

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS:**

**INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ EFECTIVA EN  
EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE  
UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA  
CIUDAD DE HUANCAYO**

**PRESENTADO POR:**

**BACH. TRISTAN LIMACHE VANESA**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN INSTITUCIONAL:**

**TECNOLOGÍA Y PROCESOS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERO CIVIL**

**HUANCAYO – PERU**

**2021**

**ASESOR:**  
**Ing. Carlos Gerardo Flores Espinoza**

## **DEDICATORIA**

A mis padres quienes fueron mi motor en todo momento para seguir hasta estos pasos y continuar con mi vida profesional.

**Bachiller:** Tristan Limache Vanesa

## **AGRADECIMIENTO**

A mi asesor por su apoyo incondicional en el desarrollo de este trabajo de investigacion

**Bachiller:** Tristan Limache Vanesa



**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**DIRECCIÓN DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN**



*"Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional"*

EL DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA DEJA: a

**CONSTANCIA N° 0124**

Que, el (la) bachiller: **TRISTAN LIMACHE VANESA**, de la Escuela Profesional de **INGENIERIA CIVIL**, presentó la tesis denominada: **denominado: "INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ EFECTIVA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUANCAYO"**; la misma que cuenta con **0138 Páginas** y que ha sido ingresada por el **SOFTWARE – TURNITIN FEEDBACK STUDIO** obteniendo el **023 %** de similitud.

Se expide la presente constancia para los fines pertinentes.

Huancayo 13 de abril del 2022



*Santiago Zevallos Salinas*

**Dr. Santiago Zevallos Salinas**  
Director de la Unidad de Investigación

**HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS**

---

**DR. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA  
PRESIDENTE**

---

**Ing.  
JURADO**

---

**Ing.  
JURADO**

---

**Ing.  
JURADO**

---

**Mg. LEONEL UNTIVEROS PEÑALOZA  
SECRETARIO DE DOCENTE**

## ÍNDICE GENERAL

|   |              |
|---|--------------|
| <b>DEDICATORIA</b> .....                              | <b>iii</b>   |
| <b>HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS</b> .....           | <b>vi</b>    |
| <b>ÍNDICE GENERAL</b> .....                           | <b>vii</b>   |
| <b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....                        | <b>xiii</b>  |
| <b>ÍNDICE DE TABLA</b> .....                          | <b>xv</b>    |
| <b>RESUMEN</b> .....                                  | <b>xviii</b> |
| <b>ABSTRACT</b> .....                                 | <b>xix</b>   |
| <b>INTRODUCCIÓN</b> .....                             | <b>xx</b>    |
| <b>CAPÍTULO I:</b> .....                              | <b>22</b>    |
| <b>PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO</b> .....                | <b>22</b>    |
| 1.1. Planteamiento del problema de investigación..... | 22           |
| 1.2. Formulación y sistematización del problema.....  | 23           |
| 1.2.1. Problema general:.....                         | 23           |
| 1.2.2. Problemas específicos: .....                   | 23           |
| 1.3. Delimitación .....                               | 23           |
| 1.3.1. Delimitación espacial: .....                   | 23           |
| 1.3.2. Delimitación temporal:.....                    | 24           |
| 1.3.3. Delimitación económica:.....                   | 24           |
| 1.4. Justificación.....                               | 24           |
| 1.4.1. Social .....                                   | 24           |
| 1.4.2. Científica .....                               | 24           |
| 1.4.3. Metodología .....                              | 25           |
| 1.5. Objetivos .....                                  | 25           |
| 1.5.1. Objetivo general .....                         | 25           |
| 1.5.2. Objetivos específicos.....                     | 25           |
| <b>CAPÍTULO II</b> .....                              | <b>26</b>    |
| <b>MARCO TEÓRICO</b> .....                            | <b>26</b>    |
| 2.1.1. Antecedentes .....                             | 26           |
| 2.1.2. Antecedentes internacionales .....             | 26           |
| 2.1.3. Antecedentes nacionales .....                  | 29           |
| 2.2. Marco conceptual .....                           | 32           |

|   |           |
|---|-----------|
| 2.2.1. Diagramas de momentos curvaturas de un modelo teórico:.....  | 32        |
| 2.2.1.1. Modelos de comportamientos del concreto armado:.....   | 32        |
| 2.2.1.2. Modelos esfuerzo deformación – Concretos:.....   | 33        |
| 2.2.1.3. Momento curvatura:.....  | 35        |
| 2.2.2. Agrietamientos de los elementos de concreto armado:.....   | 36        |
| 2.2.2.1. Causa de los agrietamientos:.....  | 37        |
| 2.2.2.2. Tipos de agrietamientos:.....  | 38        |
| 2.2.3. Daño estructural y la deriva:.....   | 41        |
| 2.2.3.1. Relaciones entre los daños estructurales y las derivas:.....   | 41        |
| 2.2.3.2. Demandas de rigidez en los códigos de diseño Sismorresistente:.....  | 42        |
| 2.2.4. Rigidez efectivas de estos elementos de concreto armado:.....  | 45        |
| 2.2.4.1. Factores de Reducciones propuestos por diferentes códigos:.....  | 47        |
| 2.2.4.2. Evaluaciones de la Rigidez de las secciones a partir de las relaciones momento- curvatura (Burgos Namuche, 2007):..... | 49        |
| 2.2.4.3. Hipótesis de la rigidez de la sección independiente de la resistencia (Burgos Namuche, 2007).....                      | 51        |
| 2.2.4.4. Hipótesis de la rigidez de las secciones dependientes de las resistencias (Burgos Namuche, 2007).....                  | 52        |
| 2.2.4.5. Estudio de Priestley (Priestley, 2003):.....   | 54        |
| 2.2.4.6. Estimaciones de los periodos, distorsiones máximas y demandas de ductilidad (Burgos Namuche, 2007).....                | 57        |
| 2.2.5. Programas de computación para el presente estudio:.....  | 58        |
| 2.2.5.1. Programa Etabs 9.7.4:.....   | 58        |
| 2.2.5.2. Programa Xtract:.....  | 59        |
| 2.3. Definición de términos.....  | 61        |
| 2.4. Hipótesis.....   | 63        |
| 2.4.1. Hipótesis general:.....  | 63        |
| 2.4.2. Hipótesis específicas:.....  | 63        |
| 2.5. Variables:.....  | 64        |
| 2.5.1. Definiciones conceptuales de la variable:.....   | 64        |
| 2.5.2. Operacionalización de la variable:.....  | 64        |
| <b>CAPÍTULO III.....</b>  | <b>66</b> |
| <b>METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>   | <b>66</b> |



|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 3.1.     | Método de investigación .....                        | 66        |
| 3.2.     | Tipo de investigación .....                          | 66        |
| 3.3.     | Nivel de investigación.....                          | 66        |
| 3.4.     | Diseño de Investigación .....                        | 66        |
| 3.5.     | Población y muestra .....                            | 67        |
| 3.5.1.   | Población .....                                      | 67        |
| 3.5.2.   | Muestra .....  | 67        |
| 3.6.     | Técnicas e instrumentos de recolección de datos..... | 67        |
| 3.7.     | Procesamiento de la información: .....               | 67        |
| 3.8.     | Procesamiento de la información .....                | 68        |
| 3.9.     | Técnicas y análisis de datos: .....                  | 68        |
|          | <b>CAPÍTULO IV .....</b>                             | <b>69</b> |
|          | <b>RESULTADOS.....</b>                               | <b>69</b> |
| 4.1.     | Descripción del proyecto:.....                       | 69        |
| 4.1.1.   | Ubicación y localización del proyecto: .....         | 69        |
| 4.1.2.   | Descripción de la arquitectura del proyecto: .....   | 70        |
| 4.1.2.1. | Primer piso: .....                                   | 70        |
| 4.1.2.2. | Segundo piso: .....                                  | 70        |
| 4.1.2.3. | Tercero, cuarto y quinto piso: .....                 | 70        |
| 4.1.2.4. | Azotea o techo:.....                                 | 70        |
| 4.1.3.   | Descripción de la estructura del proyecto: .....     | 71        |
| 4.1.3.1. | Elementos estructurales:.....                        | 71        |
| 4.2.     | Generalidades:.....                                  | 73        |
| 4.2.1.   | Normas aplicadas en el diseño: .....                 | 73        |
| 4.2.2.   | Materiales aplicados y sus propiedades: .....        | 73        |
| 4.2.2.1. | Concreto: .....                                      | 73        |
| 4.2.2.2. | Acero: .....   | 73        |
| 4.2.3.   | Cargas verticales: .....                             | 73        |
| 4.2.3.1. | Carga muerta en la 1°, 2°, 3° y 4° piso: .....       | 73        |
| 4.2.3.2. | Carga viva en la 1°, 2°, 3° y 4° piso:.....          | 74        |
| 4.2.3.3. | Carga muerta en la 5° piso: .....                    | 74        |
| 4.2.3.4. | Carga viva en la 5° piso: .....                      | 74        |
| 4.2.4.   | Parámetros de diseño sísmico: .....                  | 74        |

|  |     |
|--|-----|
| 4.2.4.1. Factor de zona (Z): .....                                   | 74  |
| 4.2.4.2. Factor de ampliación de suelo (S): .....                    | 76  |
| 4.2.4.3. Periodo largo (T.L.) y periodo de plataforma (T.p.): .....  | 76  |
| 4.2.4.4. Factor de ampliación sísmica (C): .....                     | 77  |
| 4.2.4.5. Factor de uso (U): .....                                    | 77  |
| 4.2.4.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R): ..... | 78  |
| 4.2.5. Espectro Pseudo – Aceleraciones: .....                        | 81  |
| 4.3. Modelamiento del proyecto en el software ETABS: .....           | 83  |
| 4.3.1. Propiedades de los materiales: .....                          | 83  |
| 4.3.1.1. Concreto: .....   | 83  |
| 4.3.1.2. Refuerzo: .....   | 83  |
| 4.3.2. Secciones cuadradas: .....                                    | 84  |
| 4.3.2.1. Columnas: .....   | 84  |
| 4.3.2.2. Vigas: .....  | 85  |
| 4.3.2.3. Losa aligerada: .....                                       | 88  |
| 4.3.2.4. Losa de escalera: .....                                     | 89  |
| 4.3.3. Casos de carga estática: .....                                | 90  |
| 4.3.4. Fuente masiva: .....  | 90  |
| 4.3.5. Brazo rígido: .....   | 91  |
| 4.3.6. Diafragma rígido: .....                                       | 92  |
| 4.3.7. Asignar cargas: .....   | 92  |
| 4.3.8. Importar el espectro Pseudo – Aceleraciones: .....            | 94  |
| 4.3.9. Cargas sísmicas: .....  | 95  |
| 4.3.10. Restricción de desplazamientos en la base: .....             | 96  |
| 4.3.11. Modos de vibración: .....                                    | 96  |
| 4.3.12. Análisis en el software etabs: .....                         | 97  |
| 4.4. Resultados del análisis sísmico sin rigidez efectiva: .....     | 98  |
| 4.4.1.1. Peso de la estructura: .....                                | 98  |
| 4.4.2. Modos y periodo fundamental de vibración: .....               | 99  |
| 4.4.3. Desplazamientos laterales: .....                              | 99  |
| 4.4.3.1. Desplazamientos laterales en el eje X – X: .....            | 100 |
| 4.4.4. Desplazamientos laterales en el eje Y – Y: .....              | 100 |
| 4.4.5. Cortante basal dinámica: .....                                | 101 |

|   |            |
|---|------------|
| 4.4.5.1. Cortante dinámica en el eje X – X: .....   | 101        |
| 4.4.5.2. Cortante dinámica en el eje Y – Y: .....   | 101        |
| 4.4.6. Área de acero en columnas: .....   | 102        |
| 4.4.6.1. En la columna C1 – 25x35cm: .....  | 104        |
| 4.4.6.2. En la columna C2 – 25x40cm: .....  | 104        |
| 4.4.6.3. En la columna C3 – 15x40cm: .....  | 105        |
| 4.5. Resultados del análisis sísmico con rigidez efectiva según el aci – 318: .....         | 105        |
| 4.5.1. Peso de la estructura: .....   | 107        |
| 4.5.2. Modos y periodo fundamental de vibración: .....                                      | 108        |
| 4.5.3. Desplazamientos laterales: .....   | 108        |
| 4.5.3.1. Desplazamientos laterales en el eje X – X: .....                                   | 108        |
| 4.5.3.2. Desplazamientos laterales en el eje Y – Y: .....                                   | 109        |
| 4.5.4. Cortante basal dinámica: .....   | 109        |
| 4.5.4.1. Cortante dinámica en el eje X – X: .....   | 110        |
| 4.5.4.2. Cortante dinámica en el eje Y – Y: .....   | 110        |
| 4.5.5. Área de acero en columnas: .....   | 110        |
| 4.5.5.1. En la columna C1 – 25x35cm: .....  | 111        |
| 4.5.5.2. En la columna C2 – 25x40cm: .....  | 111        |
| 4.5.5.3. En la columna C3 – 15x40cm: .....  | 111        |
| 4.6. Resultados del análisis sísmico con rigidez efectiva según paulay and priestley: ..... | 112        |
| 4.6.1. Peso de la estructura: .....   | 114        |
| 4.6.2. Modos y periodo fundamental de vibración: .....                                      | 114        |
| 4.6.3. Desplazamientos laterales: .....   | 115        |
| 4.6.3.1. Desplazamientos laterales en el eje X – X: .....                                   | 115        |
| 4.6.3.2. Desplazamientos laterales en el eje Y – Y: .....                                   | 115        |
| 4.6.4. Cortante basal dinámica: .....   | 116        |
| 4.6.4.1. Cortante dinámica en el eje X – X: .....   | 116        |
| 4.6.4.2. Cortante dinámica en el eje Y – Y: .....   | 117        |
| 4.6.5. Área de acero en columnas: .....   | 117        |
| 4.6.5.1. En la columna C1 – 25x35cm: .....  | 117        |
| 4.6.5.2. En la columna C2 – 25x40cm: .....  | 118        |
| 4.6.5.3. En la columna C3 – 15x40cm: .....  | 118        |
| <b>CAPÍTULO V.....</b>  | <b>119</b> |

