X y la cortante de diseño fue de 69.642 Tnf en el sentido Y-Y; al igual que la fuerza cortante en movimiento en el sentido X-X. obtuvo el valor de 61.807 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 56.669 Tnf, así mismo el factor de escalamiento en dirección X-X fue de 1.101 y en dirección Y-Y fue de 1.229; de la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la cortante de diseño fue de 62.47 Tnf en la dirección X-X y la cortante de diseño fue de 68.613 Tnf en la dirección Y-Y; de la misma manera la fuerza cortante dinámica en la dirección X-X obtuvo el valor de 59.438 Tnf y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 56.266 Tnf, así mismo el factor de escalamiento en dirección X-X fue de 1.051 y en dirección Y-Y fue de 1.219. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en sus cortantes de diseño, las fuerzas cortantes dinámicas y los factores de escalonamiento, demostrando que el análisis dinámico el con sistema de concreto postensado es mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco.

En relación al objetivo específico 3, se determinó la verificación de las derivas y las torsiones con ambos sistemas estructurales donde se muestran diferencias significativas. Con el sistema estructural de concreto armado la deriva máxima fue de 0.0031 en la dirección X-X y la deriva fue de 0.0039 en la dirección Y-Y inferiores al valor de 0.007 indicado en la norma E.060 (2019); de la misma manera la irregularidad torsional en la dirección X-X obtuvo el valor de 1.18 como máximo y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 1.10; de

la misma manera con el sistema estructural de concreto postensado la deriva máxima fue de 0.0026 en la dirección X-X y la deriva fue de 0.0041 en la dirección Y-Y inferiores al valor de 0.007 indicado en la norma E.060 (2019); de la misma manera la irregularidad torsional en la dirección X-X obtuvo el valor de 1.14 como máximo y en la dirección Y-Y obtuvo el valor de 1.12. De esto se puede concluir que al aplicar el sistema de concreto postensado en las vigas se obtuvieron mejores resultados tanto en sus derivas fundamentales y sus irregularidades torsionales donde la verificación de las derivas fundamentales con sistema de concreto postensado es más seguro que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco.

## RECOMENDACIONES

Fomentar el uso del concreto postensado en edificaciones de mediana altura, especialmente en viviendas multifamiliares de diferentes pisos, debido a su capacidad para reducir el peso estructural y mejorar el comportamiento sísmico.

Capacitar a los profesionales de la construcción en el diseño y ejecución del sistema postensado, ya que su correcta implementación requiere conocimientos técnicos específicos que actualmente no están ampliamente difundidos en el ámbito local.

Incluir en los planes de estudio universitarios contenidos actualizados sobre sistemas estructurales alternativos como el postensado, para formar profesionales capaces de aplicar soluciones modernas y eficientes.

Realizar estudios de factibilidad económica en diferentes contextos urbanos para demostrar que, aunque el postensado pueda tener un costo inicial mayor, puede generar ahorros en materiales y mano de obra a mediano plazo.

Fomentar la investigación y publicación de casos reales de aplicación del concreto postensado en el país, a fin de generar confianza en su desempeño y viabilidad en diferentes tipos de edificaciones.

Promover la colaboración entre universidades, empresas constructoras y colegios profesionales, para generar proyectos piloto que evidencien los beneficios prácticos del sistema postensado.

Incentivar el uso del postensado en zonas de alta sismicidad, donde la reducción de cargas muertas y el mejor control de deformaciones representan una ventaja significativa en el diseño estructural.

Implementar mecanismos de control y supervisión técnica especializados durante la ejecución de estructuras postensadas, asegurando que se cumplan los procedimientos adecuados de tensado y anclaje.

Considerar el sistema de concreto postensado como una alternativa sostenible, ya que permite optimizar el uso de recursos materiales y reducir el impacto ambiental mediante estructuras más livianas y eficientes.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- 318S-14, A. (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). U.S.A.: American Concrete Institute. Obtenido de [https://civilshare.wordpress.com/wp-content/uploads/2016/07/aci\\_318s\\_14\\_en\\_espanol.pdf](https://civilshare.wordpress.com/wp-content/uploads/2016/07/aci_318s_14_en_espanol.pdf)
- Anyaipoma Bendezu, H. A. (2019). Analisis y diseño estructural de una edificacion multifamiliar de concreto armado considerando la interaccion suelo-estructura. Palian. Huancayo. [Tesis de Titulacion, Universidad Peruana los Andes]. Repositorio Institucional UPLA. Obtenido de <https://repositorio.upla.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12848/924/HERBERTH%20ADDERLY%20ANYAIPOMA%20BENDEZU.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Arroyo Alvarez, N. J., & Diaz Vakdez, C. J. (2023). concreto postensado. Universidad nacional de Cajamarca . Obtenido de <https://es.scribd.com/document/667676398/concreto-postensado>
- Belen Benito, M., & Bernadeo Larena, A. (2022). Estructuras sismoresistentes. Madrid, España: Universidad politecnica de madrid. Obtenido de [https://books.google.com.pe/books?id=eiBnEAAQBAJ&pg=PA414&dq=dise%C3%B1o+sismorresistente&hl=es&newbks=1&newbks\\_redir=1&sa=X&ved=2ahUKEwjunufp0\\_KJAxWmqZUCHaKyKBcQ6AF6BAgMEAI](https://books.google.com.pe/books?id=eiBnEAAQBAJ&pg=PA414&dq=dise%C3%B1o+sismorresistente&hl=es&newbks=1&newbks_redir=1&sa=X&ved=2ahUKEwjunufp0_KJAxWmqZUCHaKyKBcQ6AF6BAgMEAI)
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Obtenido de <https://hebmerma.com/wp-content/uploads/2023/11/ESTRUCTURACION-Y-DISEÑO-DE-EDIFICACIONES-DE-CONCRETO-ARMADO-Antonio-Blanco-Blasco.pdf>
- Bozzo Chirichigno, M., & Bozzo Rotondo, L. M. (2003). Losas Reticulares Mixtas Proyecto, análisis y dimensionamiento. Buenos Aires: REVERTÉ. Obtenido de

[https://www.google.com.pe/books/edition/Losas\\_reticulares\\_mixtas/gsYiEAAQBAJ?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Losas_reticulares_mixtas/gsYiEAAQBAJ?hl=es&gbpv=0)

Bozzo, L. M., & Barbat, A. H. (2000). Diseño Sismorresistente de Edificios Tecnicas Convencionales y Avanzadas. Barcelona: EDITORIAL REVERTÉ, S.A. Obtenido de [https://www.google.com.pe/books/edition/Dise%C3%B1o\\_sismorresistente\\_de\\_edificios/4h4DEAAQBAJ?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Dise%C3%B1o_sismorresistente_de_edificios/4h4DEAAQBAJ?hl=es&gbpv=0)

Carranza Aubry, R., & Rodríguez Díaz, D. F. (2015). Manual básico para el diseño de elementos prefabricados. ANIPPAC (Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, A.C.). Obtenido de [https://www.academia.edu/36321019/\\_07\\_11\\_OCR\\_Manual\\_Basico\\_para\\_el\\_Dise%C3%B1o\\_de\\_Elementos\\_Prefabricados\\_M\\_](https://www.academia.edu/36321019/_07_11_OCR_Manual_Basico_para_el_Dise%C3%B1o_de_Elementos_Prefabricados_M_)

Condori Ticona, A. (2022). Análisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano, Tacna-2020. [Tesis Pre-Grado, Universidad Privada de Tacna]. UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA. Obtenido de <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/2374?show=full>

Cueto Diaz, J. d. (2019). Espectro de diseño sísmico de sitio. Obtenido de [https://www.congresosinaloa.gob.mx/images/fpage/single/licitaciones/HCES-SG-OP-LPN-001-2022/documentos/proyecto-ingenieria/Copia\\_de\\_ESNSIS\\_Estudio\\_de\\_espectro\\_sismico.pdf](https://www.congresosinaloa.gob.mx/images/fpage/single/licitaciones/HCES-SG-OP-LPN-001-2022/documentos/proyecto-ingenieria/Copia_de_ESNSIS_Estudio_de_espectro_sismico.pdf)

E.030. (2020). Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda y Saneamiento. Obtenido de <https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view?usp=sharing>

Espejo Riaño, A. M. (2021). Evaluación Sísmica de un Edificio Residencial Ubicado en Cali – Valle del Cauca. [Tesis Pot-Grado, Universidad de los Andes]. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. Obtenido de <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/be8df223-2a70-4fd5-ab90-2e0f039d2c4f>

Espinoza Jaimes, B. B. (2023). Implementación del diseño sismorresistente para el análisis y diseño estructural de una clínica particular de 5 pisos de concreto armado, Amarilis - Huánuco -2022. [Tesis Pre-Grado,UDH]. UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO. Obtenido de <http://repositorio.udh.edu.pe/handle/20.500.14257/4739>