|  |            |
|--|------------|
| <b>DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>                                  | <b>119</b> |
| 5.1. Comparación del periodo fundamental de vibración: .....         | 119        |
| 5.2. Comparación de los desplazamientos laterales: .....             | 119        |
| 5.2.1. En el eje X – X: .....  | 119        |
| 5.2.2. En el eje Y – Y: .....  | 120        |
| 5.3. Comparación de la cortante basal dinámica: .....                | 121        |
| 5.3.1. En el eje X – X: .....  | 121        |
| 5.3.2. En el eje Y – Y: .....  | 122        |
| 5.4. Comparación de las áreas de acero: .....                        | 123        |
| 5.4.1. Comparación del área de acero de la columna C1 - 25x35: ..... | 123        |
| 5.4.2. Comparación del área de acero de la columna C2 - 25x40: ..... | 124        |
| 5.4.3. Comparación del área de acero de la columna C3 - 15x40: ..... | 124        |
| <b>CONCLUSIONES.....</b>   | <b>125</b> |
| <b>RECOMENDACIONES.....</b>  | <b>126</b> |
| <b>BILIOGRAFIA .....</b>   | <b>127</b> |
| <b>ANEXOS .....</b>  | <b>129</b> |
| <b>Anexos 1: Matriz de Consistencia.....</b>                         | <b>130</b> |
| <b>Anexos 2: Matriz de operacionalización de variables.....</b>      | <b>132</b> |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 Modelos esfuerzo-deformación para el acero .....  | 33 |
| Figura 2 Modelos esfuerzo-deformación para el concreto no confinado .....                          | 34 |
| Figura 3 Modelos esfuerzo-deformación para el concreto confinado .....                             | 35 |
| Figura 4 Modelo inelástico de secciones y elementos. ....  | 36 |
| Figura 5 Modelo simplificado del diagrama de momento curvatura .....                               | 36 |
| Figura 6 Relación momento-curvatura y aproximación Bilineal. ....                                  | 50 |
| Figura 7 Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.....                 | 51 |
| Figura 8 Hipótesis de rigidez dependiente de la resistencia - curvatura de fluencia constante..... | 53 |
| Figura 9 Curvas momento-curvatura para columna rectangular para diferentes cuantías. ....          | 55 |
| Figura 10 Rigidez efectiva de columnas rectangulares .....   | 55 |
| Figura 11 Relación de fuerza cortante de diseño y desplazamiento.....                              | 58 |
| Figura 12 Diagrama de Flujo de Etabs.....  | 59 |
| Figura 13 Diagrama de Flujo de Xtract.....   | 60 |
| Figura 14 Ubicación provincial del proyecto.....   | 69 |
| Figura 15 Asentamiento humano Justicia, Paz y Vida.....  | 69 |
| Figura 16 Estructura 1° y 2° piso .....  | 72 |
| Figura 17 Estructura 3°, 4° y 5° piso .....  | 72 |
| Figura 18 Zonificación sísmica de la provincia de Huancayo .....                                   | 75 |
| Figura 19 Factor de ampliación sísmica.....  | 77 |
| Figura 20 Categoría de las edificaciones y factor de uso.....                                      | 78 |
| Figura 21 Coeficiente básico de reducción sísmica .....  | 79 |
| Figura 22 Irregularidades estructurales en altura” .....   | 80 |
| Figura 23 Irregularidades estructurales en planta .....  | 81 |
| Figura 24 Espectro Pseudo – Aceleraciones .....  | 82 |
| Figura 25 Datos del concreto .....   | 83 |
| Figura 26 Datos del acero .....  | 84 |
| Figura 27 Columnas C1 – 25x35cm.....   | 84 |
| Figura 28 Columnas C2 – 25x40cm.....   | 85 |
| Figura 29 Columnas C3 – 15x40cm.....   | 85 |
| Figura 30 Viga VP1 – 25x40cm.....  | 86 |
| Figura 31 Viga VP2 – 40x20cm.....  | 86 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 32 Viga VA1 – 25x40cm.....   | 87  |
| Figura 33 Viga VA2 – 15x40.....   | 87  |
| Figura 34 Viga VB – 15x20cm.....  | 88  |
| Figura 35 Viga VCH – 50x20cm.....   | 88  |
| Figura 36 Losa aligerada.....   | 89  |
| Figura 37 Losa de escalera.....   | 89  |
| Figura 38 Casos de carga estática.....  | 90  |
| Figura 39 Fuente masiva.....  | 91  |
| Figura 40 Brazo rígido.....   | 91  |
| Figura 41 Diafragma rígido en los cinco pisos de la estructura.....               | 92  |
| Figura 42 Carga muerta en los cinco pisos.....                                    | 93  |
| Figura 43 Carga viva en los cuatro primeros pisos.....                            | 93  |
| Figura 44 Carga viva en el quinto piso o techo.....                               | 94  |
| Figura 45 Espectro Pseudo – Aceleraciones en el software ETABS.....               | 94  |
| Figura 46 Carga sísmica en el eje X – X.....                                      | 95  |
| Figura 47 Carga sísmica en el eje Y – Y.....                                      | 95  |
| Figura 48 Restricción de desplazamientos en la base.....                          | 96  |
| Figura 49 Modos de vibración.....   | 96  |
| Figura 50 1° y 2° piso en el software ETABS.....                                  | 97  |
| Figura 51 3°, 4° y 5° piso en el software ETABS.....                              | 97  |
| Figura 52 Estructura en 3d en el software ETABS.....                              | 98  |
| Figura 53 Primera combinación de carga.....                                       | 102 |
| Figura 54 Segunda combinación de carga”.....                                      | 102 |
| Figura 55 Tercera combinación de carga.....                                       | 103 |
| Figura 56 Cuarta combinación de carga.....  | 103 |
| Figura 57 Quinta combinación de carga.....  | 103 |
| Figura 58 Sexta combinación de carga.....   | 104 |
| Figura 59 Códigos de rigidez efectiva en columnas según el ACI - 318.....         | 107 |
| Figura 60 Códigos de rigidez efectiva en vigas según el ACI - 318.....            | 107 |
| Figura 61 Códigos de rigidez efectiva en columnas según Paulay and Priestley..... | 113 |
| Figura 62 Códigos de rigidez efectiva en vigas según Paulay and Priestley.....    | 114 |

## ÍNDICE DE TABLA

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 1 Normas de algunos códigos. ....   | 42  |
| Tabla 2 Límites de las Derivas de Entrepisos en los códigos. ....   | 44  |
| Tabla 3 Límites de la Derivas de Entrepisos en los Códigos que limitan los desplazamientos<br>obtenidos con las fuerzas reducidas. .... | 44  |
| Tabla 4 Rigidez efectiva de elementos.....  | 47  |
| Tabla 5 Rigidez efectiva de elementos.....  | 48  |
| Tabla 6 Rigidez efectiva de elementos.....  | 48  |
| Tabla 7 Rigidez efectiva de elementos.....  | 49  |
| Tabla 8 Curvatura de fluencia. ....   | 53  |
| Tabla 9 Curvaturas de fluencias y rigidez efectivas para diferentes cuantías de refuerzo. ....  | 56  |
| Tabla 10 Operacionalización de la variable independiente.....   | 64  |
| Tabla 11 Elementos estructurales del proyecto.....  | 71  |
| Tabla 12 Factores de zona.....  | 75  |
| Tabla 13 Clasificación de los perfiles de suelo .....   | 76  |
| Tabla 14 Factor de suelo (S) .....  | 76  |
| Tabla 15 Periodos $T_p$ y $T_L$ .....   | 77  |
| Tabla 16 Peso de la estructura sin rigidez efectiva .....   | 98  |
| Tabla 17 Modos y periodo fundamental de vibración sin rigidez efectiva .....  | 99  |
| Tabla 18 Desplazamientos inelásticos en el eje X – X sin rigidez efectiva .....   | 100 |
| Tabla 19 Desplazamientos inelásticos en el eje Y – Y sin rigidez efectiva .....   | 100 |
| Tabla 20 Cortante basal dinámica en el eje X – X sin rigidez efectiva.....  | 101 |
| Tabla 21 Cortante basal dinámica en el eje Y – Y sin rigidez efectiva.....  | 101 |
| Tabla 22 Acero de acero en la columna C1 – 25x35cm sin rigidez efectiva .....   | 104 |
| Tabla 23 Acero de acero en la columna C2 – 25x40cm sin rigidez efectiva .....   | 104 |
| Tabla 24 Acero de acero en la columna C3 – 15x40cm sin rigidez efectiva .....   | 105 |
| Tabla 25 Rigidez efectiva para elementos estructurales .....  | 105 |
| Tabla 26 Códigos de rigidez efectiva según el ACI - 318 .....   | 106 |
| Tabla 27 Modos y periodo fundamental de vibración con rigidez efectiva según el ACI - 318.....  | 108 |
| Tabla 28 Desplazamientos inelásticos en el eje X – X con rigidez efectiva según el ACI - 318.....                                       | 109 |
| Tabla 29 Desplazamientos inelásticos en el eje Y – Y con rigidez efectiva según el ACI - 318.....                                       | 109 |
| Tabla 30 Cortante basal dinámica en el eje X – X con rigidez efectiva según el ACI - 318 .....  | 110 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 31 Cortante basal dinámica en el eje Y – Y con rigidez efectiva según el ACI – 318.....                                      | 110 |
| Tabla 32 Acero de acero en la columna C1 – 25x35cm con rigidez efectiva según el ACI - 318...                                      | 111 |
| Tabla 33 Acero de acero en la columna C2 – 25x40cm con rigidez efectiva según el ACI - 318...                                      | 111 |
| Tabla 34 Acero de acero en la columna C2 – 15x40cm con rigidez efectiva según el ACI - 318...                                      | 111 |
| Tabla 35 Rigidez efectiva según el tipo de elemento estructural .....  | 112 |
| Tabla 36 Códigos de rigidez efectiva según Paulay y Priestley.....   | 113 |
| Tabla 37 Modos y periodo fundamental de vibración con rigidez efectiva según Paulay and Priestley.....                             | 114 |
| Tabla 38 Desplazamientos inelásticos en el eje X – X con rigidez efectiva según Paulay and Priestley.....                          | 115 |
| Tabla 39 Desplazamientos inelásticos en el eje Y – Y con rigidez efectiva según Paulay and Priestley.....                          | 116 |
| Tabla 40 Cortante basal dinámica en el eje X – X con rigidez efectiva según Paulay and Priestley .....                             | 116 |
| Tabla 41 Cortante basal dinámica en el eje Y – Y con rigidez efectiva según Paulay and Priestley .....                             | 117 |
| Tabla 42 Acero de acero en la columna C1 – 25x35cm con rigidez efectiva según Paulay and Priestley.....                            | 117 |
| Tabla 43 Acero de acero en la columna C2 – 25x40cm con rigidez efectiva según Paulay and Priestley.....                            | 118 |
| Tabla 44 Acero de acero en la columna C2 – 15x40cm con rigidez efectiva según Paulay and Priestley.....                            | 118 |
| Tabla 45 Comparación del periodo fundamental de vibración .....  | 119 |
| Tabla 46 Comparación de los desplazamientos laterales en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318 .....        | 120 |
| Tabla 47 Comparación de los desplazamientos laterales en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley..... | 120 |
| Tabla 48 Comparación de los desplazamientos laterales en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318 .....        | 121 |
| Tabla 49 Comparación de los desplazamientos laterales en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley..... | 121 |
| Tabla 50 Comparación de la cortante basal dinámica en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318 .....           | 122 |



|  |     |
|--|-----|
| Tabla 51 Comparación de la cortante basal dinámica en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley ..... | 122 |
| Tabla 52 Comparación de la cortante basal dinámica en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318 .....         | 122 |
| Tabla 53 Comparación de la cortante basal dinámica en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley ..... | 123 |
| Tabla 54 Comparación del área de acero de las columnas C1 – 25x35cm .....  | 123 |
| Tabla 55 Comparación del área de acero de las columnas C2 – 25x40cm .....  | 124 |
| Tabla 56 Comparación del área de acero de las columnas C3 – 15x40cm .....  | 124 |

## RESUMEN

Esta investigación tuvo como problema general: ¿De que manera influye la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?, de donde se definió el objetivo general: Determinar la influencia de la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo., así mismo se planteó la siguiente hipótesis general: La rigidez efectiva influye en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo., Con respecto a la metodología se utilizó el método científico, tipo de investigación aplicada nivel de investigación es descriptivo correlacional y su diseño de investigación no experimental, en lo concerniente a la población está representada por los puestos de salud del distrito de Pangoa, catalogadas como Edificaciones esenciales en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y de la misma manera para la muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona el puesto de salud de Mazarónquiari por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, con todo esto llegamos a la conclusión general: Se determinó la influencia de la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto, que los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley incrementan los periodos de vibración y los desplazamientos laterales en los sentidos X – X e Y – Y ocasionando que la estructura se vuelva flexible y vulnerable a los eventos sísmicos, pero disminuyen las cortantes basales dinámicas en 28.42% y 34.11% respectivamente en el primer piso, lo cual reduce las áreas de acero en los tres tipos de columnas.

**Palabras clave:** comportamiento estructural, rigidez efectiva.

## ABSTRACT

This research had as a general problem: How does effective stiffness influence the structural behavior of a multifamily house in the city of Huancayo? From which the general objective was defined: To determine the influence of effective stiffness on the structural behavior of A multifamily house in the city of Huancayo., Likewise, the following general hypothesis was raised: The effective rigidity influences the structural behavior of a multifamily house in the city of Huancayo., Regarding the methodology, the scientific method was used, type of applied research research level is descriptive correlational and its non-experimental research design, as regards the population is represented by the health posts of the Pangoa district, cataloged as essential buildings in standard E.030 of the National Building Regulations and in the same way for the sample it is for non-probabilistic convenience, and to which the Mazaronquiari health post is selected for having access to information and being designed with the current E.030 of the National Building Regulations, with all this we reached the general conclusion: The influence of effective rigidity on the structural behavior of the multifamily house of the Ramos Soto family, that the ACI - 318 and Paulay and Priestley codes increase the vibration periods and the lateral displacements in the X - X and Y - Y directions, causing the structure to become flexible and vulnerable to seismic events, but the dynamic basal shear decreases by 28.42% and 34.11% respectively in the first floor, which reduces the steel areas in the three types of columns.

**Keywords:** structural behavior, effective stiffness.

## INTRODUCCIÓN

El Perú se localiza cerca del borde occidental de América del Sur, el cual se caracteriza por ser una de las zonas sísmicas más activas del mundo (Hammer, Zavala Toledo, & Sánchez Recuay, 2001). La actividad sísmica de esta zona está ligada con la interacción de la placa tectónica Sudamericana y la de Nazca, y los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la interacción y la morfología alcanzada por el aparato andino. (Castillos Aedos & Alva Hurtados, 1994).

Según estimaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (M.V.C.S.), cerca del 65% de las viviendas que se construyen en el país son informales, es decir, que son edificadas por el propietario con la ayuda o por medio de un maestro de obra. Sin embargo, ojalá fuera incluso así, porque frecuentemente son oficiales o ayudantes, que les siguen en rango a los maestros de obra, los encargados de las construcciones. Como resultado, se tienen viviendas vulnerables frente a sismos con riesgos muy altos o altos para cientos de miles de familias. (Kuroiwha Horiuchhi, 2016).

En esta investigación se realizará el análisis sísmico de una vivienda multifamiliar considerando y sin considerar la rigidez efectiva con la finalidad de comprobar el comportamiento estructural en ambos casos y determinar su influencia en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo y por eso el de profundizar en el estudio de la influencia de la reducción de rigidez debido al agrietamiento en los análisis sísmicos y sus resultados. Para ello, la presente investigación que busca ubicar una influencia de la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de huancayo, y para un mejor comprensión de lo que se tiene realizar esta investigación se divide en cinco capítulos, los mismos que están desarrollados de la siguiente manera:

- **En el Capítulo I:** Este capítulo enfocado en el planteamiento de los problemas; así como la definición de los objetivos, las justificaciones necesarias que fundamenten esta investigación basándose en una delimitación del alcance de la tesis.
- **En el Capítulo II:** Este capítulo estuvo desarrollado en lo concerniente al aspecto teórico en el que se basa esta investigación y tomarán en cuenta investigaciones

nacionales e internacionales, y también la teórica referida a las variables a estudiar así como definiciones puntuales de las mismas que sirven como sustento a lo que se quiere demostrar en la investigación actual, para posteriormente llegar a proponer las correspondientes hipótesis, también se definirán las variables su operacionalización conceptual y teórica.

- **En el Capítulo III:** Este capítulo estuvo comprendido la metodología donde se plantea en base al método de la investigación, tipo, nivel y diseño de la presente investigación, así mismo se definió de la población y muestra así también se utilizaron técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos, durante el desarrollo de la tesis.
- **En el Capítulo IV:** Este capítulo se exponen los resultados de la investigación bajo los parámetros que establece la normativa actual peruana, los mismos que sirven para el desarrollo de la tesis presente.
- **En el Capítulo V:** Este capítulo estuvo basada en la discusión de los resultados que se obtuvieron en el capítulo anterior y poner en duda con los resultados de investigaciones similares que se propusieron en el capítulo 2, para finalmente llegar a las conclusiones y recomendaciones de esta presente tesis.

**El Autor (a)**

## **CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**

### **1.1. Planteamiento del problema de investigación**

El Perú es un país con inminente actividad sísmica, siendo éste uno de los países ubicados en el cinturón de fuego del Océano Pacífico, zona de grandes actividades sísmicas empezando por el Sur de Chile, pasando por el Perú, Ecuador, Colombia, Panamá, El Salvador, México, E.E.U.U. Alaska, Japón, Taiwán, hasta el borde Este de Australia, en donde la Tierra libera el 80 - 85% de su energía en forma de terremotos y erupciones volcánicas, siendo importante mencionar los sismos importantes ocurridos desde el año 2000 en nuestro país:

- 23 de junio del 2001, Sur del Perú (Epicentro: Frente a las costas del departamento de Arequipa), con magnitud en la escala de Richter de 8.4 grados; 240 muertos; 2400 heridos; 460,000 damnificados.
  
- 25 de septiembre del 2005, Norte y parte del Centro del Perú (Epicentro: Moyobamba, región de San Martín), con magnitud en la escala de Richter de 7.5 grados; 10 muertos; 164 heridos; 12,600 damnificados.
  
- 15 de agosto del 2007, Pisco e Ica (Epicentro: Océano Pacífico, a 40 km al Oeste de Chincha Alta, departamento de Ica), con magnitud en la escala de Richter de 7.9 grados; 519 muertos; 2,000 heridos; 340,000 damnificados.

Siendo éste el panorama, el Perú basándose en la Norma Peruana Técnica E.030 para el Diseño Sismorresistente, considera parámetros para el buen comportamiento sísmico de las edificaciones, considerando un parámetro de deriva de 0.007 para Estructuras de Concreto Armado, sin embargo considerando todos los parámetros mencionados en el N.P.T. E.0.3.0. para el análisis tomando un modelo elástico para las sollicitaciones sísmicas, dicho análisis considera una sección bruta, lo que la Norma Peruana Técnica E.0.6.0. para el Diseño en Concreto Armado considera a las

secciones con un factor de reducción según recomendaciones tomadas del A.C.I. de 0.352 g. para Vigas y 0.702 g. para Columnas, dicho factor de reducción fue tomado debido a la incertidumbre existente en las estructuras de concreto armado para conocer el porcentaje de grietas causadas por el proceso constructivo tanto en el encofrado, el concreto en el caso específico de la Ciudad de Huancayo caracterizada por ser mezclado en Obra con pocos controles de calidad, y casos particulares de defectos constructivos, que en nuestras ciudades se cometen por faltas de capacitaciones y la ignorancias colectivas.

## **1.2. Formulación y sistematización del problema**

### **1.2.1. Problema general:**

¿De que manera influye la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?

### **1.2.2. Problemas específicos:**

- a) ¿Como indentificar el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?
- b) ¿Como identificar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?
- c) ¿Como identificar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?

## **1.3. Delimitación**

### **1.3.1. Delimitación espacial:**

La delimitación espacial corresponde a:

- Departamento: Junín

- Provincia: Huancayo
- Distrito: El Tambo
- Lugar: Justicia, paz y vida..

#### 1.3.2. **Delimitación temporal:**

La presente investigación se realizará entre el mes de octubre de 2021 y marzo de 2022.

#### 1.3.3. **Delimitación económica:**

La presente investigación se realizó con los gastos propios del investigador, que asiendo a s/. 9,700.00 soles.

### **1.4. Justificación**

#### 1.4.1. **Social:**

Considerar la rigidez efectiva en el análisis sísmico de una edificación nos brindará una mejor estimación del comportamiento de las estructuras de concreto armado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en las vigas o en eventos sísmicos de menor intensidad al nivel del sismo de diseño, la rigidez no agrietada nunca será totalmente recuperada durante, o después de la respuesta sísmica, y así no es una estimación útil de la rigidez efectiva.

Por lo expuesto se justifica el desarrollo de la presente investigación siendo el aporte más significativo la adaptación de la influencia de la rigidez efectiva en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo

#### 1.4.2. **Científica:**

Los datos compilados y procesados servirán de sustento para esta y otras investigaciones similares, ya que engrandecen el marco teórico y/o cuerpo de conocimientos que existe sobre el tema en mención, referido a la rigidez efectiva y su efecto o influencia en el comportamiento estructural de una edificación.



### **1.4.3. Metodología**

La elaboración y aplicación de los datos para cada una de las evaluaciones de las competencias sustentada y parametrizada en la normatividad actual del peru, la misma que esta sustentada en diversos métodos científicos, situaciones que pueden ser investigadas por la ciencia, una vez que sean demostrados para establecer la validez y confiabilidad que podrán ser utilizados en otros trabajos de investigación cuantitativa.

## **1.5. Objetivos**

### **1.5.1. Objetivo general**

Determinar la influencia de la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

### **1.5.2. Objetivos específicos**

- a) Determinar el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.
- b) Determinar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.
- c) Determinar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

## CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

### 2.1.1. Antecedentes

### 2.1.2. Antecedentes internacionales

- a) **Samudio y Martins (2001)** realizaron la investigación “SEISMIC DESIGNO F REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS” en la UNIVERSIDAD DE LONDRES, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. En la investigación realizan estudios experimentales enfocados a determinar las causas del agrietamiento de los elementos estructurales debido a cargas de servicio, y operatividad de las estructuras, donde se dan rangos de valores para vigas rectangulares, formas T y L, y para columnas dependiendo de la carga axial en compresión y/o tensión, considerando que la carga axial para los elementos afecta la reducción en rigidez asignada, donde una aproximación para las fuerzas axiales sísmicas sobre las columnas exteriores se requiere para estimar posibles fuerzas de tracción a estas columnas, cabe mencionar que todos estos factores son considerados como independientes de la resistencia de la sección porque no toman en cuenta la cuantía de refuerzo; y algunos códigos no toman en cuenta la carga axial.
- b) **Priestley, (2003)** realizó la publicación “MYTHS AND FALLACIES IN EARTHQUAKE ENGINEERING, REVISITED” en la UNIVERSIDAD DE LONDRES, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. realizan estudios experimentales y cálculos analíticos detallados donde la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Para ello el investigador lleva un estudio analítico en columnas rectangulares con influencia de carga axial y refuerzo, encontrando relaciones momento-curvatura. Así también estudios en vigas T y rectangulares con resultados de relaciones de rigidez efectiva, los cuales

menciona como parámetros para encontrar curvatura de fluencia en función de las propiedades geométricas del elemento. Llegando el resultado final de estas conclusiones es que no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerza debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.

- c) **Silva, (2015)** realizó la investigación “INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ EFECTIVA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 12 PISOS – SISTEMA DUAL” en la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. “El objetivo de este trabajo es demostrar la necesidad de considerar una metodología para incluir el agrietamiento de los elementos de concreto armado y como éstos influyen en el análisis y diseño aplicado a una edificación de Sistema Dual tipo 1 de 12 pisos, la misma que se analiza y diseña de forma tradicional y posteriormente se aplican factores de rigidez efectiva en función a los factores de reducción de inercia propuestos por los códigos de Nueva Zelanda” (N.Z.S. 3.1.0.1., 1.9.9.5.), A.C.I. 3.1.8.-1.1. (American Concrete Institute, 2011 ), F.E.M.A. 3.5.6. (A.S.C.E, 2.0.0.0.), y los “estudios realizados por Paulay y Priestley (Paulay y Prietsley, 1992), Priestley (Priestley, 2003). Los resultados muestran que con la reducción de inercia, la deriva y el periodo aumentan significativamente y las fuerzas internas se reducen. Para los valores de reducción establecidos en la Norma de Concreto”, el periodo y la deriva aumentan por factores de 1.50 y la “fuerza cortante se reduce por un factor de 0.70. Cuando la inercia de columnas y vigas se reduce en simultáneo en el rango de 1 a 0.35 y de 1 a 0.18 respectivamente, el periodo y la deriva llegan a duplicarse y la fuerza cortante varía hasta” reducirse por 0.71.

- d) **Samudio y Martins (2001)** realizaron la investigación “SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS” en la UNIVERSIDAD DE LONDRES, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. En la investigación realizan estudios experimentales enfocados a determinar las causas del agrietamiento de los elementos estructurales debido a cargas de servicio, y operatividad de las estructuras, donde se dan rangos de valores para vigas rectangulares, formas T y L, y para columnas dependiendo de la carga axial en compresión y/o tensión, considerando que la carga axial para los elementos afecta la reducción en rigidez asignada, donde una aproximación para las fuerzas axiales sísmicas sobre las columnas exteriores se requiere para estimar posibles fuerzas de tracción a estas columnas, cabe mencionar que todos estos factores son considerados como independientes de la resistencia de la sección porque no toman en cuenta la cuantía de refuerzo; y algunos códigos no toman en cuenta la carga axial.
- e) **Priestley, (2003)** realizó la publicación “MYTHS AND FALLACIES IN EARTHQUAKE ENGINEERING, REVISITED” en la UNIVERSIDAD DE LONDRES, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. Realizan estudios experimentales y cálculos analíticos detallados donde la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Para ello el investigador lleva un estudio analítico en columnas rectangulares con influencia de carga axial y refuerzo, encontrando relaciones momento-curvatura. Así también estudios en vigas T y rectangulares con resultados de relaciones de rigidez efectiva, los cuales menciona como parámetros para encontrar curvatura de fluencia en función de las propiedades geométricas del elemento. Llegando al resultado final de estas conclusiones es que no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan

sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerza debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.

### 2.1.3. Antecedentes nacionales

a) **Burgos, (2007)** realizó la investigación “DISEÑO POR CAPACIDAD EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO PARA SER INCORPORADA A LA NORMA PERUANA E.060 COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO” en la UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA, con la finalidad de obtener el grado de maestro en ciencias con mención en ingeniería estructural. Esta investigación considera la rigidez efectiva en los elementos de concreto armado realizando modelos comparativos de una edificación de dos niveles de sistema pórtico, el enfoque trata de encontrar un equilibrio entre exactitud y simplicidad en función a los resultados de la respuesta a nivel análisis de la estructura. Llegando entre otras a la siguiente conclusión: que está claro indicar que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico de una edificación; y así, obtener distorsiones máximas, en el rango no lineal, más próximas a la realidad, puesto que éstas se obtienen a partir de un análisis lineal elástico. Por consiguiente, se puede decir que existe un balance entre exactitud y simplicidad cuando se usan los factores de reducción sin consideración de la resistencia.

b) **Pique y Burgos, (2008)** realizaron la investigación “RIGIDEZ EFECTIVA EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO” en la UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. El estudio está basado en las recopilaciones de la Tesis de Burgos, pero enfocada a la comunidad internacional, llegando entre

otras a la siguiente conclusión: observar que la distorsión de entrepiso de los análisis no lineales es mayor a la obtenida de un análisis lineal considerando la sección no agrietada y menor a la obtenida de un análisis lineal considerando el agrietamiento, se puede indicar la necesidad de considerar la rigidez efectiva de los elementos en el análisis lineal.

c) **Andrade, (2004)** realizo la investigación “CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE” en la UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, con la finalidad de optar el titulo profesional de ingeniero civil. La investigación considera un estudio comparativo de los códigos sísmicos en el mundo aplicados en un Edificio de 5 niveles, el enfoque trata de encontrar las demandas de rigidez establecidas en algunos de los principales códigos de diseño sismorresistente del mundo , desde el punto de vista de control de deriva para ello utiliza los códigos vigentes de Perú (E.0.3.0, 2.0.0.9.), Chile (Norma NCh 433, 1.9.9.6.), Colombia (N.S.R.-9.8., 1.9.9.8.), México (N.T.C.D.S.-9.6., 1997; M.O.C.- 93, 1.9.9.3.), T.U.R.Q.U.ÍA. (S.S.B.D.A, 1998) y E.E.U.U. (U.B.C., 1997; I.B.C., 1998). Llegando entre otras a la siguiente conclusión: que los procedimientos y límites para el cálculo y control de la deriva, están sustentados en la experiencia de los profesionales de cada país, más que en trabajos analíticos y experimentales. Sin embargo, cada vez son mayores los trabajos de investigación que cuestionan este proceder y los resultados de algunos códigos.

d) **Colqui, (2018)** realizo la investigación “INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA INTEGRADA PUERTO YURINAKI, DISTRITO DE PERENE, PROVINCIA DE CHANCHAMAYO, REGIÓN JUNÍN” en la UNIVERSIDAD CONTINENTAL, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. Se desarrolló un modelo pseudotridimensional utilizando el programa E.T.A.B.S 2.0.1.6. para realizar el análisis lineal dinámico. En dicho modelo, la losa del primer nivel fue representada

por diafragma rígido y para la losa del segundo nivel como un diafragma flexible debido a que esta es inclinada. Para lo cual se encontró una alta influencia en los desplazamientos y por consiguientes en las derivas de la estructura obteniendo que el comportamiento de la estructura para un espectro de diseño del 3%, 5% y del 7%, la deriva entre piso para un amortiguamiento de 3% incrementa en 11.8% con respecto al amortiguamiento normalizado de 5% y para un amortiguamiento de 7% disminuye en un 8.7%. Además de esto se concluye que para estructuras de pórticos se debe usar un amortiguamiento de 5% y para estructuras de albañilería estructural un amortiguamiento de 3%.

e) **Soto, (2020)** realizó la investigación “ANÁLISIS SÍSMICO AL UTILIZAR 2% Y 5% DEL AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL COLEGIO ESTATAL DE OXAMARCA, PROVINCIA DE CELENDÍN - CAJAMARCA 2020” en la UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE, con la finalidad de optar el título profesional de ingeniero civil. La presente investigación tuvo como propósito comparar el análisis sísmico que tiene como indicadores a las respuestas de la estructura y fuerzas internas de una institución educativa, al utilizar 2% del amortiguamiento estructural respecto al 5% , para ello se tomó como muestra a todos los módulos del Colegio Estatal de Oxamarca (módulo 1, módulo 2A, módulo 2B y módulo 3), ubicados en la provincia de Celendín-Cajamarca. De esta manera, se realizó el modelamiento sísmico estático y dinámico de todos los módulos del colegio, en la dirección “X” (sistema de pórticos) y “Y” (sistema de albañilería), empleando como factor de amortiguamiento el 2% y 5%; para luego comparar las respuestas de la estructura (desplazamientos, derivas, periodos de vibración y cortante basal) y las fuerzas internas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momento flector). El modelamiento sísmico se efectuó usando la información de los planos estructurales del colegio, de las normativas vigentes del R.N.E. y con las ayudas de los programas computacionales E.T.A.B.S. V.1.6.2.1. Los resultados evidenciaron que todos los módulos cumplieron con la deriva máxima indicada por la norma E.-.0.3.0., pero el módulo 2.B. y 3 es el que presentó mayor porcentaje de aumento en las derivas, siendo este de 22.79% para la dirección “X”

(módulo 2B) y de 30.95% para “Y” (módulo 3). Asimismo, el módulo 2A es el que tuvo mayor porcentaje de aumento en las fuerzas axiales, siendo el aumento de 22.83% para “X” y de 22.77% para “Y”. Por lo tanto, se concluye que la hipótesis planteada no se cumplió ya que el análisis sísmico representado por las respuestas de la estructura y fuerzas internas sí varía al utilizar 2% del amortiguamiento respecto al 5%, pero con una variación entre 15% y 32% para las respuestas de la estructura, y entre 6% y 24% para las fuerzas internas.

## **2.2. Marco conceptual**

### **2.2.1. Diagramas de momentos curvaturas de un modelo teórico:**

#### **2.2.1.1. Modelos de comportamientos del concreto armado:**

##### **➤ Modelos esfuerzo deformación -Acero:**

El acero de refuerzo tiene una curva de esfuerzo – deformación caracterizada por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de  $2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>. El esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero” (contenido de carbono) y del proceso “químico al que éste haya sido sometido. Para lograr obtener una representación más sencilla *de* las propiedades inelásticas del acero, las curvas  $f_s$  vs.  $\epsilon_s$  se simplifican usando alguno de los siguientes modelos:

- **Modelos Elastoplásticos Perfectos**, Es el modelo bilineal más sencillo y conservador. Dada su simplicidad se emplea en el diseño, pero su uso no es muy frecuente para el estudio del comportamiento inelástico por ignorar el endurecimiento característico del acero.
- **Modelos Elastoplásticos**, con endurecimiento curvo (curva completa), En este modelo el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola. Si bien este modelo es el que mejor



representa el comportamiento del acero, no es de uso frecuente en modelos no lineales debido a su complejidad .

- **Modelos Trilineales**, Se emplea para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia .

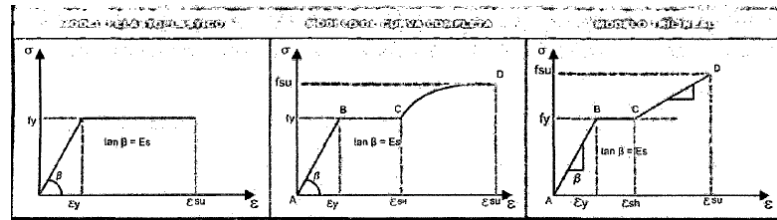


Figura 1 Modelos esfuerzo-deformación para el acero  
Fuente: Ottazzi Pasino, 2009.

#### 2.2.1.2. Modelos esfuerzo deformación – Concretos:

Diversos modelos se han desarrollado para representar la curva esfuerzo deformación del concreto, esto debido a la necesidad de tomar en cuenta varios factores, como son las variaciones geométricas de las secciones transversales de los elementos, la calidad de los materiales, duración de la carga y confinamiento. A continuación, se presentan algunos modelos conocidos:

##### ➤ **Concreto No Confinado:**

Los modelos de concreto no confinado que describiremos a continuación son muy empleados para el diseño de elementos estructurales.

- **Modelos de W.H.I.T.N.E.Y.:** Reemplazó la forma del bloque de tensiones real por un bloque de compresiones rectangular .
- **Modelo de H.O.G.N.E.S.T.A.D:** Se compone por un tramo parabólico que adopta el valor  $\epsilon_a = 1.8 f'c / E_c$  (punto B) en el esfuerzo máximo del concreto, desde ese punto nace un tramo lineal que se extiende hasta el punto de mayor deformación unitaria correspondiéndole un esfuerzo de  $0.85 f'c$  (punto C).

Este modelo es de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado.

- **Modelo del C.E.B. (Parábola - Rectángulo):** Consiste en una parábola seguida por una recta, donde la resistencia del concreto de la estructura real está dada por  $0.85 f'_c$  y su correspondiente deformación  $\epsilon_s = 0.002$ , luego y “bajo un esfuerzo constante, la deformación del concreto seguirá aumentando hasta llegar a su máximo valor  $\epsilon_{c,u} = 0.0034$ .”

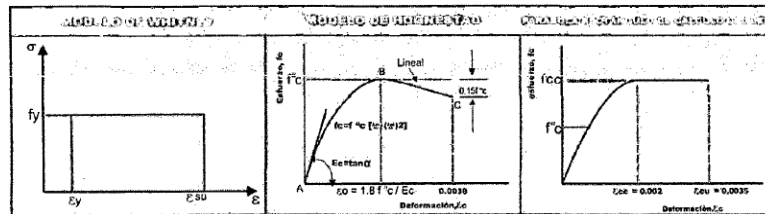


Figura 2 Modelo esfuerzo-deformaciones para el concreto no confinado  
Fuente: Ottazi Passino, 2009.

➤ **Concretos Confinados:**

Los modelos para el concreto confinado son usados para determinar la capacidad última de los elementos, esto debido a que el confinamiento le provee de un aumento de resistencia debido a los esfuerzos de compresión triaxial.