Fernandez Ortega, L. (2011). Manual práctico de la construcción Etapas constructivas, desde la elección del solar hasta las terminaciones de obra (adaptado al código técnico de edificación). Buenos Aires: CP67. Obtenido de [https://www.google.com.pe/books/edition/Manual\\_pr%C3%A1ctico\\_de\\_la\\_construcci%C3%B3n/IEk6EAAQBAJ?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Manual_pr%C3%A1ctico_de_la_construcci%C3%B3n/IEk6EAAQBAJ?hl=es&gbpv=0)

Gil Estallo, M., & angeles, M. d. (2007). Como crear y hacer funcionar una empresa. Madrid, España. Obtenido de [https://books.google.com.pe/books?id=4O2e7DjTQL4C&pg=PA251&dq=parametro+de+dise%C3%B1o&hl=es&newbks=1&newbks\\_redir=1&sa=X&ved=2ahUKEwjNheqLyPKJAXhpZUCHRacO4YQ6AF6BAgJEAI](https://books.google.com.pe/books?id=4O2e7DjTQL4C&pg=PA251&dq=parametro+de+dise%C3%B1o&hl=es&newbks=1&newbks_redir=1&sa=X&ved=2ahUKEwjNheqLyPKJAXhpZUCHRacO4YQ6AF6BAgJEAI)

Gonzáles Fernández, J. A. (1984). Teoría y práctica de la lucha contra la corrosión. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Obtenido de [https://www.google.com.pe/books/edition/Teor%C3%ADa\\_y\\_pr%C3%A1ctica\\_de\\_la\\_lucha\\_contra\\_l/mShw6d\\_su3oC?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Teor%C3%ADa_y_pr%C3%A1ctica_de_la_lucha_contra_l/mShw6d_su3oC?hl=es&gbpv=0)

Grupo Valero. (3 de 7 de 2017). grupovalero.com. Obtenido de grupovalero.com: <https://www.google.com/url?sa=i&url=https%3A%2F%2Fwww.grupovalero.com%2Fvalero-primer-fabricante-eps-nivel-nacional-generar-productos-bim%2Fciclo-de-vida-del-proyecto-con-bim%2F&psig=AOvVaw36fYDgLmy1UK4WlpYul7AR&ust=1732397851237000&source=images&cd=vfe&o>

Harmsen, T. E. (2019). Diseño de estructuras de concreto armado. Alpha

Editorial. Obtenido de  
[https://books.google.com.pe/books?id=mfR5EAAAQBAJ&newbks=1&newbks\\_redir=0&lpg=PA51&dq=Cemento%20IP&hl=es&pg=PA51#v=onepage&q=Cemento%20IP&f=false](https://books.google.com.pe/books?id=mfR5EAAAQBAJ&newbks=1&newbks_redir=0&lpg=PA51&dq=Cemento%20IP&hl=es&pg=PA51#v=onepage&q=Cemento%20IP&f=false)

Hernández Sampieri , R., Fernández Callado, C., & Baptista Lucio, P. (2006). Metodología de la investigación (cuarta ed.). Mexico: Interamericana Editores,S.A. DE .C.V. .

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. (2014). Metodología de la Investigación. Mexico: Mc Graw Hill Education.

ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia). (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones (NORMA E.020). ICG. Obtenido de [https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02\\_E/RNE2006\\_E\\_020.pdf](https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_020.pdf)

Leandro Falcón, K. E., & Vela Daza, E. H. (2023). ANÁLISIS COMPARATIVO DE VIGAS DE CONCRETO POSTENSADO Y VIGAS DE CONCRETO ARMADO PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA. [Tesis Pre-Grado,Unheval]. UNIVERSIDAD NACIONAL HERMILIO VALDIZAN. Obtenido de <https://repositorio.unheval.edu.pe/handle/20.500.13080/9217>

Loayza Sánchez, V. E., & Quispe Chavez, O. D. (2023). Evaluación y comparación del desempeño sísmico entre un edificio aporticado de oficinas administrativas de 3 pisos de concreto armado convencional y su similar diseñado en concreto postensado adherido en el distrito del Cercado de Lima en Lima, Perú. []. UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS. Obtenido de <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/670323>

Lopez Bernardo, R. A., & Valerio Evangelista, J. R. (2023). EVALUACIÓN SÍSMICA DE LA ASIMETRÍA ESTRUCTURAL PARA CALCULAR EL EFECTO TORSIONAL PARA UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES. [Tesis PreGrado,Unheval]. UNIVERSIDAD

NACIONAL HERMILIO VALDIZAN. Obtenido de  
<https://repositorio.unheval.edu.pe/handle/20.500.13080/9478>

Maldonado Tapia, R. A. (2012). Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigon en regimen no lineal. Obtenido de  
<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/14777/TFM%20-%20Ronnie%20Antonio%20Maldonado%20Tapia.pdf>

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). Diseño de concreto reforzado. México: Alpha Editorial. Obtenido de  
[https://www.google.com.pe/books/edition/Dise%C3%B1o\\_de\\_concret\\_o\\_reforzado\\_8%C2%AA\\_Edici/4r0oDQAAQBAJ?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Dise%C3%B1o_de_concret_o_reforzado_8%C2%AA_Edici/4r0oDQAAQBAJ?hl=es&gbpv=0)

Mendez Leon, K. M., & Diaz Siesquen, O. O. (2019). Diseño estructural sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en concreto armado. [Tesis de Titulacion, Universidad Nacional Jose Faustino Sanchez Carrion]. Repositorio Institucional UNJFSC. Obtenido de  
<https://repositorio.unjfsc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14067/2950/MENDEZ%20LEON%20y%20DIAZ%20SIESQUEN.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Ministerio de Vivienda, C. y. (2018). MODIFICAN LA NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. EL PERUANO. Obtenido de [https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02\\_E/2018\\_E030\\_RM-355-2018-VIVIENDA\\_Peruano.pdf](https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E030_RM-355-2018-VIVIENDA_Peruano.pdf)

Ministerio de Vivienda, C. y. (2019). PROPUESTA DE NORMA E.060 CONCRETO ARMADO. SENCICO. Obtenido de  
<https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.060-concreto-armado-sencico.pdf>

Ministerio de Viviendas. (2016). Norma Tecnica E.030 "Diseño Sismorresistencia". Obtenido de  
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2686410/E.030%20Dis e%C3%B1o%20Sismo%20resistente.pdf>

Muños Pelaez, A. (2020). Comentarios a la norma peruana E.030. diseño sismorresistente. Lima. Obtenido de [https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1129512/COMENTARIOS\\_A\\_LA\\_NORMA\\_PERUANA\\_E.030\\_DISE%C3%91O\\_SISMORRESISTENTE.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1129512/COMENTARIOS_A_LA_NORMA_PERUANA_E.030_DISE%C3%91O_SISMORRESISTENTE.pdf)

Norma Técnica Peruana E.060 (Concreto Armado). (2019). PROPUESTA DE NORMA E.060 CONCRETO ARMADO. SENCICO. Obtenido de <https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.060-concreto-armado-sencico.pdf>

Oblitas Terrones, J. W. (2022). Losas postensadas con el sistema no adherido, para la optimización del diseño estructural de un centro cultural de tres niveles ubicado en la Provincia de Cutervo, Departamento de Cajamarca. [ Tesis de Titulación, Universidad de San Martín de Porres]. Repositorio Institucional USMP. Obtenido de [https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/20.500.12727/11167/1/oblitas\\_tjw.pdf](https://repositorio.usmp.edu.pe/bitstream/20.500.12727/11167/1/oblitas_tjw.pdf)

Organización Panamericana de la Salud. (1999). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Washington: La Programa. Obtenido de [https://www.google.com.pe/books/edition/Fundamentos\\_para\\_la\\_mitigaci%C3%B3n\\_de\\_desas/un-DM2jqKCQC?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Fundamentos_para_la_mitigaci%C3%B3n_de_desas/un-DM2jqKCQC?hl=es&gbpv=0)

Ortega García, J. E. (2014). Concreto armado. Lima. Obtenido de [https://books.google.com/books?id=PwsvDgAAQBAJ&printsec=frontcover&dq=concreto+armado&hl=es&newbks=1&newbks\\_redir=1&sa=X&ved=2ahUKEwili4razvKJAXXEr5UCHQrxADAQ6AF6BAgHEAI](https://books.google.com/books?id=PwsvDgAAQBAJ&printsec=frontcover&dq=concreto+armado&hl=es&newbks=1&newbks_redir=1&sa=X&ved=2ahUKEwili4razvKJAXXEr5UCHQrxADAQ6AF6BAgHEAI)

Osorio Bustamante, E. (2023). Diseño y Evaluación Sísmica de Edificio Residencial en Lebrija, Santander. [Tesis Pre-Grado, Universidad de los Andes]. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. Obtenido de <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/fee83059-493e-49e4-bd58-f31485e3aa42>