- **Modelo de K.E.N.T. y P.A.R.K.:** Este modelo de falla del concreto armado considera a una sección confinada mediante estribos o espirales. De esta manera el apoyo en el acero de refuerzo transversal ayuda a obtener un material dúctil cuando existen deformaciones excesivas. El perfil de la curva de esfuerzo deformación para el concreto confinado depende principalmente de la relación volumétrica del acero transversal, del volumen del núcleo confinado de concreto, de la resistencia del acero utilizado, del espaciamiento del refuerzo transversal y de la resistencia del concreto.
- **Modelo de Mander:** Es el modelo que se ha utilizado en el presente trabajo y es el más usado en el análisis sísmico de edificaciones, pues es aplicable a

elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento .

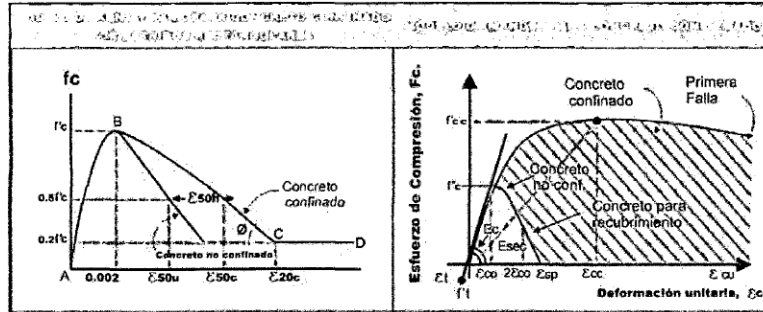


Figura 3 Modelos esfuerzos-deformaciones para el concreto confinado  
Fuente: Ottazzi Pasino, 2009.

### 2.2.1.3. Momento curvatura:

Este caso se refiere a un elemento estructural de concreto reforzado sometido a la acción de un momento flector. En el eje de las ordenadas se aprecia el momento flector  $M$  mientras que en las abscisas se aprecia la curvatura  $\langle p \rangle$  resultante. Este es el llamado diagrama Momento -Curvatura ( $M-\langle p \rangle$ ) que desempeña un importante papel en la definición de la ductilidad. Si no hay refuerzo longitudinal, el comportamiento es frágil; ante un pequeño valor de momento flector el elemento estructural se rompe. Si hay refuerzo, el comportamiento estructural depende de la cantidad de refuerzo, del valor de  $f_e$ , del límite de fluencia del acero de refuerzo.

En la gráfica siguiente se aprecia que, al inicio para pequeños valores de momento flector, la relación  $M-\theta$  es sensiblemente lineal; a mayores valores de momento, se comienza a presentar no linealidad. Cuando el acero llega a su límite de fluencia, hay un quiebre brusco de la pendiente. Por las razones mencionadas, es usual idealizar la relación  $M-\theta$  como un proceso bilineal. Se aprecia en la figura un valor de curvatura de fluencia  $\theta_y$  y un valor último de la curvatura  $\theta_u$ . En cuanto mayor sea  $\theta_u$ , mayor la energía bajo la curva, por lo tanto, mayor la capacidad de disiparla.

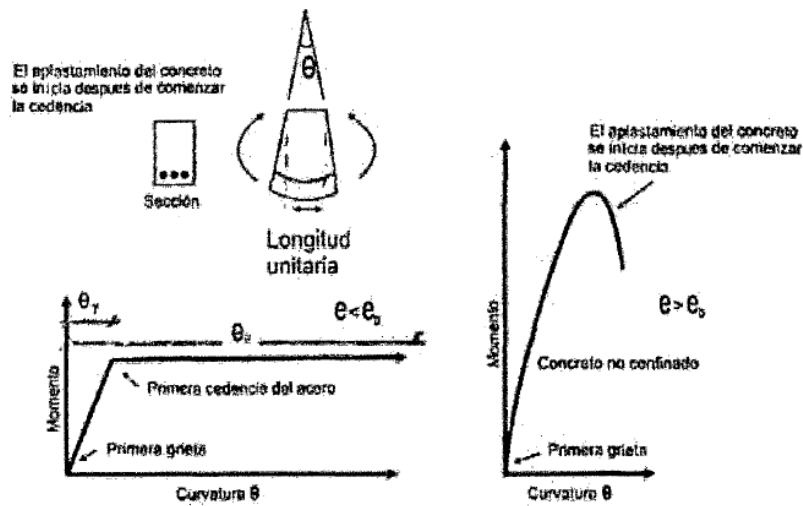


Figura 4 Modelos inelásticos de secciones y elementos.  
Fuente: Ottazzi Pasino, 2008.

Diagrama Simplificado, diagrama idealizado por la unión de trazos rectos entre los puntos notables del diagrama momento curvatura, de donde se obtiene la capacidad de rotación inelástica de los elementos.

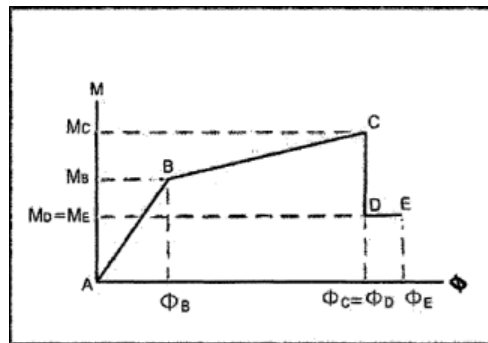


Figura 5 Modelos simplificados de los diagramas de momentos curvatura  
Fuente: Ottazzi Pasino, 2008.

### 2.2.2. Agrietamientos de los elementos de concreto armado:

El concreto presenta baja resistencia a la tracción, por esta causa es muy frecuente el agrietamiento en elementos como vigas o losas, así también pueden sufrir deformaciones a causa de los cambios volumétricos restringidos (creep, retracción, cambios de temperatura) (Ottazzi Pasino, 2009).

La importancia del agrietamiento en las estructuras de concreto armado puede clasificarse de acuerdo a las siguientes cuatro categorías :

- Grietas que afectan la integridad estructural de los elementos .
- Grietas que pueden conducir, en el tiempo, a problemas de durabilidad de la estructura .
- Grietas que pueden conducir a un mal comportamiento de la estructura bajo cargas de servicio. Por ejemplo, filtraciones en estructuras que retienen líquidos, daños en los acabados, pérdida de aislamiento acústico, etc .
- Grietas que estéticamente son inaceptables .

#### 2.2.2.1. **Causa de los agrietamientos:**

“A continuación, se señalan algunas de las variables que tiene mayor influencia en el agrietamiento por flexión de los elementos de concreto armado” (Ottazzi Pasino, 2009).

- El uso de refuerzo liso o corrugado que influye fuertemente en la adherencia entre el acero y el concreto. El ancho de grietas es mayor con refuerzo liso. Hoy en día casi todo el refuerzo que utilizamos es corrugado, e'n consecuencia este ya no es un factor importante .
- El espesor del recubrimiento. A mayor espesor de recubrimiento es de esperarse un mayor ancho de grieta. Una mala práctica de diseño es la de intentar reducir el ancho de grietas disminuyendo el espesor del recubrimiento. El espesor del recubrimiento debe ser compatible con las condiciones ambientales o de exposición del elemento para así proporcionar una protección adecuada al refuerzo de acero .
- El esfuerzo en el acero de tracción por flexión. Tal vez esta es la variable más importante ya que a mayor esfuerzo en el acero de tracción por flexión (bajo cargas de servicio) mayor será el ancho de las grietas. Esto se debe a la mayor deformación en el acero que a su vez origina una mayor deformación en el concreto circundante .
- La distribución del acero de refuerzo en la zona de tracción. Es mejor utilizar varias barras de menor diámetro con poco espaciamiento que pocas de gran

diámetro muy espaciadas. El ancho de grieta disminuye cuanto mejor distribuido se encuentre el acero de refuerzo en la zona de tracción.

#### 2.2.2.2. **Tipos de agrietamientos:**

Principales tipos de agrietamiento que pueden producirse en el concreto (Ottazzi Pasino, 2009).

- **Grietas por esfuerzos de tracción directa:** Bajo esta sollicitación los elementos se agrietan a través de toda su sección, con un espaciamiento entre grietas comprendido entre 0.75 a 2 veces la menor dimensión de la sección transversal. En el caso de elementos de sección gruesa con refuerzo solamente en las caras, se desarrollan pequeñas fisuras en la superficie que alcanzan el refuerzo. Algunas de estas fisuras se unen en el centro del elemento (fisuras B), como resultado las fisuras que se unen tienen un mayor ancho que las superficiales.
- **Grietas por esfuerzos de tracción por flexión:** Los elementos que soportan momentos flectores desarrollan grietas en la zona de tracción. Algunas de estas fisuras verticales progresan casi hasta el eje neutro de la sección. En vigas de mucho peralte (peralte mayor que 1 m aproximadamente) como se explicó en la sección 5.1, las fisuras al nivel del refuerzo principal de flexión suelen tener poco espaciamiento. Algunas de estas fisuras progresan hacia el alma de la viga hasta llegar casi al eje neutro y podría suceder que estas fisuras (B en la figura) presenten un ancho mayor que las fisuras A. Por este motivo la Norma obliga a colocar refuerzo distribuido en el alma, adicional al refuerzo principal por flexión.
- **Grietas de flexión - cortante y de cortante en el alma:** Se les reconoce por ser inclinadas, muchas de ellas se inician por flexión y luego se inclinan hasta alcanzar, en algunos casos, la zona comprimida de la viga. Las fisuras por

cortante en el alma se suelen producir en vigas con patines generosos en tracción y compresión y con almas relativamente delgadas.

- **Grietas de torsión:** Las fisuras originadas por la torsión pura tienden a formar una espiral alrededor del elemento. Sin en el elemento, como suele ocurrir en la mayoría de los casos, además de la torsión existe flexión y cortante, las fisuras tienden a ser pronunciadas en la cara donde se suman los esfuerzos cortantes producidos por la torsión y el cortante y menos pronunciadas o ausentes, en la cara opuesta donde los cortantes se contrarrestan.
  
- **Grietas de adherencia entre el concreto y el acero:** Se suelen formar a lo largo del acero de refuerzo como producto de recubrimientos insuficientes o de esfuerzos de adherencia elevados. La grieta es paralela al refuerzo (splitting).
  
- **Grietas por corrosión en el acero:** El óxido ocupa varias veces el volumen del metal a partir del cual se formó, en consecuencia, las barras corroídas generan presiones radiales que empujan el concreto que las circunda, este empuje puede conducir a la pérdida del recubrimiento. Las grietas por corrosión suelen ser paralelas al refuerzo y similares a las grietas de adherencia (splitting). simplemente, cuando el estado de corrosión es avanzado, las fisuras vienen acompañadas de manchas en la superficie del concreto que las hacen fácilmente identificables.
  
- **Grieta por asentamientos plásticos del concretos frescos:** Se producen por el asentamiento plástico que experimenta el concreto fresco cuando se produce la exudación. Cuando las barras de refuerzo no pueden desplazarse verticalmente, el asentamiento plástico del concreto se encuentra restringido y en consecuencia se forman grietas paralelas al refuerzo, generalmente de poca profundidad. Este tipo de agrietamiento también se produce en la parte superior de las columnas, se manifiesta como grietas horizontales que son producidas por el asentamiento plástico restringido por los estribos de la columna. Una

correcta dosificación del concreto y recubrimientos adecuados eliminan este tipo de agrietamiento.

- **Grietas por calor de hidratación:** Se forman por el enfriamiento a la temperatura del medio ambiente del concreto que se ha expandido por el calor de hidratación generado durante el fraguado. Para que suceda este tipo de agrietamiento, el elemento debe de estar restringido por otros durante su enfriamiento. Un ejemplo es el agrietamiento que se produce en los muros largos (sin juntas) de contención como el mostrado en la figura. El concreto del muro ha sido colocado luego de que la zapata corrida ha endurecido, en consecuencia, ésta restringe la contracción del muro a medida que este se enfría. Este tipo de agrietamiento puede eliminarse si se controla el aumento de temperatura generado por el calor de hidratación o la velocidad de enfriamiento o ambos. También colocando juntas o vaciando el muro en segmentos cortos o aumentando significativamente la armadura horizontal de retracción.
  
- **Grieta por retracciones plásticas del concretos:** Se presentan en losas, son de poca profundidad y erráticas. Aparecen pocas horas luego de colocado el concreto y normalmente se deben a una evaporación muy rápida del agua en la superficie del concreto. Se forman con facilidad en zonas de alta temperatura, baja humedad relativa y en días con viento sumado a un curado inadecuado. Estas fisuras se pueden evitar mediante el empleo un diseño de mezcla adecuado, evitando la evaporación rápida del agua de la superficie durante las primeras horas luego de colocado el concreto y un curado minucioso.
  
- **Fisuración en mapa en muros y losas:** Las fisuras se caracterizan por ser de ancho pequeño a medio (0.05 a 0.2 mm) poca profundidad y distribución errática. Aparecen durante la primera semana de edad del concreto. Se deben normalmente a un contenido excesivo de cemento, un curado deficiente, encofrados excesivamente impermeables o a un exceso de llaneado (acabado) en la superficie. En muchas ocasiones se originan por la mala costumbre de los



constructores de espolvorear cemento en la superficie. Las reacciones álcalis - agregados también pueden ser responsables de estos tipos de agrietamientos.

➤ **Grietas por deformaciones impuestas:** Dentro de esta categoría se encuentra el agrietamiento originado por las siguientes causas:

- Asentamiento de apoyos.
- Retracción del concreto.
- Cambios de temperatura.

Si cualquiera de los efectos anteriores ocurre en una estructura que restringe la deformación libre del elemento, se producirá agrietamiento. Las grietas típicas de retracción en vigas son como se muestra en la figura a continuación. Suelen presentarse cerca del centro y cerca a los tercios de la luz del elemento. Las grietas son casi verticales y a todo lo alto del elemento. El agrietamiento ocasionado por la retracción o por los cambios de temperatura, puede controlarse por medio de refuerzo de acero adecuadamente distribuido o por juntas de control que hacen que las grietas aparezcan en lugares predefinidos.

### 2.2.3. Daño estructural y la deriva:

#### 2.2.3.1. Relaciones entre los daños estructurales y las derivas:

En el transcurso de los últimos años, los sismos severos han demostrado la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño que sufren los edificios durante un movimiento sísmico.

Los terremotos muestran que los edificios rígidos tienen un mejor comportamiento en relación a los edificios flexibles. En muchos casos edificios construidos en décadas pasadas con modestos criterios de protección sísmica, han tenido un buen desempeño debido a la rigidez que les proporcionaron los muros de relleno adecuadamente dispuestos en la altura y la planta.

Se ha visto también que los edificios diseñados y construidos siguiendo códigos modernos en general logran un comportamiento adecuado, sin embargo, satisfacer los requisitos de una norma no siempre protege contra el daño que producen los terremotos severos.

Durante los primeros segundos de un terremoto severo las edificaciones pueden mantenerse elásticas y sin daño; mientras va incrementando el movimiento del suelo, aumentan las oscilaciones laterales hasta que, en algún instante el sistema estructural abandona el régimen elástico y se inicia el daño incursionando en el régimen inelástico.

La severidad de las incursiones inelásticas de una estructura depende tanto de la intensidad del movimiento del suelo como de la resistencia lateral de la propia estructura. Así, a menor resistencia lateral, mayores serán las incursiones inelásticas, mayor el daño y mayor cercanía al colapso.

#### 2.2.3.2. Demandas de rigidez en los códigos de diseño Sismorresistente:

Andrade (Andrade Insúa, 2004), realizó un estudio comparativo de las exigencias de los códigos de algunos países de considerable actividad sísmica a nivel mundial, como Perú (E.0.3.0., 2.0.0.9), Chile (Norma N.C.h. 4.3.3, 1.9.9.6.), Colombia (N.S.R.-98, 1.9.9.8.), México (N.T.C.D.S.-9.6., 1.9.9.6.; M.O.C.-9.3., 1.9.9.3.), Turquía (S.S.B.D.A., 1.9.9.8.) y E.E.U.U. (U.B.C., 1.9.9.7.; I.B.C., 1.9.9.8.).

Tabla 1  
Normas de algunos códigos.

| <i><b>País</b></i> | <i><b>Nomenclatura</b></i> |
|--------------------|----------------------------|
| Perú               | NTE-E.030 2003             |
| Chile              | NCh 433. Of96              |
| Colombia           | NSR-98                     |
| México             | MOC-93                     |
|                    | NTCDS-96                   |
| Turquía            | SSBDA 1997                 |
| EEUU               | UBC 1997                   |
|                    | IBC 2000                   |

**Fuente:** Elaboración propia.

Las demandas de rigidez de los códigos mencionados en la tabla están en función del desplazamiento lateral relativo permitido por cada código, siendo el desplazamiento lateral relativo la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, producidos por la aplicación sobre la estructura de las sollicitaciones sísmicas, estos desplazamientos laterales incluyen las deformaciones

por traslación directa y translación por torsión, y de ser necesario deben considerarse también los efectos de segundo orden o P-Delta.

El código chileno establece sus tolerancias para los desplazamientos elásticos obtenidos con solicitaciones sísmicas reducidas. Sin embargo, los demás códigos establecen sus límites para los desplazamientos máximos inelásticos, que se estiman amplificando los desplazamientos elásticos por un factor.

En el caso del código peruano el valor del factor de amplificación de desplazamientos es  $0.75 R$ . El mismo principio siguen los códigos mexicanos, donde el factor usado es  $Q'$ . El UBC 1997 toma un factor igual a  $0.7 R$ , mientras que el IBC 2000 tiene un factor de amplificación de deflexiones  $C_d$  que depende del tipo de sistema estructural y material de la edificación, y es menor que el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R$ , siendo  $C_d \cdot I$  el factor final por el cual se amplifican los desplazamientos, donde  $I$  es el factor de uso o importancia. El código de Colombia toma un factor de amplificación de desplazamientos igual a  $R$ .

El reglamento de Turquía, considera los dos criterios señalados líneas atrás, para el control de las derivas de entrepiso, mediante las fórmulas que aparecen en las Tablas 2.2 y 2.3. Para el control de los desplazamientos inelásticos, se toma un factor de amplificación de desplazamientos igual al factor de reducción,  $R_a(T)$ . En las Tablas 2.2 y 2.3, se listan los criterios que tienen los códigos presentados, para establecer los límites de la deriva de entrepiso. Como podemos ver estos límites dependen en algunos casos del material predominante de la estructura, de su importancia o uso, y de su período fundamental o altura.

Tabla 2  
Límites de las Derivas de Entrepisos en los códigos.

| <i>Pais</i>                      | <i>Código</i>        | <i>Criterio</i>   |       |                     |           |            |
|----------------------------------|----------------------|---|-------|---------------------|-----------|------------|
| <i>Perú</i>                      | NTE<br>E-030<br>2003 | <b>Material Predominante</b>  |       | $\Delta_i h_i$      |           |            |
|                                  |                      | Concreto Armado   |       | 0.007               |           |            |
|                                  |                      | Acero   |       | 0.010               |           |            |
|                                  |                      | Albañilería   |       | 0.005               |           |            |
|                                  |                      | Madera  |       | 0.010               |           |            |
| <i>Colombia</i>                  | NSR-98               | <b>Material Predominante</b>  |       | $\Delta_i h_i$      |           |            |
|                                  |                      | Concreto reforzado, metálicas y de madera   |       | 0.010               |           |            |
|                                  |                      | Mampostería   |       | 0.005               |           |            |
| <i>México</i>                    | MOC-93               | Los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar Deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. |       |                     |           |            |
|                                  | NTCDS-96             |   |       |                     |           |            |
| <i>Turquía</i>                   | SSBDA<br>1997        | $\Delta / h \leq 0.02$  |       |                     |           |            |
| <i>EEUU</i>                      | UBC 1997             | <b>Periodo Fundamental</b>  |       | $\Delta_i h_i$      |           |            |
|                                  |                      | < 0.7 seg.  |       | 0.025               |           |            |
|                                  |                      | ≥ 0.7 seg.  |       | 0.020               |           |            |
|                                  | IBC 2000             | <b>Tipo de Estructura</b>   |       | <b>Grupo de Uso</b> |           |            |
|                                  |                      |   |       | <i>I</i>            | <i>II</i> | <i>III</i> |
|                                  |                      | Edificios que no sean de muros de corte de albañilería o muros y pórticos de albañilería, de 4 pisos o menos con tabiques, cielos rasos, y paredes exteriores e interiores que han sido diseñadas para recibir de unamanera adecuada las derivas de entrepiso.  |       | 0.025               | 0.020     | 0.015      |
|                                  |                      | Muros de corte de albañilería en voladizo.  |       | 0.010               | 0.010     | 0.010      |
|                                  |                      | Otros muros de corte de albañilería.  |       | 0.007               | 0.007     | 0.007      |
| Muros y pórticos de albañilería. |                      | 0.013   | 0.013 | 0.010               |           |            |
| Otros tipos de estructuras.      |                      | 0.020   | 0.015 | 0.010               |           |            |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3  
Límites de la Derivas de Entrepisos en los Códigos que limitan los desplazamientos obtenidos con las fuerzas reducidas.

| <i>Pais</i>    | <i>Código</i>   | <i>Criterio</i>  |
|----------------|-----------------|--|
| <i>Chile</i>   | NCh<br>433.Of96 | <ul style="list-style-type: none"> <li>El desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.</li> <li>El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en donde h es la altura de entrepiso.</li> </ul> |
| <i>Turquía</i> | SSBDA<br>1997   | $\Delta / h \leq 0.0035$   |

Fuente: Elaboración propia.

En este estudio se observa que los valores de deriva de cada código de los países estudiados en (Andrade Insúa, 2004), son valores que cada código fomenta para intentar limitar los desplazamientos de entrepiso.

#### 2.2.4. **Rigidez efectivas de estos elementos de concreto armado:**

De los códigos mencionados anteriormente en su mayoría no hacen referencia sobre la rigidez efectiva que se debe de considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, en su mayoría se realizan análisis sísmicos considerando la sección no agrietada de los elementos siendo el cálculo de rigidez de la estructura inapropiado debido a que el agrietamiento ocurre sólo bajo cargas de gravedad en los elementos como vigas, debido a la deformación por cargas de servicio que estas sufren, así también considerando que antes de que la estructura sea probada en un sismo de características similares al sismo de diseño, ésta sufrirá con toda probabilidad movimientos causados por pequeños sismos que pueden generar el agrietamiento de los elementos de concreto armado. La rigidez de la estructura sin agrietamientos nunca será recuperada totalmente durante, o después de la respuesta sísmica, en conclusión, la estimación considerando una rigidez sin agrietamientos no es útil (Priestley, 2003), es necesario encontrar un método práctico y con base científica para estimar una rigidez considerando los factores de agrietamiento que probablemente sufrirá la estructura durante su tiempo de vida útil

(Priestley, 2003) Indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada. Para un análisis no lineal, una estimación exacta de la rigidez de los elementos es requerido para estimar confiablemente el desplazamiento de fluencia que, a su vez, afecta las demandas de ductilidad de desplazamiento.

Es además de conocimiento común que los elementos estructurales en un sistema dual están sometidos a acciones sísmicas que generan momentos invertidos a lo largo de su longitud, produciendo agrietamientos de flexión en cada extremo y tal vez en la

región central si es que aún no está agrietada. Entonces el momento de inercia  $I$  variará a lo largo de la longitud. En cada sección, el momento de inercia  $I$  estará influenciado por la magnitud y signo del momento y la cuantía de refuerzo, así como por la geometría de la sección y la carga axial. Además, existen otros factores que causarán variaciones en la rigidez de los elementos, como: los efectos de la tracción de concreto entre las secciones agrietadas y secciones entre grietas; agrietamiento diagonal de un elemento debido al cortante; intensidad y dirección de la carga axial; y cargas cíclicas invertidas (Paulay & Priestley, 1992).

En términos de esfuerzos de diseño, es impráctico evaluar las propiedades de varias secciones transversales en cada elemento de un edificio de sistema dual de varios pisos, y se debe adoptar un valor promedio razonable, de tal forma que la falta de precisión en las fuerzas calculadas de los elementos no afecte la seguridad de la estructura cuando está sometida a excitaciones sísmicas. Así, estimando la rigidez de flexión de un elemento, debe suponerse un promedio de  $EI$ , aplicable a la longitud entera de un elemento prismático. (Burgos Namuche, 2007).

De lo expuesto anteriormente, algunos códigos hacen algún reconocimiento de la influencia del agrietamiento. Consideran la rigidez agrietada como una proporción de la rigidez de la sección no agrietada, especificando factores de reducción para ser aplicados a la rigidez de sección no agrietada.

Sin embargo, (Priestley, 2003) en su reciente estudio indica que los factores de reducción propuestos por estos códigos son claramente un mejoramiento sobre el uso de los valores de la sección no agrietada, pero todavía es inadecuado para representar la rigidez a un grado de precisión adecuada para justificar un análisis modal, puesto que la influencia de la cuantía de refuerzo de flexión y de la carga axial no son incluidas; y por tanto, sin tener en cuenta que hipótesis es hecha, las rigideces de los elementos son asumidas independientes de la resistencia a la flexión, lo cual no es válido. (Priestley, 2003) indica que evidencias experimentales y resultados analíticos detallados han demostrado que la curvatura de fluencia es independiente de la resistencia; y por tanto, la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de la fluencia con una curvatura de fluencia constante.

Para propósitos de este trabajo se ha seguido el planteamiento sugerido por (Priestley, 2003) con el objeto de comparar los resultados obtenidos con este planteamiento con los resultados obtenidos con los factores de reducción propuestos por los códigos y luego hacer un balance entre exactitud y simplicidad .

**2.2.4.1. Factores de Reducciones propuestos por diferentes códigos:**

Básicamente el procedimiento a considerar sobre lo expuesto en líneas arriba es reducir el momento de inercia de la sección no agrietada para obtener un momento equivalente de inercia agrietada  $I_e$ . Los códigos que indican factores de reducción son los siguientes :

➤ **Código de diseño de concreto armado de Nueva Zelanda (NZS3101, 1995):**

Los factores de reducción indicados por el código de concreto armado de Nueva Zelanda se ajustan para diferentes tipos de elementos estructurales:

Tabla 4  
Rigidez efectiva de elementos.

| Elemento            | $I_e$      |
|---------------------|------------|
| Vigas Rectangulares | 0.35 $I_g$ |
| Vigas T y L         | 0.35 $I_g$ |
| <b>Columnas</b>     |            |
| $P > 0.5f'cAg$      | 0.80 $I_g$ |
| $P = 0.2f'cAg$      | 0.60 $I_g$ |
| $P = -0.05f'cAg$    | 0.40 $I_g$ |
| <b>Muros</b>        |            |
| $P > 0.2f'cAg$      | 0.45 $I_g$ |
| $P = 0$             | 0.25 $I_g$ |
| $P = -0.1f'cAg$     | 0.50 $I_g$ |

Fuente: NZS 3101, 1995.

➤ **Reglamento para concreto estructural A.C.I. 3.1.8-1.1. (American Concrete Institute, 2011):**

Los factores de reducción del momento de inercia de la sección no agrietada son listados como valores permitidos para ser usados cuando se está haciendo

un análisis de segundo orden (momentos magnificados), pero también son generalmente usados como una aproximación razonable (dependiendo del nivel de carga) cuando se está haciendo un análisis general elástico de primer orden de los pórticos para evaluar los desplazamientos laterales relativos del entrepiso. Así los factores especificados son:

Tabla 5  
Rigidez efectiva de elementos.

| Elemento      | $l_e$      |
|---------------|------------|
| Vigas         | $0.35 l_g$ |
| Columnas      | $0.70 l_g$ |
| Muros         |            |
| no agrietados | $0.70 l_g$ |
| agrietados    | $0.45 l_g$ |

Fuente: American concrete Institute, 2011.

➤ **Federal Emergency Management Agency F.E.M.A. 3.5.6 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE, 2000):**

F.E.M.A. 3.5.6. (A.S.C.E., 2.0.0.0.), establece que las componentes de la estructura deben ser modeladas con rigidez elástica lineal, correspondiente al valor secante para el nivel de fluencia. La siguiente tabla ha sido tomada para las especificaciones y da los factores de reducción de rigidez de F.E.M.A. 3.5.6.

Tabla 6  
Rigidez efectiva de elementos.

| Componente   | Rigidez de Flexión | Rigidez de corte | Rigidez axial |
|--|--------------------|------------------|---------------|
| Vigas no pre-esforzadas  | $0.50 E_c I_g$     | $0.40 E_c A_w$   | -             |
| Vigas pre-esforzadas   | $E_c I_g$          | $0.40 E_c A_w$   | -             |
| Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5f'cAg$               | $0.70 E_c I_g$     | $0.40 E_c A_w$   | $E_c A_g$     |
| Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3f'cAg$ o con tensión | $0.50 E_c I_g$     | $0.40 E_c A_w$   | $E_c A_s$     |
| Muros no agrietados  | $0.80 E_c I_g$     | $0.40 E_c A_w$   | $E_c A_g$     |
| Muros agrietados   | $0.50 E_c I_g$     | $0.40 E_c A_w$   | $E_c A_g$     |

Fuente: FEMA 356.



➤ **Factores de reducción P.A.U.L.A.Y. y P.R.I.E.S.T.L.E.Y. C.P.A.U.L.A.Y & P.R.I.E.T.S.L.E.Y., 1992):**

Los factores dados en Phaulay y Phriestley (Phaulay & Prietsley, 1992) rangos de valores para vigas rectangulares, formas T y L, y para columnas dependiendo de la carga axial en compresión y/o tensión.

Tabla 7  
Rigidez efectiva de elementos.

| Elemento            | Rango de $l_e$  | $l_e$ recomendado |
|---------------------|-----------------|-------------------|
| Vigas Rectangulares | 0.30-0.50 $l_g$ | 0.40 $l_g$        |
| Vigas T y L         | 0.25-0.45 $l_g$ | 0.35 $l_g$        |
| <b>Columnas</b>     |                 |                   |
| $P > 0.5f'cA_g$     | 0.70-0.90 $l_g$ | 0.80 $l_g$        |
| $P = 0.2f'cA_g$     | 0.50-0.70 $l_g$ | 0.60 $l_g$        |
| $P = -0.05f'cA_g$   | 0.30-0.50 $l_g$ | 0.40 $l_g$        |

Fuente: Paulay & Priestley, 1992.

Considerando que la carga axial para los elementos afecta la reducción en rigidez asignada, una aproximación para las fuerzas axiales sísmicas sobre las columnas exteriores se requiere para chequear posible fuerza de tracción a estas columnas.

Todos estos factores son considerados como independientes de la resistencia de la sección porque no toman en cuenta la cuantía de refuerzo; y algunos códigos no toman en cuenta la carga axial.

2.2.4.2. **Evaluaciones de la Rigidez de las secciones a partir de las relaciones momento- curvatura (Burgos Namuche, 2007):**

La rigidez de las secciones pueden evaluarse a partir de la relaciones momentos curvaturas de acuerdo a las ecuaciones de las vigas:

$$EI = \frac{M_N}{\phi_y}$$

Donde:

**MN:** Es la capacidad de momento nominales de las secciones.

**$\phi_y$ :** Curvatura de fluencias de las representaciones equivalentes bilineales de las curvas momentos-curvatura.

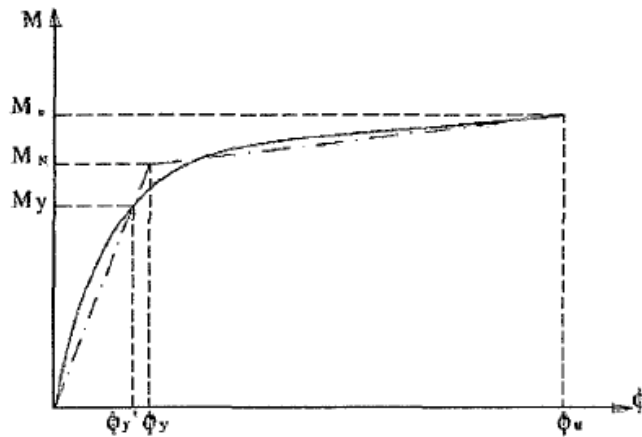


Figura 6 Relación momento-curvatura y aproximación Bilineal.  
Fuente: Ottazzi Pasino, 2009.

Se ha aceptado por la comunidad de investigación que la linealización de la relación momento-curvatura está dada por un segmento elástico inicial que atraviesa "la primera fluencia", y extrapolado para la resistencia nominal de flexión, MN, y un segmento de post fluencia conectado a la resistencia y curvatura última. "La primera fluencia" de la sección es definida como el momento  $M_y$  y curvatura  $\phi_y'$  cuando la sección alcanza primero la deformación de tensión de fluencia del refuerzo  $\epsilon_y = \epsilon_f$  o la fibra extrema de compresión del concreto alcanza una deformación de 0.002, la que ocurra primero. La resistencia nominal de flexión, MN se desarrolla cuando la deformación de la fibra extrema de compresión alcanza un valor de 0.004, o la deformación de tracción del refuerzo alcanza 0.015, la que ocurra primero. Así la curvatura de fluencia está dada por la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_y'$$

La rigidez de los elementos depende de la distribución de la curvatura a lo largo de la longitud total del elemento, no sólo en la sección crítica donde la fluencia

ocurrirá. Sin embargo, la evidencia experimental indica que basando la rigidez del elemento sobre la hipótesis que la curvatura varía linealmente con el momento a lo largo del elemento es adecuadamente aproximada. También, después de uno o dos ciclos en o cerca a la fluencia, la respuesta de momento curvatura de todas las secciones agrietadas en fluencia se aproximan linealmente,  $\theta = M/EI$ . La figura 7 ilustra lo antes mencionados.