- Pacherres Adanaque, J. R. (2022). Análisis y diseño de puentes en concreto postensado con sistemas de aislamiento y disipador sísmico, Piura, 2022. [Tesis de Titulación, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio Institucional UCV. Obtenido de [https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/104606/Pacherres\\_AJR%20-%20SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/104606/Pacherres_AJR%20-%20SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Pancca Rojo, M. E. (2021). "Diseño estructural sismorresistente de una edificación multifamiliar de ocho niveles aplicando la metodología BIM Juliaca- Peru, 2021. [Tesis de Titulación, Universidad Cesar Valljo]. Repositorio Institucion UCV. Obtenido de [https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/68117/Pancca\\_RME-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/68117/Pancca_RME-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Ramirez Arias, O. J. (2022). Análisis y diseño comparativo de losas nervadas para edificaciones de distintos niveles en la ciudad de Bogotá: empleando dos tipos de sistema de reforzamiento, reforzamiento convencional longitudinal y reforzamiento a base de elementos postensados. []. ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO, BOGOTÁ. Obtenido de <https://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/2197>
- Rengifo Velásquez, S. (2019). Diseño estructural y revisión del comportamiento no lineal del Edificio Altavista ubicado en Santiago de Cali, Valle del Cauca, Colombia. [Tesis Pot-Grado, Universidad de los Andes]. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. Obtenido de <https://repositorio.uniandes.edu.co/entities/publication/e83d1fab-b77d-4058-8310-5ef84457133d>
- Riddell C., R., & Hidalgo O., P. (2018). Diseño Estructural. SANTIAGO: EDICIONES UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE. Obtenido de [https://www.google.com.pe/books/edition/Dise%C3%B1o\\_estructural/VSntDwAAQBAJ?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Dise%C3%B1o_estructural/VSntDwAAQBAJ?hl=es&gbpv=0)
- Rojas Hoppe, C. (2018). Valdivia 1960: Entre aguas y escombros. Chile:

Ediciones Universidad Austral de Chile. Obtenido de [https://www.google.com.pe/books/edition/Valdivia\\_1960/cP1mDwAAQBAJ?hl=es&gbpv=0](https://www.google.com.pe/books/edition/Valdivia_1960/cP1mDwAAQBAJ?hl=es&gbpv=0)

Zavala Estrella, P. G., & Benjamin Sarmiento, A. A. (2019). Influencia de la ductilidad en el comportamiento de una estructura y como se traduce en el diseño estructural. Lima, Peru: Universidad nacional federico villareal. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/434665738/Ductilidad-de-Estructuras>

### **COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

Huayanay Rodríguez, G. (2026). *Análisis comparativo del diseño estructural entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco - 2025* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

## **ANEXOS**

## ANEXO 1

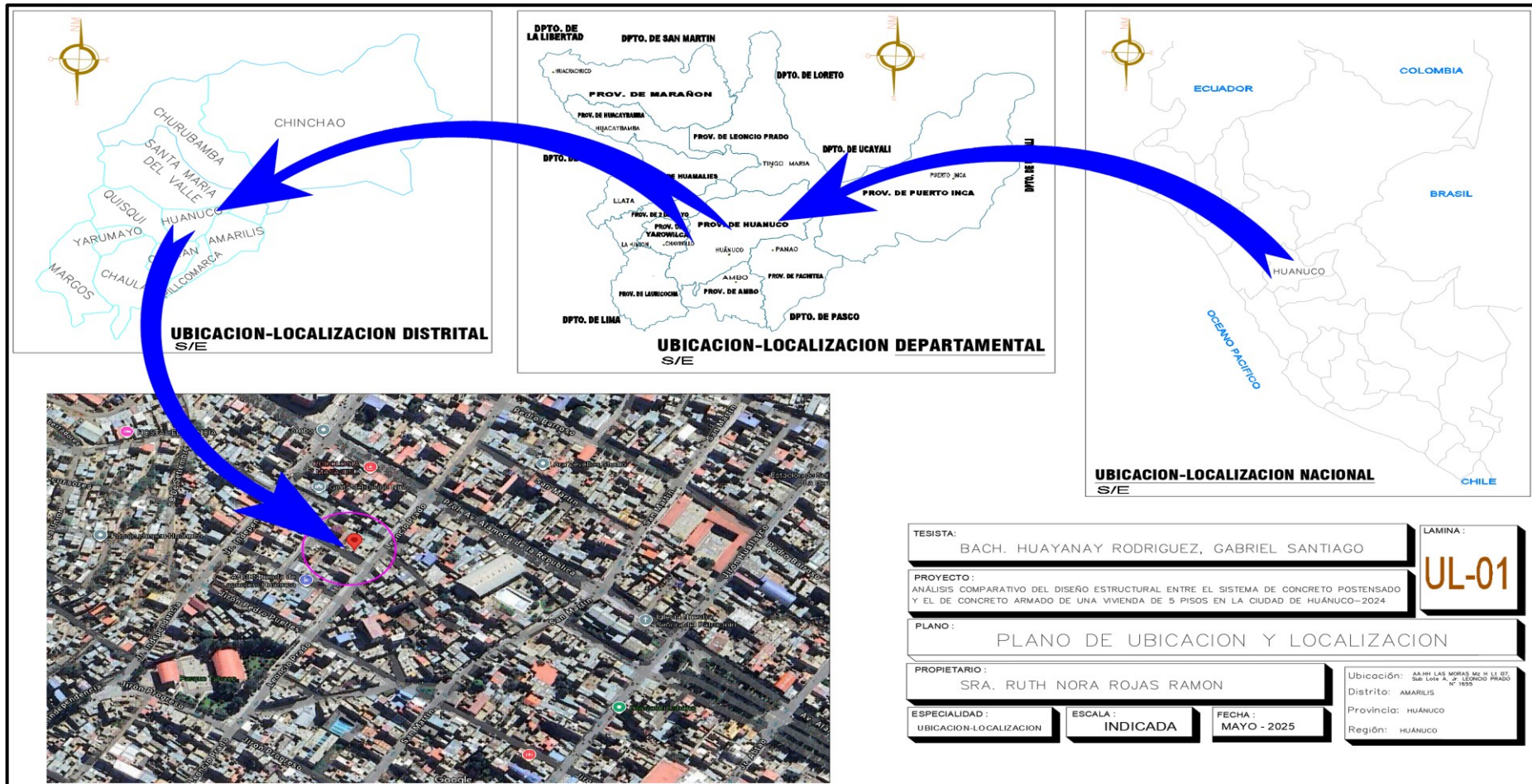
### MATRIZ DE CONSISTENCIA

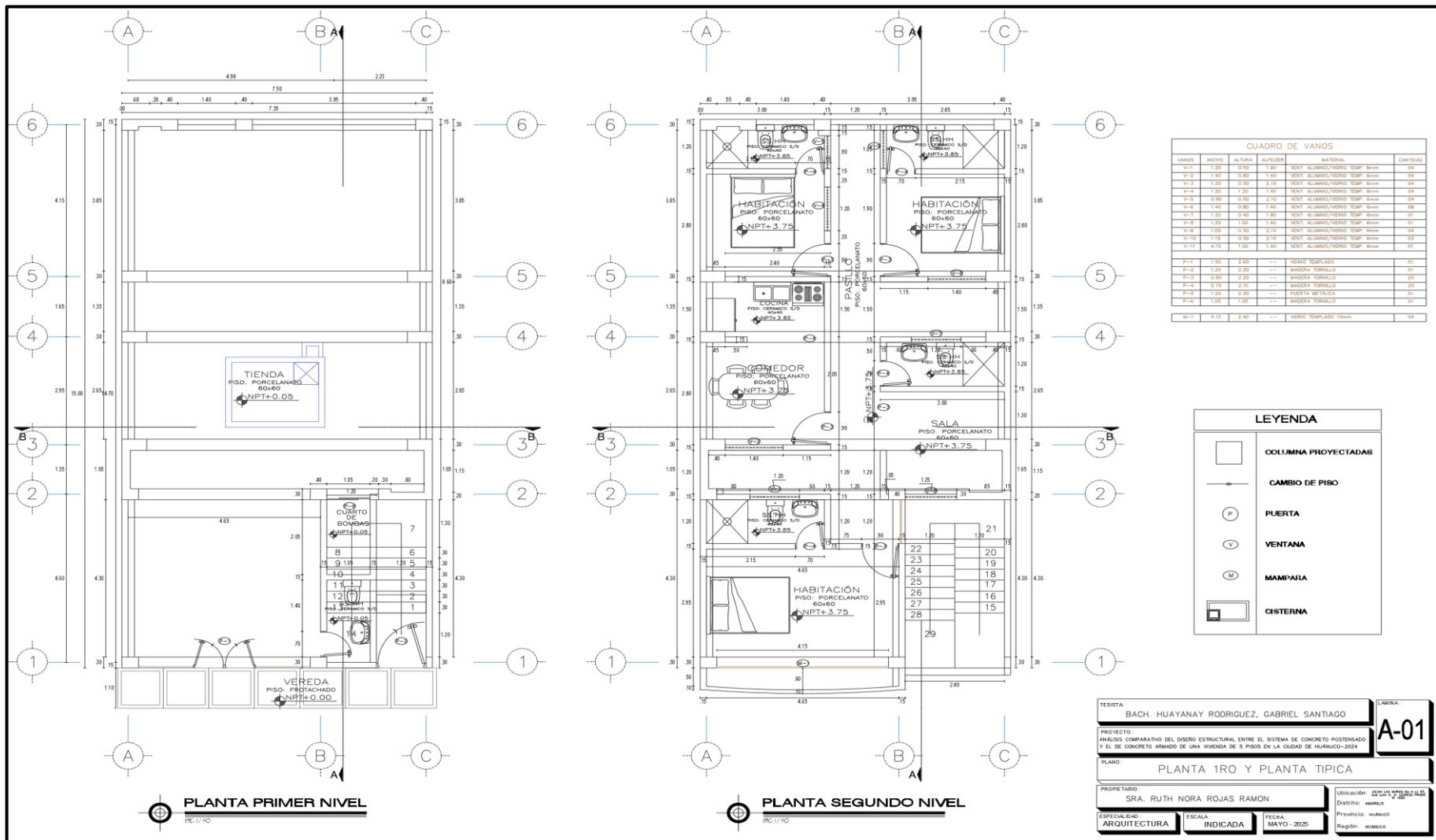
#### TITULO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DE CONCRETO POSTENSADO Y EL DE CONCRETO ARMADO DE UNA VIVIENDA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO-2025