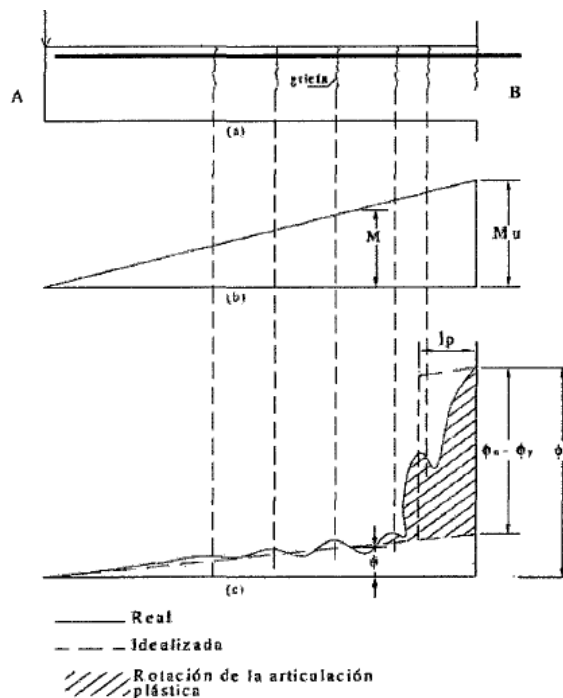


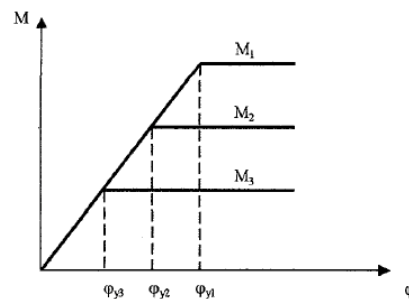
Figura 7 Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.  
Fuente: Ottazzi Pasino, 2009.

#### 2.2.4.3. Hipótesis de la rigidez de la sección independiente de la resistencia (Burgos Namuche, 2007):

En la siguiente ecuación se revela que la hipótesis común de diseño que la rigidez del elemento es independiente de la resistencia implica que la curvatura de fluencia sea directamente proporcional a la resistencia de flexión, MN.

$$\phi_y = \frac{M_N}{EI}$$

Esta hipótesis es ilustrada en la figura 2.8. La consecuencia de esta hipótesis en el diseño sísmico convencional es que la rigidez de la estructura puede predecirse al principio del diseño considerando las propiedades de la sección no agrietada o las propiedades de la sección efectiva y así calcularse el período de vibración. Posteriormente, este periodo se usa para obtener la aceleración espectral de diseño, y luego proporcionar la resistencia requerida de la estructura para las fuerzas laterales asociadas. Esto simplifica grandemente el proceso de diseño, pero como muestra Priestley (Priestley, 2003), la hipótesis inicial de rigidez independiente de la resistencia es de hecho equivocada.



Hipótesis de diseño - rigidez independiente de resistencia.

**Fuente:** Priestley, 2003.

**2.2.4.4. Hipótesis de la rigidez de las secciones dependientes de las resistencias (Burgos Namuche, 2007):**

Recientes investigaciones (Priestley y Kowalsky 2000, Priestley, 2003) “han demostrado a través de resultados experimentales y cálculos analíticos detallados que la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Por tanto, se puede deducir que la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de flexión como se muestra en la ecuación (2.). Esta relación correcta es ilustrada en la Fig. 9.

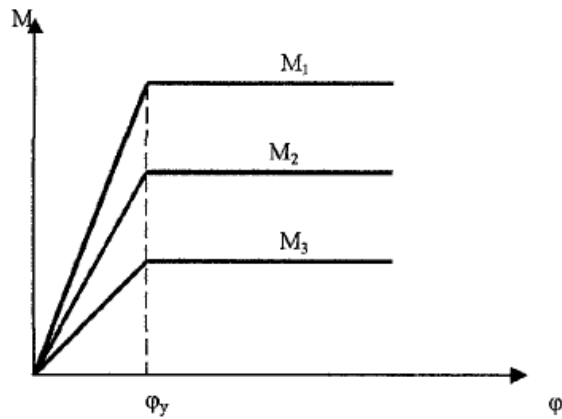


Figura 8 Hipótesis de rigidez dependiente de la resistencia - curvatura de fluencia constante.

Fuente: Priestley, 2003.

El resultado final de estas conclusiones es que no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerza debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.

Asimismo, Priestley (Priestley, 2003) indica que la curvatura de fluencia puede ser encontrada a partir de las propiedades geométricas de los elementos:

Tabla 8  
Curvatura de fluencia.

| Elemento                      | $l_e$                           |
|-------------------------------|---------------------------------|
| Columnas circulares           | $\phi_y = 2.25\epsilon_y / D$   |
| Columnas rectangulares        | $\phi_y = 2.10\epsilon_y / hc$  |
| Muros rectangulares en volado | $\phi_y = 2.00\epsilon_y / l_w$ |
| Vigas de sección T            | $\phi_y = 1.70\epsilon_y / hb$  |

Fuente: Priestley, 2003.

Estas ecuaciones pueden ser intuitivamente aceptadas, cuando uno considera que en una sección en fluencia el refuerzo en ambos extremos de la sección probablemente está en o cerca de la fluencia.

Estas expresiones fueron encontradas a partir de un estudio analítico en donde se compara la curvatura de fluencia adimensional encontrada en diferentes curvas momento-curvatura con diferentes relaciones de carga axial  $N_u/f_c A_g$  y “se observa que la curvatura de fluencia adimensional es comparativamente insensible para variaciones de carga axial y cuantías de refuerzo; y por tanto es insensible a la capacidad del momento. La curvatura adimensional es definida para columnas rectangulares como:  $\theta_v = y_{yh}/E_y$ . de la misma forma se puede obtener para los otros tipos de elementos. Los factores que aparecen en las expresiones de las curvaturas de fluencia son los promedios de la curvatura adimensional que se obtuvieron en el estudio analítico para diferentes elementos. Estos factores pueden variar en +/- 10% del valor promedio indicado, lo cual se debe a las diferentes cuantías de refuerzo y carga axial.

#### 2.2.4.5. **Estudio de Priestley (Priestley, 2003):**

##### ➤ **Columnas rectangulares:**

Un estudio de la rigidez de fluencia de columnas rectangulares ha sido realizado por Priestley (Priestley, 2003). “Curvas momento-curvatura fueron calculadas para una gran columna cuadrada con refuerzo de flexión distribuido de modo uniforme bajo varios niveles de refuerzo y carga axial. Los resultados muestran que hay una estrecha influencia de la razón de carga axial y refuerzo sobre la capacidad de momento, pero la curvatura efectiva de fluencia de la aproximación equivalente bilineal para la relación momento-curvatura muestra insignificante variación por las razones antes mencionadas. Una selección de curvas momento-curvatura calculadas es mostrada en la fig. 10 para dos niveles de cuantía de refuerzo, y un rango de relaciones de carga axial.

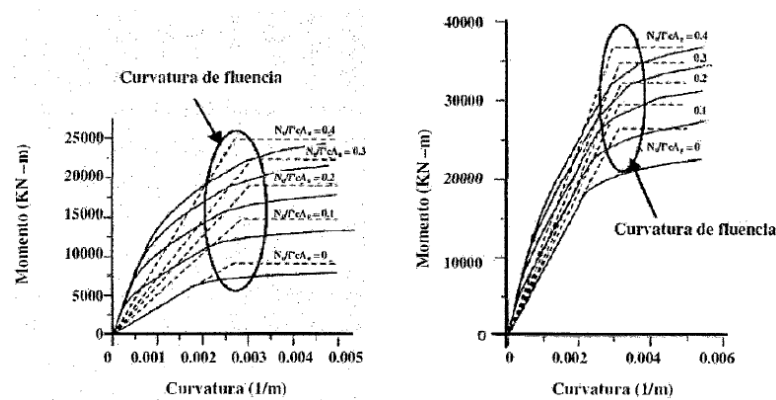


Figura 9 Curvas momento-curvatura para columna rectangular para diferentes cuantías.

Fuente: Priestley, 2003.

Desde los resultados de los gráficos bi-lineales de momento-curvatura, curvas de relación de rigidez, calculadas como  $E.I./E.I.9. = M.N./0. y.E.I.9.$ , fueron graficadas contra las relaciones de carga axial  $N_u/f_c A_g$ , para cada cuantía de refuerzo considerado (ver figura 2.11).

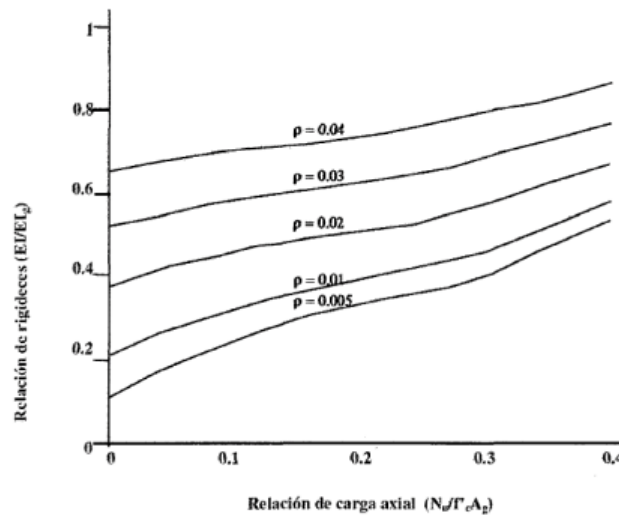


Figura 10 Rigidez efectivas de columnas rectangulares

Fuente: Priestley, 2003.

El autor menciona que los resultados adimensionales de esta figura pueden ser aplicados a otras resistencias de materiales y tamaños de columnas; proporcionando los  $E.I.9$  de estas columnas se calcula la rigidez efectiva. Se pueden esperar pequeños errores cuando se usan pequeñas dimensiones de

columnas y cuando la relación de recubrimiento a las dimensiones del núcleo es significativamente mayor que la aplicada a los datos presentados. También se advierte que los resultados no deben ser usados para predecir la rigidez de secciones con concretos de alta resistencia o refuerzo.

➤ **Vigas T y rectangulares:**

Para investigar la influencia del contenido del refuerzo sobre la curvatura de fluencia y rigidez efectiva de vigas, Priestley (Priestley, 2003) muestra los siguientes resultados en la Tabla 24 para una viga T sin tener en cuenta la deformación por endurecimiento. Para el cálculo de la rigidez, es apropiado promediar la rigidez efectiva para la flexión positiva y negativa debido al cambio de signo del momento bajo condiciones de carga sísmica.

Tabla 9  
Curvaturas de fluencias y rigidez efectivas para diferentes cuantías de refuerzo.

| Refuerzo  | Ubicación | $f_y = 300 \text{ MPa}$          |                           |                      |         | $f_y = 400 \text{ MPa}$          |                           |                      |         |
|---|-----------|----------------------------------|---------------------------|----------------------|---------|----------------------------------|---------------------------|----------------------|---------|
|   |           | $\phi_y \text{ (m}^{-1}\text{)}$ | $h_s \phi_y / \epsilon_y$ | $M_N \text{ (KN-m)}$ | $I/I_g$ | $\phi_y \text{ (m}^{-1}\text{)}$ | $h_s \phi_y / \epsilon_y$ | $M_N \text{ (KN-m)}$ | $I/I_g$ |
| 0.82% capa simple superior e inferior               | Negativo  | 0.00414                          | 1.66                      | 244                  | 0.170   | 0.00524                          | 1.57                      | 324                  | 0.151   |
|   | Positivo  | 0.00388                          | 1.55                      | 256                  | 0.190   | 0.00495                          | 1.49                      | 340                  | 0.173   |
|   | Promedio  | 0.00401                          | 1.61                      |                      | 0.180   | 0.00510                          | 1.53                      |                      | 0.162   |
| 1.54% capa simple superior e inferior               | Negativo  | 0.00444                          | 1.78                      | 447                  | 0.291   | 0.00571                          | 1.71                      | 591                  | 0.299   |
|   | Positivo  | 0.00390                          | 1.56                      | 469                  | 0.347   | 0.00498                          | 1.49                      | 622                  | 0.361   |
|   | Promedio  | 0.00417                          | 1.67                      |                      | 0.319   | 0.00535                          | 1.60                      |                      | 0.330   |
| 2.2% capa simple superior e inferior                | Negativo  | 0.00465                          | 1.86                      | 632                  | 0.392   | 0.00608                          | 1.83                      | 838                  | 0.397   |
|   | Positivo  | 0.00388                          | 1.55                      | 661                  | 0.492   | 0.00513                          | 1.54                      | 877                  | 0.493   |
|   | Promedio  | 0.00427                          | 1.77                      |                      | 0.442   | 0.00561                          | 1.69                      |                      | 0.445   |
| 2.2% doble capa superior e inferior                 | Negativo  | 0.00495                          | 1.98                      | 590                  | 0.342   | 0.00654                          | 1.96                      | 795                  | 0.350   |
|   | Positivo  | 0.00431                          | 1.72                      | 646                  | 0.433   | 0.00536                          | 1.61                      | 851                  | 0.458   |
|   | Promedio  | 0.00463                          | 1.85                      |                      | 0.388   | 0.00595                          | 1.78                      |                      | 0.404   |
| 2.2% doble capa superior, 1.1% capa simple inferior | Negativo  | 0.00525                          | 2.10                      | 603                  | 0.331   | 0.00703                          | 2.11                      | 778                  | 0.320   |
|   | Positivo  | 0.00366                          | 1.46                      | 354                  | 0.279   | 0.00487                          | 1.46                      | 465                  | 0.276   |
|   | Promedio  | 0.00446                          | 1.78                      |                      | 0.305   | 0.00595                          | 1.78                      |                      | 0.298   |

Las curvaturas adimensionales de fluencias promedios según estos resultados sería  $1.70 \pm 10\%$ . Para vigas se sección rectangular en lugar de T, los resultados del momento flector negativo son aplicable para ambos refuerzos negativo y



positivo, resultando valores promedios de la curvatura adimensional cerca de 11% mayor a 1. 69. De esta manera, la relación de rigidez efectiva es muy dependiente de la cantidad de refuerzo, aunque la carga axial no se considera relevante para vigas en el diseño de pórticos.

#### 2.2.4.6. Estimaciones de los periodos, distorsiones máximas y demandas de ductilidad (Burgos Namuche, 2007):

Los periodos obtenidos del análisis sísmico teniendo en cuenta el planteamiento de Priestley (Priestley, 2003) son mayores a los periodos obtenidos considerando la rigidez de la sección no agrietada de los elementos. Haciendo una relación de estos periodos, se tiene que el periodo según el planteamiento de Priestley es igual a:

$$T_2 = \frac{T_1}{\sqrt{K_e/K_g}}$$

Donde:

T.1.: “Periodo sin tener en cuenta el agrietamiento”.

T.2.: “Periodo teniendo en cuenta el planteamiento de Priestley”.

K.e.: “Rigidez efectiva de la edificación según el planteamiento de Priestley”.

K.g.: “Rigidez de la edificación sin tener en cuenta el agrietamiento”.

Por consiguiente, la distorsión máxima encontrada usando la rigidez efectiva real es mayor y muchas veces mayor a la distorsión límite indicada por los códigos. Si una edificación es diseñada en base a la rigidez de las secciones no agrietadas, se tendría una edificación de bajos periodos y con una cortante basal aparentemente alta, la consecuencia no es un diseño conservador, sino una edificación que en realidad tendrá distorsiones altas y mayormente inaceptables.

Además, la ductilidad de desplazamiento de la edificación será menor, puesto que al ser diseñada la edificación para una cortante basal, V.E.G./R., mayor a la que debería ser diseñada, V.E.G./R., el desplazamiento de fluencia, 8 y 2, será mayor

al desplazamiento de fluencia si hubiese sido diseñada para una menor cortante basal,  $\delta'_{v2}$ ; y por consiguiente la ductilidad tenderá a disminuir, ver figura 2.12.

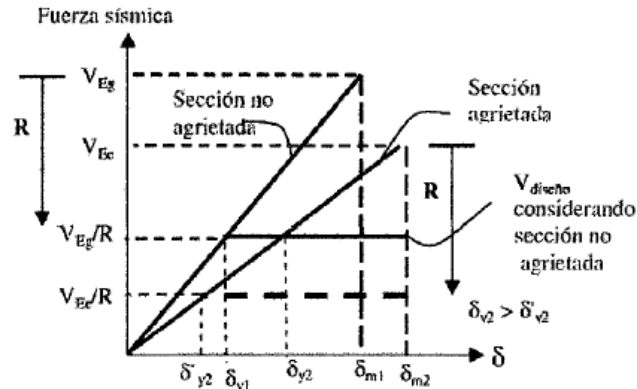


Figura 11 Relaciones de fuerzas cortantes de diseños y desplazamiento.  
Fuente: Priestley, 2003.

La distorsión de fluencia real será igual a:

$$\delta_{y2} = \frac{\delta_{y1}}{K_e/K_g}$$

La máxima distorsión real se puede calcular teniendo en cuenta que el espectro de desplazamientos es directamente proporcional al periodo, lo cual surge como consecuencia de considerar que el espectro de aceleración se basa en la hipótesis de un espectro de velocidad constante.

## 2.2.5. Programas de computación para el presente estudio:

### 2.2.5.1. Programa Etabs 9.7.4:

(E.T.A.B.S. V.9.7.4, 2005) es el programa utilizado en el modelo del edificio, en el análisis sísmico en su integridad.

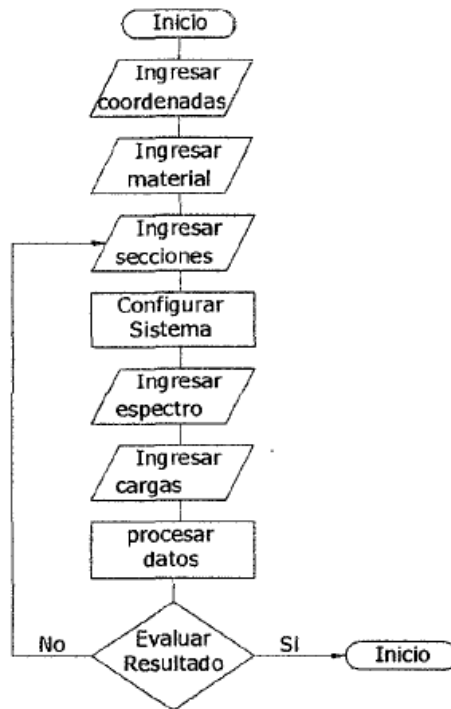


Figura 12 Diagrama de Flujo de Etabs.  
Fuente: Elaboración propia.

#### 2.2.5.2. Programa Xtract:

##### ➤ Introducción:

El programa U.C.F.Y.B.E.R. fue creado originalmente en la Universidad de California en Berkeley por el Dr. Charles C.H.A.D.W.E.L.L. En el 2001 Imbsen Software Systems adquirió el U.C.F.Y.B.E.R. y este fue renombrado como X.T.R.A.C.T. Desde el inicio del X.T.R.A.C.T., Imbsen Software S.Y.S.T.E.M.S. ha estado y sigue trabajando actualmente con la colaboración con el Dr. Charlres Chadwehll.

##### ➤ Características:

El X.T.R.A.C.T. es en generales unos programas de análisis de secciones transversales de cualquier forma geométrica y material sujetas a cualquier tipo de carga. Las funciones de análisis disponibles que posee son:

- Análisis Momentos - Curvatura.
- Análisis de Interacciones Fuerzas Axiales- Momentos.
- Análisis de Interacciones Momentos - Momentos.

El X.T.R.A.C.T. permite la entrada de Modelos de Materiales No Lineales, generación de las Secciones Transversales y ubicación del acero con un solo click del mouse. Las secciones transversales típicas pueden ser ingresadas manualmente usando el Input file a través del editor de texto o gráficamente dentro del programa siguiendo una serie de pasos que se explicarán más adelante. Con el modelo de sección transversal creado, el análisis puede correrse, modificarse y ser visto en la interface. La clave que facilita el manejo del software es el Project Manager que permite la organización de toda la información producida por el programa. Cada análisis ofrece al usuario un resumen de una página, denominado Anafysis Report. Además, se puede revisar un archivo de salida detallado desde el Interactive Output y por último el X.T.R.A.C.T. también posee una serie de características para la impresión de resultados.

El X.T.R.A.C.T. es gratis para todos los estudiantes y las facultades alrededor del mundo y es usado actualmente como una herramienta de enseñanza en algunas universidades en los Estados Unidos y fuera de ese país.

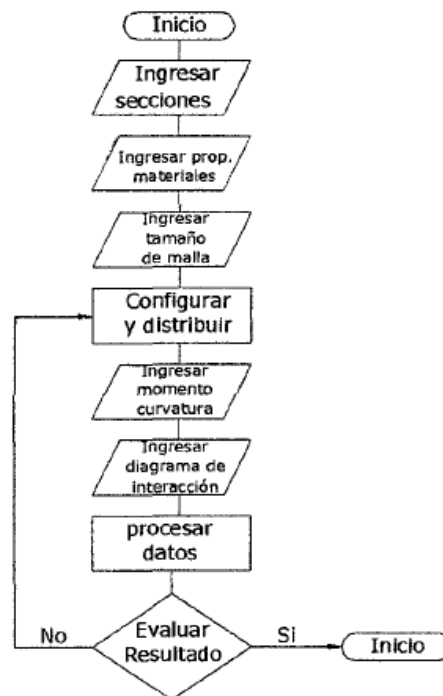


Figura 13 Diagrama de Flujo de Xtract.

Fuente: Elaboración propia.

### 2.3. Definición de términos

- **Altura**, responsable del aumento del periodo que genera un cambio en la aceleración sísmica sobre una edificación y factores como la relación altura/ancho, altura de los pisos, materiales involucrados, sistemas estructurales y la cantidad y disminución de la masa . (O.R.T.E.G.A., 2014, p.70).
- **Tamaño Horizontal**, incrementa esfuerzos longitudinales de tensión y compresión, así como desplazamientos adicionales en un piso de baja rigidez que funciona como diafragma horizontal en dirección transversal al sismo, cuya solución es reduciendo el largo del diafragma agregando muros o pórticos . (C.A.B.A.L.L.E.R.O., 2007, p.74).
- **Proporción**, cuanto más esbelto peor es el efecto de volteo, por ello en el diseño sísmico puede ser más importante que su tamaño absoluto, para edificios altos una consideración muy importante es su relación de esbeltez = altura/ancho . (C.A.B.A.L.L.E.R.O, 2007, p.75).
- **Simetría**, la asimetría genera excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez provocando torsión por causas no geométricas como la variación en la distribución de masa en una estructura simétrica y concentrar esfuerzos en una esquina inferior . (O.R.T.E.G.A., 2014, p.72).
- **Distribución y concentración**, las cargas serán igualmente compartidas por los elementos en una edificación con resistencia bien distribuida; al contrario de las configuraciones que acumulan fuerzas sísmicas que aplicada a un decreciente número de elementos . (O.R.T.E.G.A., 2014, p.73).
- **Centro de Rigidez**, (A.G.U.I.A.R., 2008, p.119): Es el punto donde se aplicará la fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada al piso inferior sin rotar .

- **Desplazamiento espectral**, (P.A.Z.,1992, p.640): Valor máximo del desplazamiento relativo producto de un temblor en una oscilación simple .
- **Edificio**, (RNE- Norma Técnica G.0.40, 2006, párr.52): Es la obra hecha por el hombre para albergar sus actividades que realiza .
- **Efecto torsional**, (B.A.R.B.A.T. y O.L.L.E.R., 1998, p.56): El efecto torsional se debe a la no coincidencia del centro de masa de cada planta de la estructura con el centro de rigidez de esta .
- **Espectro de Diseño**, (S.U.A.R.E.Z, 2010, p.29): Herramienta que sirve para calcular la estructura, verificando la actividad sísmica de la zona, suelo, periodos .
- **Excentricidad**, (B.A.R.B.A.T y O.L.L.E.R, 1998, p.56).: Distancia entre el Centro de masa y su Centro de rigidez .
- **Modos de Vibración**, Los edificios, los cuerpos, los materiales, tienen diferentes maneras de vibrar ante cargas dinámicas, que, en situaciones de un evento sísmico, pueden afectar en la misma, en menor o mayor medida .
- **Periodo**, (M.U.L.L.O.,2014, p.26): Es el tiempo que tarda una estructura en terminar el primer movimiento sísmico .
- **Pre - dimensionamiento**, (C.A.S.T.I.L.L.O.,2016, p.9): Dimensionar los elementos estructurales cumpliendo el RNE.
- **Peligro sísmico**, Se define como el grado de exposición de un determinado lugar frente a las máximas intensidades dados por los movimientos sísmicos . (B.A.Z.Á.N. y M.E.L.I., 2000, p.23).

- **Riesgo sísmico**, Es la probabilidad de que se excedan valores prefijados de daño en una estructura durante la ocurrencia de un sismo . (A.L.O.N.S.O., 2006, p.50)
- **Silencio sísmico**, Es definido como el sitio donde no se produjo la liberación de energía en varias décadas existiendo así la probabilidad de ocurrir un evento sísmico . (K.U.R.O.I.W.A., 2002, p.98).
- **Sismo**, Es la repentina y limitada liberación súbita de energía mecánica acumulada debido a resultantes desplazamientos por interacción de placas de la corteza terrestre en forma de ondas sísmicas . (C.E.N.E.P.R.E.D., 2014, p.36).
- **Sismograma**, Son registros obtenidos por los instrumentos sismógrafos que miden el movimiento horizontal y vertical de las captadas ondas sísmicas . (A.L.O.N.S.O., 2006, p.29).
- **Vulnerabilidad Sísmica**, Es el sobrepase del valor límite máximo del nivel de capacidad de respuesta disponible . (A.L.O.N.S.O., 2006, p.30).

## 2.4. Hipótesis

### 2.4.1. Hipótesis general:

La rigidez efectiva influye en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

### 2.4.2. Hipótesis específicas:

- a) Existe una influencia entre el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

- b) Existe una influencia entre comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.
- c) Existe una influencia entre el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

## 2.5. Variables:

### 2.5.1. Definiciones conceptuales de la variable:

- **Variables independientes (rigidez efectiva):**

Rigidez es la capacidad que tienen los elementos de las estructuras de aguantar los esfuerzos sin perder su forma (deformarse) manteniendo sus uniones. Las estructuras rígidas se dice que son indeformables. Las estructuras no rígidas pueden perder su forma tras un esfuerzo, se dice que son deformables

- **Variable dependiente (comportamiento estructural):**

El comportamiento estructural es la forma como responde toda una estructura en términos de desplazamientos y deformaciones, ante la aplicación de fuerzas externas; las relaciones matemáticas existentes entre las fuerzas generalizadas y los desplazamientos generalizados son conocidas usualmente como relaciones.

### 2.5.2. Operacionalización de la variable:

Tabla 10  
Operacionalización de la variable independiente.

| VARIABLE   | DIMENSIONES     | INDICADORES       | INDICE |
|--|-----------------|-------------------|--------|
| <b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b><br><b>rigidez efectiva</b> | Rigidez inicial | Rigidez Bruta     | MPa    |
|  |                 | Rigidez Agrietada | MPa    |



|  |  |                    |   |
|--|--|--------------------|---|
|  | Rigidez pos fluencia                       | Rigidez Endurecida | KPa   |
|  |  | Rigidez Plana      | KPa   |
| <b>VARIABLE<br/>DEPENDIENTE</b><br><br><b>comportamiento<br/>estructural</b> | análisis por cargas estáticas y dinámicas. | Deriva             | Índice adimensional                                   |
|  |  | Periodo            | Periodo Fundamental de la estructura                  |
|  | estabilidad, desplazamientos               | Desplazamiento     | Desplazamientos centro de masa                        |
|  |  | Fuerzas Cortantes  | Ecuación de fuerza cortante Basal estática y dinámica |

Fuente propia

## CAPÍTULO III

### METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1. Método de investigación

La presente investigación consideró el método científico, debido a que este proporciona una serie de pasos ordenados y sistematizados para generar conocimiento confiable, el cual inicia en la observación, continua con el planteamiento del problema, el planteamiento de las hipótesis, realiza la experimentación y termina en las conclusiones para el tema estudiado” (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

De la misma manera como un sub método Hipotético – Deductivo, ya que desde la teoría deduciremos las características del comportamiento estructural asignando una rigidez efectiva en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

#### 3.2. Tipo de investigación

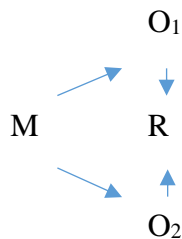
La presente investigación fue de tipo aplicada, porque se basó en investigaciones, estudios previos, normas internacionales y el Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### 3.3. Nivel de investigación

Es correlacional, porque determinaremos las derivas y cortantes de diseño del sistema estructural con la rigidez efectiva que establece la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### 3.4. Diseño de Investigación

El diseño de investigación que fue considerada con la presente investigación fue la no experimental, debido a que no se manipulo intencionalmente una variable para ver sus efectos o influencia en la otra, pero si establecer una relacion entre ellas.



Donde:

- $O_1$ = variable 1
- $O_2$ = variable 1
- $R$ = relacion entre las dos variables

### **3.5. Población y muestra**

#### **3.5.1. Población**

La población está representada por los puestos de salud del distrito de Pangoa, catalogadas como Edificaciones esenciales en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### **3.5.2. Muestra**

La muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona el puesto de salud de Mazaronquiari por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Como primer paso se procederá a recolectar los planos arquitectónicos y estructurales de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto los cuales serán obtenidos directamente de los propietarios, posteriormente se revisará la norma E.030 del Reglamento Nacional de edificaciones para obtener la información necesaria y por último realizaremos un estudio de mecánica de suelos para determinar la capacidad portante del terreno.

### **3.7. Procesamiento de la información:**

Toda la información que se recolecto será procesada en el software ETABS V.9.7.4 realizando un análisis sísmico considerando y sin considerar la rigidez efectiva en la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto en la ciudad de Huancayo.

### **3.8. Procesamiento de la información**

El análisis de datos se realizará en el software Microsoft Excel en el cual se realizaremos cuadros comparativos del análisis sísmico considerando y sin considerar la rigidez efectiva en la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto con la finalidad de determinar cual es el que mejores beneficios brinda a la estructura.

### **3.9. Técnicas y análisis de datos:**

El análisis de datos se realizará en el software Microsoft Excel en el cual se realizaremos cuadros comparativos con el comportamiento estructural y la rigidez efectiva de una edificación en estudio de la ciudad de Huancayo.

## CAPÍTULO IV RESULTADOS

### 4.1. Descripción del proyecto:

#### 4.1.1. Ubicación y localización del proyecto:

La vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto se encuentra ubicada y localizada como se describe a continuación:

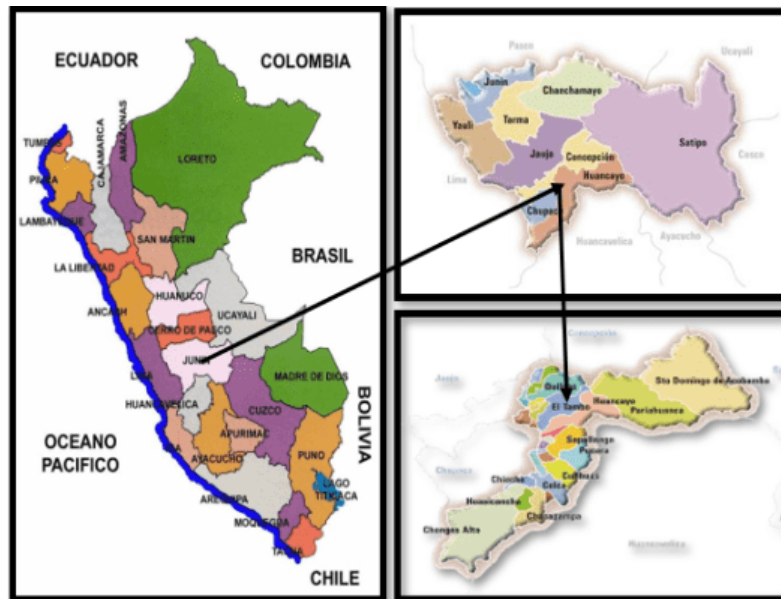


Figura 14 Ubicación provincial del proyecto  
Fuente: Imágenes Google.

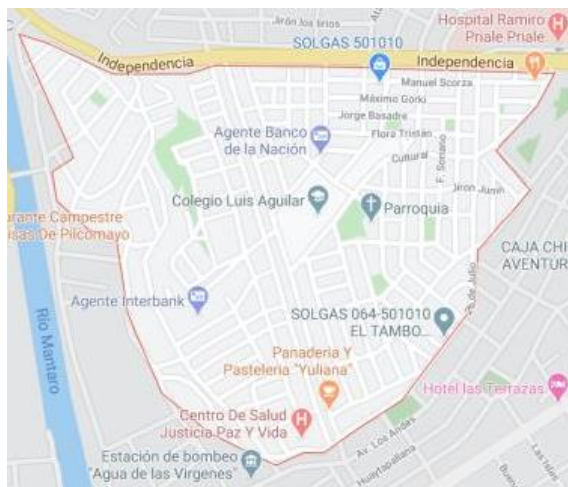


Figura 15 Asentamiento humano Justicia, Paz y Vida  
Fuente: Google maps.

Como se muestra en las figuras anteriores, la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto se encuentra ubicada en el asentamiento humano de Justicia, Paz y vida, distrito de el Tambo, provincia de Huancayo – departamento de Junín.

#### 4.1.2. **Descripción de la arquitectura del proyecto:**

El terreno donde se ejecutará la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto cuenta con un área de 167.50m<sup>2</sup>, el cual se encuentra dividido en 10.00m de frontis y 16.75m de largo, su altura total es de 14.35m dividido en un nivel de 3.15m y cuatro niveles de 2.80m. Los planos de arquitectura vienen adjunto en los anexos de esta investigación, a continuación, se describe cada planta:

##### 4.1.2.1. **Primer piso:**

Se puede observar dos áreas comerciales divididas por un muro de albañilería, una caja de escalera que conecta a los pisos superiores, dos patios de recreación, un baño de uso público para varones, un baño de uso público para mujeres y un baño privado.

##### 4.1.2.2. **Segundo piso:**

Cuenta con 2 departamentos, cada uno cuenta con una sala comedor, un hall que divide los ambientes, dos dormitorios con baño privado, una cocina completa, un baño de visitas, un patio de estar, balcón pequeño y una caja de escalera que conecta a los pisos superiores.

##### 4.1.2.3. **Tercero, cuarto y quinto piso:**

Se puede observar ocho habitaciones con baño privado y patio de estar, un hall que divide los ambientes y una caja de escalera que conecta a los pisos superiores.