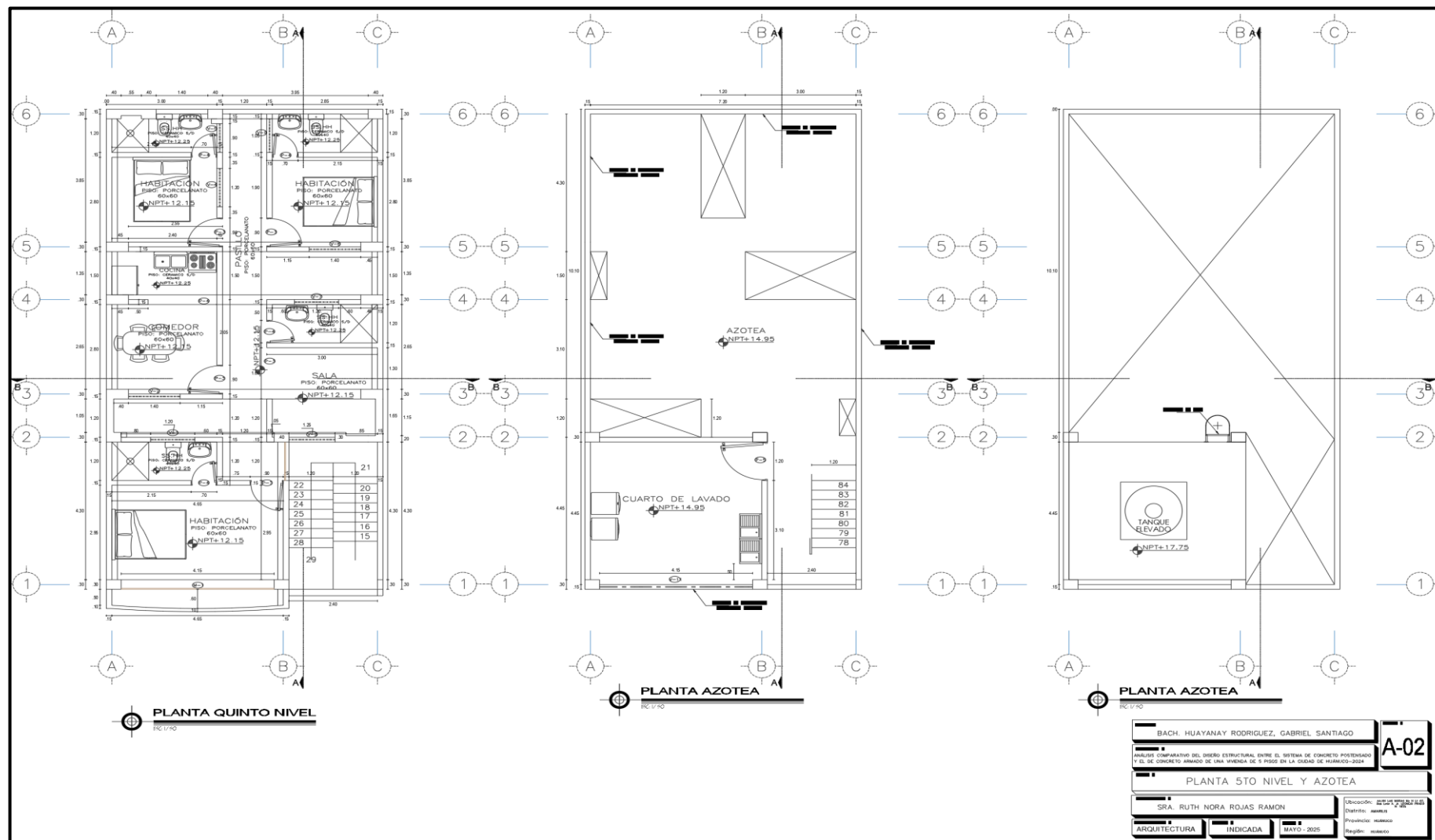
| PROBLEMA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | OBJETIVOS                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | HIPÓTESIS                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | VARIABLES                                            | METODOLOGÍA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>PROBLEMA GENERAL:</b><br>¿Cuál será la diferencia del diseño estructural entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | <b>OBJETIVO GENERAL:</b><br>Explicar la diferencia del diseño estructural entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | <b>HIPÓTESIS GENERAL:</b><br>El diseño estructural del sistema de concreto postensado será mejor que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.                                                                                                                                                                                                                                                                                           | <b>Variable dependiente</b><br>Diseño estructural    | <b>TIPO DE INVESTIGACIÓN:</b><br><br><b>ENFOQUE:</b><br>Cuantitativo<br><br><b>ALCANCE:</b><br>Aplicada o explicativa<br><br><b>DISEÑO:</b><br>No experimental<br><br><b>POBLACION:</b><br>La vivienda de 5 pisos a analizar.<br><br><b>MUESTRA:</b><br>Serán cada nivel de la vivienda, así como los elementos estructurales que conforman, como la cimentación, columnas, vigas y losas |
| <b>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>¿Cuál será la diferencia del análisis estático entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?</li> <li>¿Cuál será la diferencia del análisis dinámico entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?</li> <li>¿Cuál será la diferencia de la verificación de irregularidades y derivas fundamentales entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025?</li> </ul> | <b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar la diferencia del análisis estático entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.</li> <li>Demostrar la diferencia del análisis dinámico entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.</li> <li>Evaluar la diferencia de la verificación de irregularidades y derivas fundamentales entre el sistema de concreto postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.</li> </ul> | <b>HIPÓTESIS ESPECÍFICA:</b> <p>El análisis estático con sistema de concreto postensado será positivo que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.</p> <p>El análisis dinámico con sistema de concreto postensado será más eficiente que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025.</p> <p>La verificación de irregularidades y derivas fundamentales con sistema de concreto postensado será</p> | <b>Variable independiente</b><br>Sistema estructural |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |

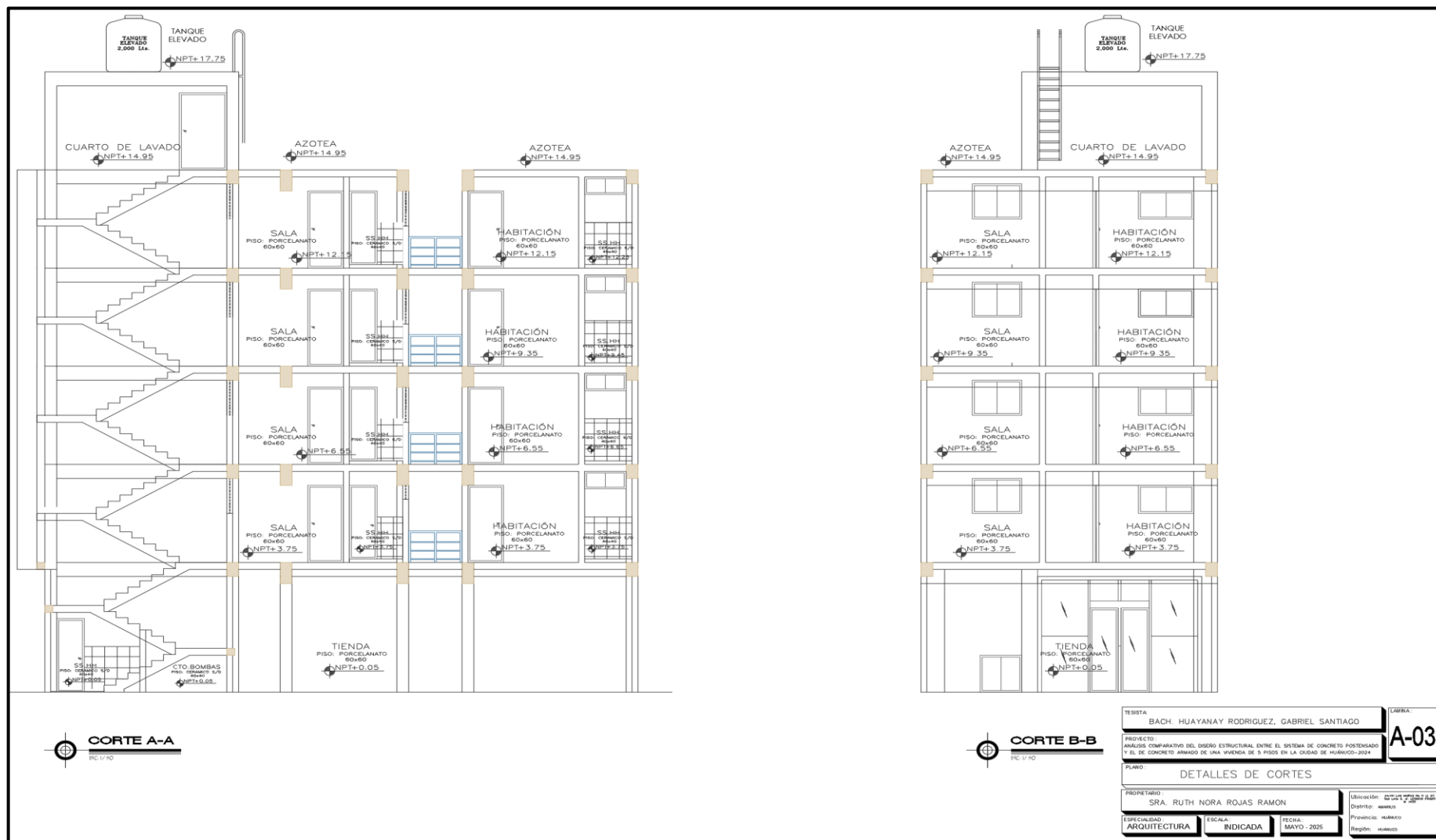
|                                                   |                                                                                             |                                                                                                 |
|---------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|
| vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025? | postensado y el de concreto armado de una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025. | más seguro que el de concreto armado para una vivienda de 5 pisos en la ciudad de Huánuco-2025. |
|---------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|

## ANEXO 2 PLANOS

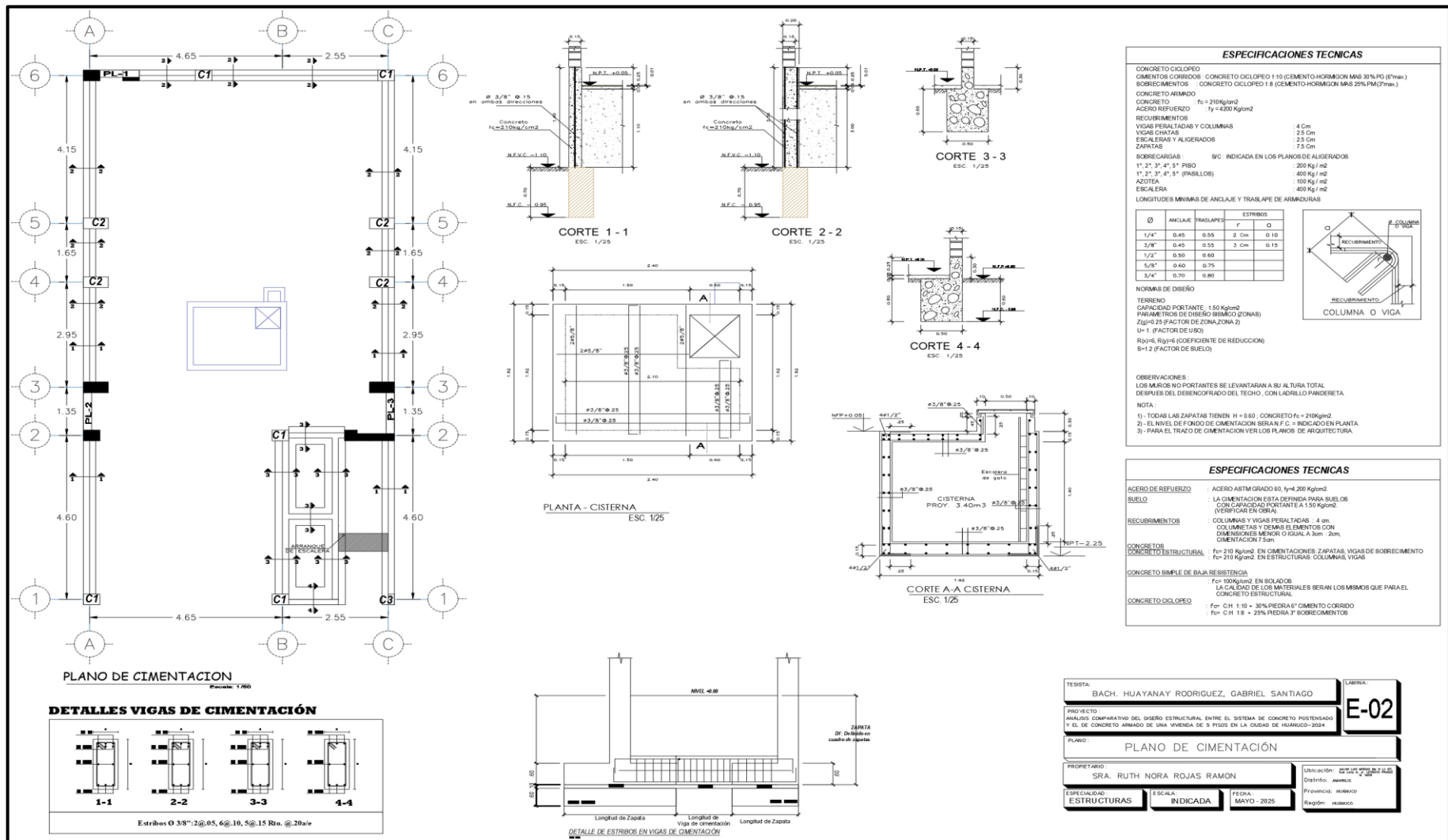


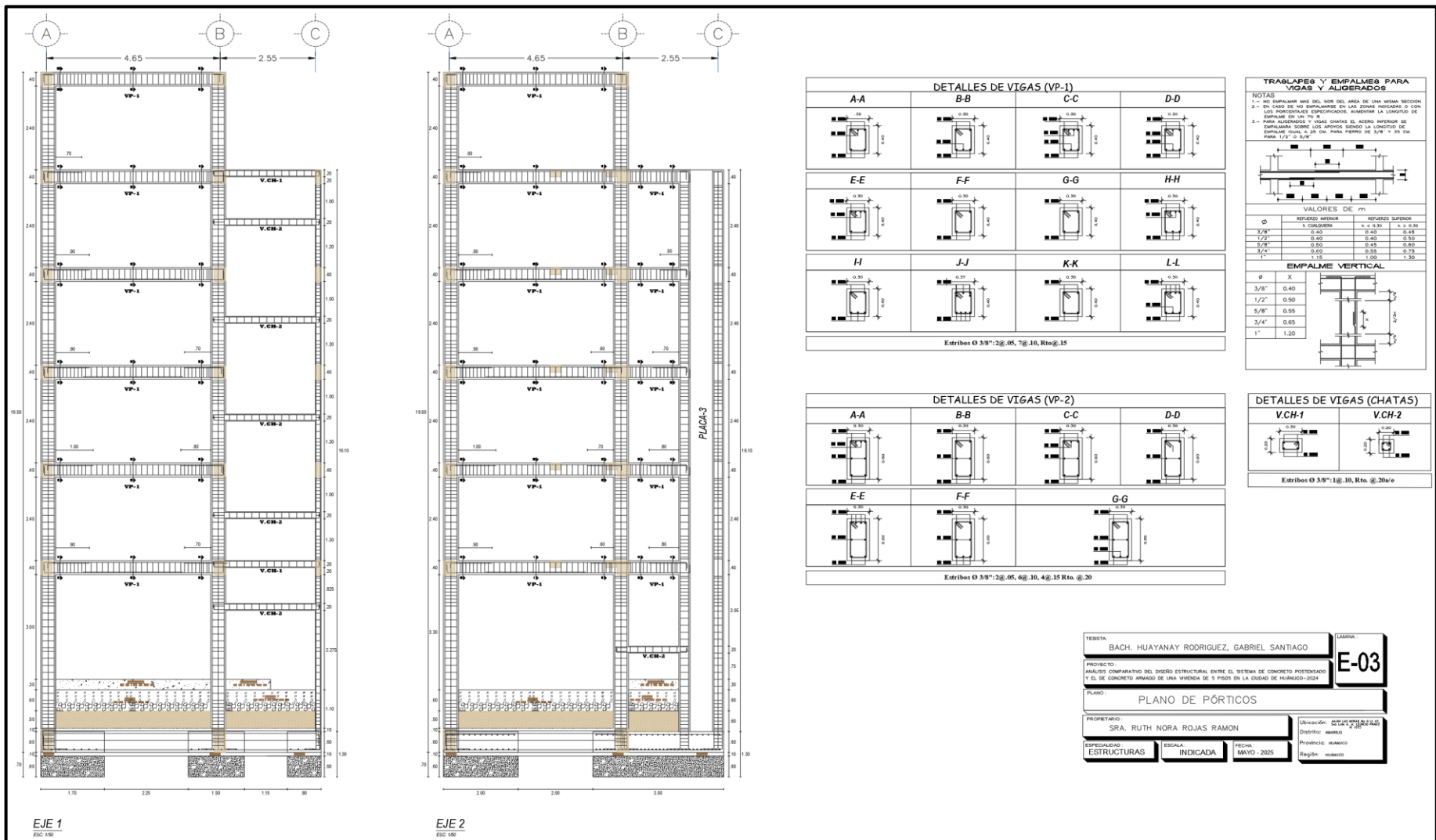


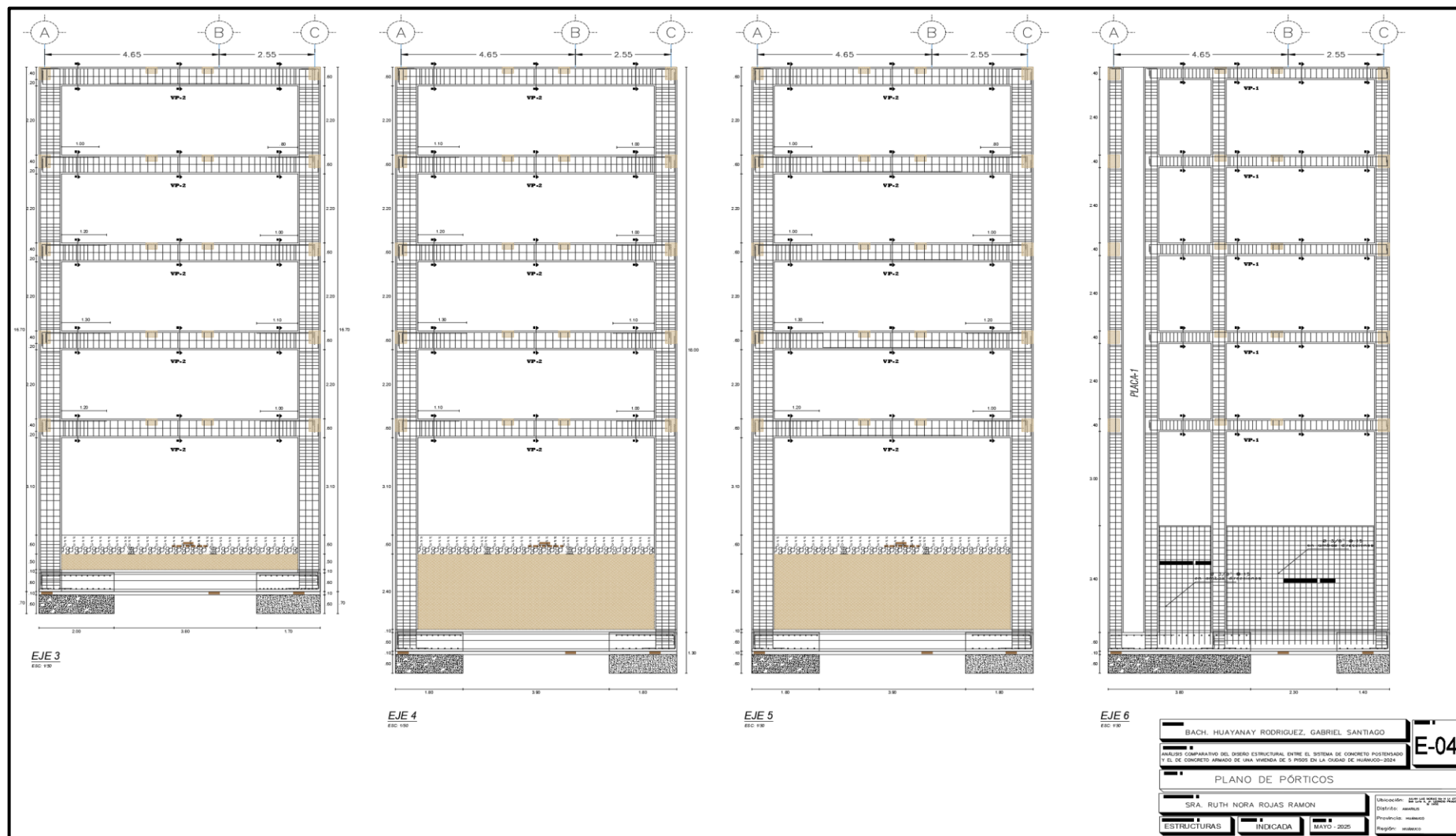




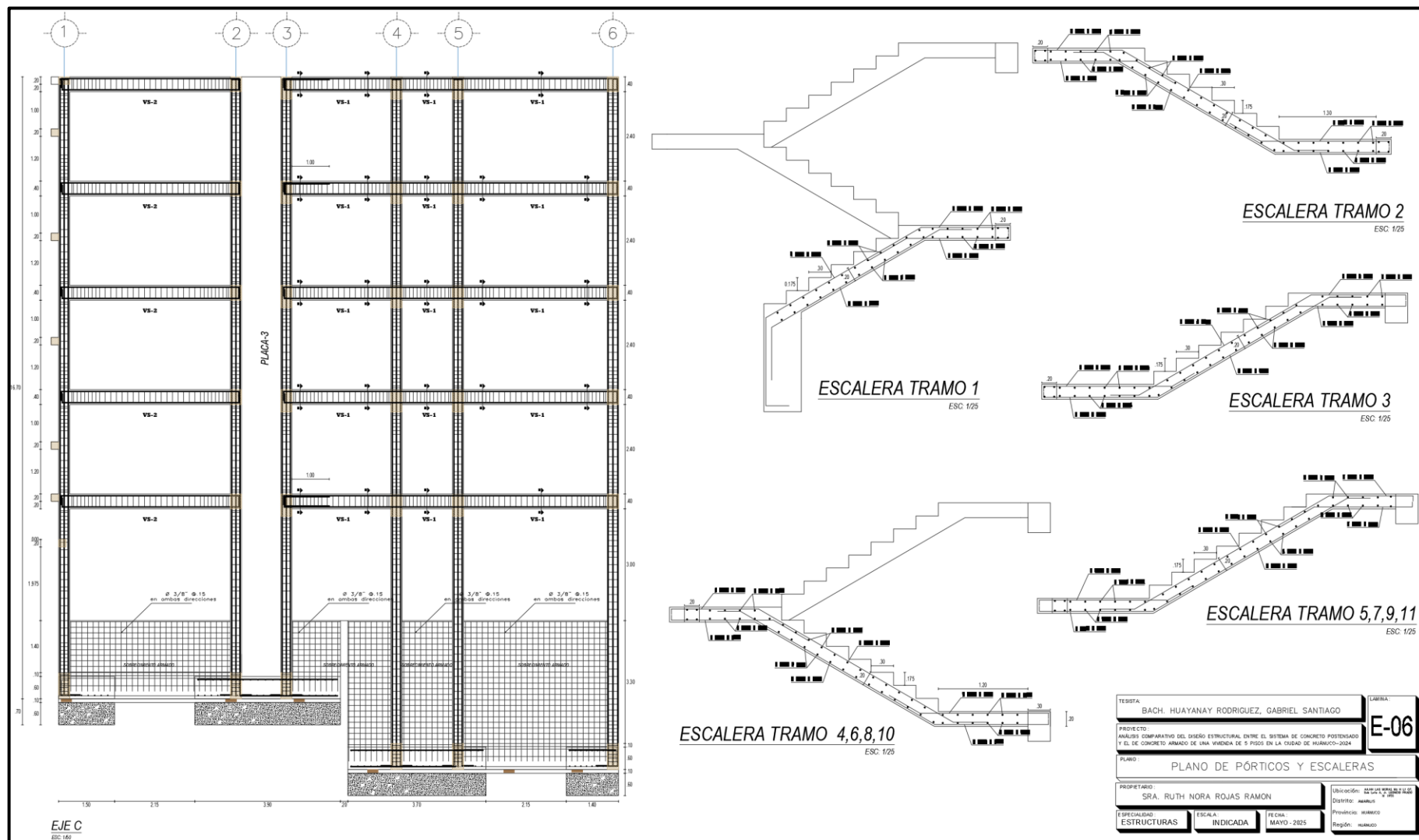














## ANEXO 3

### ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

#### CAPITULO I

#### GENERALIDADES

##### 1.1 ANTECEDENTES

*El presente informe tiene por objetivo el Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del Proyecto: “COMERCIO – VIVIENDA” DE CINCO NIVELES, Jr. Leoncio Prado N° 1655 - Huánuco.*

*Se determino el terreno a construir en dicho circuito, de acuerdo con los lineamientos de las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones aprobado por el Ministerio de Vivienda '2018, E.050 Suelos y Cimentaciones, que se encuentran establecidos en varios ítems*

##### 1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

*El presente informe tiene por objetivo el Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de evaluación de Cimentación del proyecto “COMERCIO – VIVIENDA” DE CINCO NIVELES, Jr. Leoncio Prado N° 1655 - Huánuco.*

*El estudio comprende trabajos de campo mediante sondeos por calicatas y ensayos de laboratorio, que sirven para establecer el perfil estratigráfico y la capacidad portante del terreno donde se edificara el proyecto.*

*El informe concluye con el análisis de las condiciones de cimentación consistente en Capacidad Admisible del Suelo, Profundidad de cimentación, Tipo de cimentación, asentamientos y otras consideraciones complementarias como la designación de la calidad de roca si es que existen en la cimentación.*

##### 1.3 UBICACIÓN DE LA ZONA

*La obra se localiza en:*



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

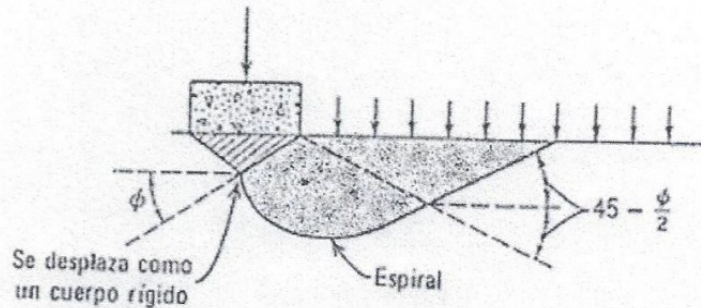
Ing. CIP. *Nilson Osorio Flores*  
ING. CIVIL  
REG. N° 111219

001

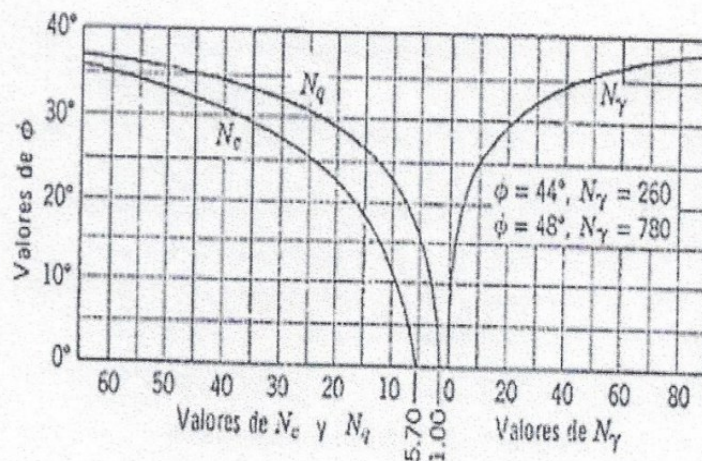
## CALCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE.

### 4.1 CAPACIDAD ADMISIBLE ( $Q_a$ )

Para calcular la capacidad admisible del suelo de cimentación se utilizará la teoría de Terzaghi para falla general.



Utilizando el método de la cuña según la hipótesis de Terzaghi



Factores de carga para cimientos rugosos y cohesivos, casos más típicos encontrados en la práctica son combinadas, se tiene:

$$Q_{ult} = C \times N_c + D_l \times \gamma_{m1} N_q + 0.5 \times B \times \gamma_{m1} \times N_y$$

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

Ing. CIP. Nilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211

0013

*Donde:*

$Q_{ult}$  = Capacidad ultima

$C$  = Cohesión de suelo

$D$  = Profundidad de desplante

$\gamma_m$  = Peso específico volumétrico del suelo (cada estrato)

$B$  = Ancho de cimentación

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga que depende de la fricción ( $\phi$ ).

$F.S.$  = Factor de seguridad

*De los ensayos realizados de las muestras obtenidas de las calicatas y referencia bibliográficas del comité alemán de Defensa y del Grundbau Taschenbuch se tiene lo siguiente:*

$C$  = 0.0000 Kg/cm<sup>2</sup>

$\phi$  = 23.60°

$\gamma_m$  = 1.583 ton/m<sup>3</sup>,

$D_f$  = 2.20 m.

$F.S.$  = 3.00

$B$  = 2.00 m. (como mínimo)

*Del Cuadro de factores de capacidad de carga podemos calcular la capacidad portante del suelo según el desplante:*

 COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO  
  
Ing. CIP. Wilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211

0014

## CAPACIDAD ADMISIBLE ZAPATA CONECTADA

**Brinch-Hansen2 (1970)**

$$P_{v,hundimiento} = q \times N_q \times S_q \times i_q + c \times N_c \times S_c \times i_c + \frac{1}{2} \times \gamma \times B^* \times N_\gamma \times S_\gamma \times i_\gamma$$

donde :

- $q =$  Sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.  
 $c =$  Cohesión del terreno ( $\text{kg/cm}^2$ ).  
 $\gamma =$  Peso específico del suelo (peso volumetrico) ( $\text{Tn/m}^3$ ).  
 $B^* =$  Ancho equivalente de la cimentación o ancho minimo de cimentacion(m).  
 $N_q, N_c, N_\gamma =$  Coeficientes de capacidad de carga..  
 $S_q, S_c, S_\gamma =$  Coeficientes de forma.  
 $i_q, i_c, i_\gamma =$  Coeficientes de inclinación de carga.  
 $H =$  Proundidad de cimentacion (m)

### DATOS

$$\gamma = 1.58 \text{ kg/cm}^3 \quad H = 2.20 \text{ m}$$

### POR FORMA

$$B^* = 2.00 \text{ m} \quad L^* = 2.00 \text{ m}$$

### ANGULO DE FRICCION Y COHESION

$$\phi = 23.60^\circ \quad C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ART. 20, E-050}$$

### COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_q = 9.21 \quad N_c = 18.80 \quad N_\gamma = 5.38$$

### COEFICIENTE DE FORMA

De Beer (1970)

|                                                   |              |       |
|---------------------------------------------------|--------------|-------|
| $S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$ | $S_q =$      | 1.490 |
| $S_c = S_q$                                       | $S_c =$      | 1.490 |
| $S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B^*}{L^*}$        | $S_\gamma =$ | 0.600 |

### COEFICIENTES DE INCLINACIÓN DE CARGA

Schultze (1952), Caquot y Odgaard

Angulo de inclinacion  
respecto a la vertical:

$$\beta = 3^\circ$$

|                                           |              |       |
|-------------------------------------------|--------------|-------|
| $i_q = (1 - 0.7 \cdot \tan \delta)^3$     | $i_q =$      | 0.894 |
| $i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$ | $i_c =$      | 0.881 |
| $i_\gamma = (1 - \tan \delta)^3$          | $i_\gamma =$ | 0.851 |

$$Q_u = 44.92 \text{ Tn/m}^2$$

$$Q_u = 4.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_a = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$$



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

Ing. CIP. Wilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211

0015

## CAPACIDAD ADMISIBLE CIMIENTO CORRIDO

Brinch-Hansen2 (1970)

$$P_{v,hundimiento} = q \times N_q \times S_q \times i_q + c \times N_c \times S_c \times i_c + \frac{1}{2} \times \gamma \times B^* \times N_\gamma \times S_\gamma \times i_\gamma$$

donde :

- q = Sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.  
c = Cohesión del terreno (kg/cm<sup>2</sup>).  
γ = Peso específico del suelo (peso volumetrico) (Tn/m<sup>3</sup>).  
B\* = Ancho equivalente de la cimentación o ancho minimo de cimentacion(m).  
N<sub>q</sub> , N<sub>c</sub> , N<sub>γ</sub> = Coeficientes de capacidad de carga..  
S<sub>q</sub> , S<sub>c</sub> , S<sub>γ</sub> = Coeficientes de forma.  
i<sub>q</sub> , i<sub>c</sub> , i<sub>γ</sub> = Coeficientes de inclinación de carga.  
H = Proundidad de cimentacion (m)

### DATOS

$$\gamma = 1.58 \text{ kg/cm}^3$$

$$H = 0.80 \text{ m}$$

### POR FORMA

$$B^* = 0.50 \text{ m}$$

$$L^* = 6.00 \text{ m}$$

### ANGULO DE FRICCION Y COHESION

$$\phi = 23.60^\circ$$

$$C = 0.0000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{ART. 20, E-050}$$

### COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_q = 9.21$$

$$N_c = 18.80$$

$$N_\gamma = 5.38$$

### COEFICIENTE DE FORMA

De Beer (1970)

$$S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

|                  |       |
|------------------|-------|
| S <sub>q</sub> = | 1.041 |
|------------------|-------|

$$S_c = S_q$$

|                  |       |
|------------------|-------|
| S <sub>c</sub> = | 1.041 |
|------------------|-------|

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

|                  |       |
|------------------|-------|
| S <sub>γ</sub> = | 0.967 |
|------------------|-------|

### COEFICIENTES DE INCLINACIÓN DE CARGA

Schultze (1952), Caquot y Odgaard

Angulo de inclinacion  
respecto a la vertical:

$$\delta = 3^\circ$$

$$i_q = (1 - 0.7 \cdot \tan \delta)^3$$

|                  |       |
|------------------|-------|
| i <sub>q</sub> = | 0.894 |
|------------------|-------|

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

|                |       |
|----------------|-------|
| i <sub>c</sub> | 0.881 |
|----------------|-------|

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta)^3$$

|                |       |
|----------------|-------|
| i <sub>γ</sub> | 0.851 |
|----------------|-------|

$$Q_u = 14.36 \text{ Tn/m}^2$$

$$Q_u = 1.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_a = 0.48 \text{ Kg/cm}^2$$



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

Ing. CIP. Nilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211

0016



# GEO-SHING SAC.

GEOTECNIA Y SISTEMAS HIDRAULICOS EN INGENIERIA S. A. C.  
LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS y ENSAYO DE MATERIALES; ELABORACION y SUPERVISION DE PROYECTOS; SUPERVISION y EJECUCION DE OBRAS CIVILES, MINERAS y ELECTROMECAICAS; ALQUILER DE MAQUINARIA LIVIANO y PESADO; IMPACTO AMBIENTAL; EXPLORACIONES GEOTECNICAS y GEOLOGICAS.  
Esquina Jr. Los Jazmines N° 764 y Jr. Las Orquideas - Amarilis - Huánuco  
Telf. 062-962500707 - 986984600



## PROYECTO:

**“COMERCIO - VIVIENDA”**

**Jr. Leoncio Prado N° 1566 - Huánuco**

## PANEL FOTOGRAFICO



*Vista Fotográfica de la ubicación de la calicata, donde se aprecia algunos guijarros incrustados.*



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

Ing. CIP. Nilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211



# GEO-SHING SAC.



GEOTECNIA Y SISTEMAS HIDRAULICOS EN INGENIERIA S. A. C.  
LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS y ENSAYO DE MATERIALES; ELABORACION y SUPERVISION DE PROYECTOS; SUPERVISION y EJECUCION DE OBRAS CIVILES, MINERAS y ELECTROMECAICAS; ALQUILER DE MAQUINARIA LIVIANO y PESADO; IMPACTO AMBIENTAL; EXPLORACIONES GEOTECNICAS Y GEOLOGICAS.  
Esquina Jr. Los Jazmines N° 764 y Jr. Las Orquideas - Amarilis - Huánuco - Huánuco  
Telf. 062-962500707 - 986984600

## PROYECTO:

**"COMERCIO - VIVIENDA"**  
Jr. Leoncio Prado N° 1566 - Huánuco

## PANEL FOTOGRAFICO



*Vista Fotográfica del perfil estratigráfico de la calicata, donde se aprecia la presencia de raíces en la superficie con espesor de 0.60m, luego la grava limosa en estado semi compacto a suelto de espesor 1.40m, luego se aprecia la arena limosa de baja densidad de espesor 3.00m de espesor*



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

Ing. CIP. Nilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211



# GEO-SHING SAC.

GEOTECNIA Y SISTEMAS HIDRAULICOS EN INGENIERIA S. A. C.  
LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS y ENSAYO DE MATERIALES; ELABORACION y SUPERVISION DE  
PROYECTOS; SUPERVISION y EJECUCION DE OBRAS CIVILES, MINERAS y ELECTROMECHANICAS; ALQUILER DE  
MAQUINARIA LIVIANO y PESADO; IMPACTO AMBIENTAL; EXPLORACIONES GEOTECNICAS Y GEOLOGICAS.  
Esquina Jr. Los Jazmines N° 764 y Jr. Las Orquideas - Amarilis - Huánuco - Huánuco  
Telf. 062-962500707 - 986984600



## PROYECTO:

**"COMERCIO - VIVIENDA"**

**Jr. Leoncio Prado N° 1566 - Huánuco**

## PANEL FOTOGRAFICO



*Vista Fotográfica donde se puede apreciar los estratos del  
suelo.*



COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ  
CONSEJO DEPARTAMENTAL DEL CALLAO

Ing. CIP. Nilson Osorio Flores  
ING. CIVIL  
REG. N° 111211

## ANEXO 4

### PANEL FOTOGRÁFICO

*Proyecto en construcción*



*Nota.* Se muestra la construcción.

*Proyecto en construcción*



*Nota.* Se muestra la construcción.

## ANEXO 5

### RESOLUCIONES EMITIDAS POR LA UNIVERSIDAD

#### UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

##### *Facultad de Ingeniería*

##### RESOLUCIÓN N° 1281-2024-D-FI-UDH

Huánuco, 04 de junio de 2024

Visto, el Oficio N° 911-2024-C-PAIC-FI-UDH presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil y el Expediente N° 492204-0000005806, del Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ**, quien solicita Asesor de Tesis, para desarrollar el trabajo de investigación (Tesis).

##### **CONSIDERANDO:**

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art 45° inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente N° 492204-0000005806, presentado por el (la) Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ**, quien solicita Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación (Tesis), el mismo que propone a la Mg. Fatima Rosaria Cecilio Reyes, como Asesor de Tesis, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo II, Art. 27 y 28 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

Estando a Las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

##### **SE RESUELVE:**

**Artículo Primero.** - **DESIGNAR**, como Asesor de Tesis del Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ** a la Mg. Fatima Rosaria Cecilio Reyes, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

**Artículo Segundo.**- El interesado tendrá un plazo máximo de 6 meses para solicitar revisión del Trabajo de Investigación (Tesis). En todo caso deberá de solicitar nuevamente el trámite con el costo económico vigente.

##### **REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE**



##### Distribución:

Fac. de Ingeniería – PAIC – Asesor – Mat. y Reg.Acad. – Interesado – Archivo.  
BLCR/EJML/nto.

.....

# UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

## Facultad de Ingeniería

### RESOLUCIÓN N° 0710-2025-D-FI-UDH

Huánuco, 21 de abril de 2025

Visto, el Oficio N° 0446-2025-C-PAIC-FI-UDH, mediante el cual el Coordinador Académico de Ingeniería Civil, remite el dictamen de los jurados revisores, del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DE CONCRETO POSTENSADO Y EL DE CONCRETO ARMADO DE UNA VIVIENDA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO-2025"**, presentado por el (la) Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ**.

#### CONSIDERANDO:

Que, mediante Resolución N° 006-2001-R-AU-UDH, de fecha 24 de julio de 2001, se crea la Facultad de Ingeniería, y;

Que, mediante Resolución de Consejo Directivo N° 076-2019-SUNEDU/CD, de fecha 05 de junio de 2019, otorga la Licencia a la Universidad de Huánuco para ofrecer el servicio educativo superior universitario, y;

Que, mediante Resolución N° 1281-2024-D-FI-UDH, de fecha 04 de junio de 2024, perteneciente al Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ** se le designó como ASESOR(A) de Tesis a la Mg. Fatima Rosaria Cecilio Reyes, docente adscrito al Programa Académico de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería, y;

Que, según Oficio N° 0446-2025-C-PAIC-FI-UDH, del Coordinador Académico quien informa que los JURADOS REVISORES del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: **"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DE CONCRETO POSTENSADO Y EL DE CONCRETO ARMADO DE UNA VIVIENDA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO-2025"**, presentado por el (la) Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ**, integrado por los siguientes docentes: Mg. Ingrid Delia Dignarda Arteaga Espinoza (Presidente), Dr. William Paolo Taboada Trujillo (Secretario) y Mg. Yenerit Pamela Malpartida Valderrama (Vocal), por lo que se declaran APTO por mayoría para ser ejecutado el Trabajo de Investigación (Tesis), y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

#### SE RESUELVE:

**Artículo Primero.** - APROBAR, el Trabajo de Investigación (Tesis) y su ejecución intitulado: **"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE EL SISTEMA DE CONCRETO POSTENSADO Y EL DE CONCRETO ARMADO DE UNA VIVIENDA DE 5 PISOS EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO-2025"**, presentado por el (la) Bach. **Gabriel Santiago HUAYANAY RODRIGUEZ**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil, del Programa Académico de Ingeniería Civil, de la Universidad de Huánuco.

**Artículo Segundo.** - El Trabajo de Investigación (Tesis) deberá ejecutarse hasta un plazo máximo de 1 año de su Aprobación. En caso de incumplimiento podrá solicitar por única vez la ampliación del mismo (6 meses).

#### REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE



#### Distribución:

Fac. de Ingeniería – PAIC – Asesor – Exp. Graduando – Interesado - Archivo.  
BCR/EJML/nto.