##### 4.1.2.4. **Azotea o techo:**

Cuenta con una azotea horizontal donde se puede observar un área libre que cumplirá con la función de tendedero de ropa y la discontinuidad de los diafragmas que cumplirán la función de iluminar los ambientes de los pisos inferiores.

#### 4.1.3. Descripción de la estructura del proyecto:

Los planos estructurales del proyecto fueron obtenidos directamente de los propietarios del inmueble los cuales vienen adjuntos en los anexos de esta investigación:

##### 4.1.3.1. Elementos estructurales:

Los elementos estructurales constan de tres tipos de columnas, seis tipos de vigas y una losa aligerada los cuales brindaran la rigidez necesaria a la estructura para tener un comportamiento adecuado durante un evento sísmico.

Tabla 11  
Elementos estructurales del proyecto

| <b>DESCRIPCION</b> | <b>DIMENSIONES (cm)</b> |
|--------------------|-------------------------|
| Columna C1         | 25x35                   |
| Columna C2         | 25x40                   |
| Columna C3         | 15x40                   |
| Viga VP1           | 25x40                   |
| Viga VP2           | 40x20                   |
| Viga VA1           | 25x40                   |
| Viga VA2           | 15x40                   |
| Viga VB            | 15x20                   |
| Viga VCH           | 50x20                   |
| Losa aligerada     | 20                      |

Fuente: Elaboración propia.

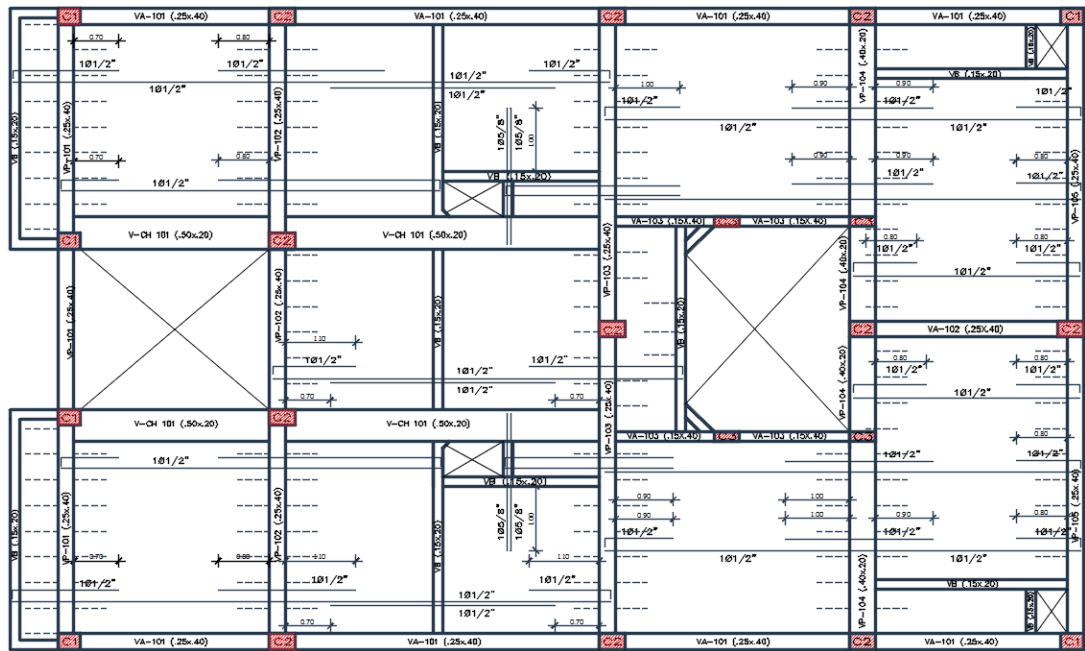


Figura 16 Estructura 1° y 2° piso  
Fuente: propia.

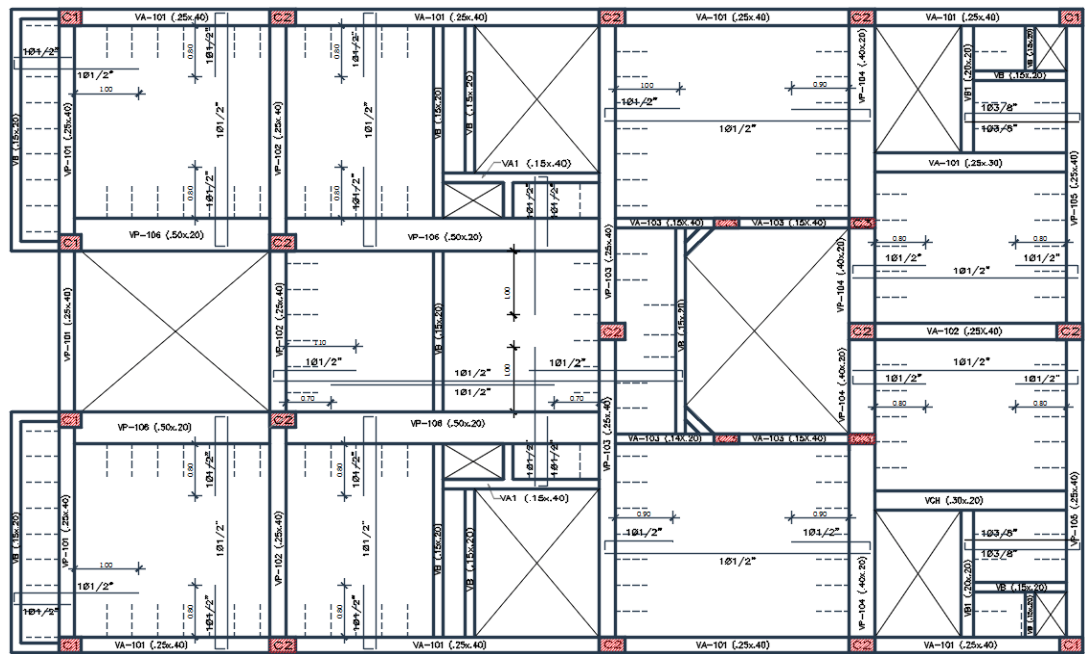


Figura 17 Estructura 3°, 4° y 5° piso  
Fuente: propia.



## 4.2. Generalidades:

### 4.2.1. Normas aplicadas en el diseño:

- “Norma Técnica de Edificaciones E.020”- “Cargas”
- “Norma Técnica de Edificaciones E.060”- “Concreto Armado”
- “Norma Técnica de Edificaciones E.030”- “Diseño Sismorresistente”
- “Norma Técnica de Edificaciones E.050”- “Suelos y Cimentaciones”

### 4.2.2. Materiales aplicados y sus propiedades:

Los dos tipos de materiales que serán aplicados en la estructura de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto corresponde a un concreto  $F'c = 210\text{Kg/cm}^2$  y Acero  $Fy = 4200\text{Kg/cm}^2$ .

#### 4.2.2.1. Concreto:

- “Resistencia a la compresión” ( $F'c$ ):  $210\text{Kg/cm}^2$
- “Módulo de elasticidad” (E):  $217370.65\text{Kg/cm}^2$
- “Peso específico” ( $\delta_c$ ):  $2400\text{Kg/cm}^2$
- Módulo de P.O.I.S.S.O.N.: 0.15

#### 4.2.2.2. Acero:

- “Límite de fluencia” ( $Fy$ ):  $4200\text{Kg/cm}^2$
- “Módulo de elasticidad” (E):  $2100000\text{Kg/cm}^2$
- “Peso específico” ( $\delta_c$ ):  $78450\text{Kg/cm}^2$
- “Módulo de P.O.I.S.S.O.N.": 0.30

### 4.2.3. Cargas verticales:

#### 4.2.3.1. Carga muerta en la 1°, 2°, 3° y 4° piso:

Según la norma E.020 del Reglamento Nacional de edificaciones, se debe aplicar los siguientes valores como cargas muertas en los pisos típicos:

- Losas aligeradas:  $300\text{Kg/m}^2$
- Acabados:  $100\text{Kg/m}^2$

➤ Tabiquería: 100Kg/m<sup>2</sup>

#### 4.2.3.2. **Carga viva en la 1°, 2°, 3° y 4° piso:**

la tabla N° 1 “Cargas vivas mínimas repartidas” de la norma E.0.2.0. del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica las siguientes cargas vivas para edificaciones que serán utilizadas como viviendas:

➤ Corredor: 200Kg/m<sup>2</sup>  
➤ Escaleras: 200Kg/m<sup>2</sup>  
➤ Viviendas: 200Kg/m<sup>2</sup>

#### 4.2.3.3. **Carga muerta en la 5° piso:**

La estructura del quinto piso de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto está considerada como techo o azotea, por lo tanto, se le asignara las siguientes cargas muertas:

➤ Losa aligerada: 300Kg/m<sup>2</sup>  
➤ Acabados: 50Kg/m<sup>2</sup>  
➤ Parapeto: 270Kg/ml

#### 4.2.3.4. **Carga viva en la 5° piso:**

La norma E.0.2.0. del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica que en las azoteas o techos se aplicara como mínimo la siguiente carga viva:

➤ Techo o azotea: 100kg/m<sup>2</sup>

#### 4.2.4. **Parámetros de diseño sísmico:**

La norma E.0.3.0. del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica determinar los siguientes parámetros de diseño sísmico:

##### 4.2.4.1. **Factor de zona (Z):**

El territorio nacional del Perú se divide en cuatro zonas sísmicas como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 12  
Factores de zona

| ZONA | FACTOR “Z” |
|------|------------|
| 4    | 0.45       |
| 3    | 0.35       |
| 2    | 0.25       |
| 1    | 0.10       |

Fuente: Norma E.030 del RNE.

La vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto se encuentra ubicada en el departamento de Junín, provincia de Huancayo y distrito de El Tambo, según la norma E.0.3.0. del Reglamento Nacional de Edificaciones, le corresponde la zona sísmica 3 con un factor “Z” igual a 0.35.

| REGIÓN (DPTO.)        | PROVINCIA           | DISTRITO                  | ZONA SÍSMICA | ÁMBITO               |
|-----------------------|---------------------|---------------------------|--------------|----------------------|
| JUNÍN                 | CONCEPCIÓN          | ANDAMARCA                 | 2            | CUATRO DISTRITOS     |
|                       |                     | COCHAS                    |              |                      |
|                       |                     | COMAS                     |              |                      |
|                       |                     | MARISCAL CASTILLA         |              |                      |
|                       |                     | ACO                       | 3            | ONCE DISTRITOS       |
|                       |                     | CHAMBARA                  |              |                      |
|                       |                     | CONCEPCIÓN                |              |                      |
|                       |                     | HEROINAS DE TOLEDO        |              |                      |
|                       |                     | MANZANARES                |              |                      |
|                       |                     | MATAHUASI                 |              |                      |
|                       |                     | MITO                      |              |                      |
|                       |                     | NUEVE DE JULIO            |              |                      |
|                       |                     | ORCOTUNA                  |              |                      |
|                       |                     | SAN JOSÉ DE QUERO         |              |                      |
|                       | SANTA ROSA DE OCOPA |                           |              |                      |
|                       | CHUPACA             | AHUAC                     | 3            | TODOS LOS DISTRITOS  |
|                       |                     | CHONGOS BAJO              |              |                      |
|                       |                     | CHUPACA                   |              |                      |
|                       |                     | HUACHAC                   |              |                      |
|                       |                     | HUAMANCACA CHICO          |              |                      |
|                       |                     | SAN JUAN DE JARPA         |              |                      |
|                       |                     | SAN JUAN DE YSCOS         |              |                      |
|                       | TRES DE DICIEMBRE   |                           |              |                      |
|                       | YANACANCHA          |                           |              |                      |
|                       | HUANCAYO            | PARIAHUANCA               | 2            | DOS DISTRITOS        |
|                       |                     | SANTO DOMINGO DE ACOBAMBA |              |                      |
|                       |                     | CARHUACALLANGA            | 3            | VEINTISEIS DISTRITOS |
|                       |                     | CHACAPAMPA                |              |                      |
|                       |                     | CHICCHE                   |              |                      |
|                       |                     | CHILCA                    |              |                      |
|                       |                     | CHONGOS ALTO              |              |                      |
|                       |                     | CHUPURO                   |              |                      |
|                       |                     | COLCA                     |              |                      |
| CULLHUAS              |                     |                           |              |                      |
| EL TAMBO              |                     |                           |              |                      |
| HUACRAPUQUIO          |                     |                           |              |                      |
| HUALHUAS              |                     |                           |              |                      |
| HUANCAN               |                     |                           |              |                      |
| HUANCAYO              |                     |                           |              |                      |
| HUASICANCHA           |                     |                           |              |                      |
| HUAYUCACHI            |                     |                           |              |                      |
| INGENIO               |                     |                           |              |                      |
| PILCOMAYO             |                     |                           |              |                      |
| PUCARA                |                     |                           |              |                      |
| QUICHUAY              |                     |                           |              |                      |
| QUILCAS               |                     |                           |              |                      |
| SAN AGUSTIN           |                     |                           |              |                      |
| SAN JERÓNIMO DE TUNÁN |                     |                           |              |                      |
| SAÑO                  |                     |                           |              |                      |
| SAPALLANGA            |                     |                           |              |                      |
| SICAYA                |                     |                           |              |                      |
| VIQUES                |                     |                           |              |                      |

Figura 18 Zonificación sísmica de la provincia de Huancayo

Fuente: Norma E.0.3.0. del R.N.E.

#### 4.2.4.2. Factor de ampliación de suelo (S):

Para determinar el factor de ampliación de suelo “S” es necesario conocer la capacidad portante del terreno y según el estudio de mecánica de suelos realizado en el terreno del proyecto este es igual a 1.15Kg/cm<sup>2</sup> al cual se corresponde un perfil de suelo S1 como lo indica la siguiente tabla:

Tabla 13  
Clasificación de los perfiles de suelo

| Perfil | $\bar{V}_s$                    | $\bar{N}_{60}$ | $\bar{S}_u$           |
|--------|--------------------------------|----------------|-----------------------|
| S.0.   | > 1500 metros/segundo          | -              | -                     |
| S.1.   | 500 a 1500 m metros/segundo    | > 50           | > 100 k.P.a.          |
| S.2.   | 180 a 500 metros/segundo       | 15 a 50        | 50 kPa a 100 k.P.a.   |
| S.3.   | < 180 m metros/segundo         | < 15           | 25 k.P.a. a 50.k.P.a. |
| S.4.   | Clasificación basada en el EMS |                |                       |

Fuente: Norma E.030 del RNE.

Anteriormente determinamos la que el proyecto se encuentra ubicado en la zona 3 del territorio nacional y el perfil de suelo es igual a S1, por lo tanto, aplicando la siguiente tabla determinamos un factor de ampliación de suelo “S” igual a 1.00.

Tabla 14  
Factor de suelo (S)

| Zona \ Suelo   | S <sub>0</sub> | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Z <sub>4</sub> | 0.80           | 1.00           | 1.05           | 1.10           |
| Z <sub>3</sub> | 0.80           | 1.00           | 1.15           | 1.20           |
| Z <sub>2</sub> | 0.80           | 1.00           | 1.20           | 1.40           |
| Z <sub>1</sub> | 0.80           | 1.00           | 1.60           | 2.00           |

Fuente: Norma E.030 del RNE.

#### 4.2.4.3. Periodo largo (T.L.) y periodo de plataforma (T.p.):

El periodo largo y el periodo de plataforma se determinan según el perfil de suelo determinado anteriormente y aplicando la siguiente tabla:

Tabla 15  
Periodos  $T_p$  y  $T_L$

|          | Perfil de suelo |      |      |      |
|----------|-----------------|------|------|------|
|          | S.0.            | S.1. | S.2. | S.3. |
| T.p. (S) | 0.30            | 0.40 | 0.60 | 1.00 |
| T.L. (S) | 3.00            | 2.50 | 2.00 | 1.60 |

Fuente: Norma E.030 del RNE.

Para un perfil de suelo S1 obtenemos un periodo largo “ $T_L$ ” y un periodo de plataforma “ $T_p$ ” igual a 2.50 y 0.40 respectivamente.

#### 4.2.4.4. Factor de ampliación sísmica (C):

Para determinar el factor de ampliación sísmica es necesario conocer el periodo fundamental de vibración como se muestra en la siguiente figura:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Figura 19 Factor de ampliación sísmica

Fuente: Norma E.0.3.0. del RNE.

Por lo mencionado anteriormente, el factor de ampliación sísmica “ $C$ ” será determinado tanteando el periodo fundamental de vibración “ $T$ ” desde 0.020s hasta 10.00s con la finalidad de obtener el espectro Pseudo – Aceleraciones.

#### 4.2.4.5. Factor de uso (U):

La norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones clasifica a las estructuras en categorías dependiendo a su tipo de uso como se muestra en la siguiente tabla:

| Tabla N° 5<br>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U” |  |                 |
|---|--|-----------------|
| CATEGORÍA   | DESCRIPCIÓN  | FACTOR <i>U</i> |
| A<br>Edificaciones Esenciales                             | A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.  | Ver nota 1      |
|   | A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, <b>estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte,</b> locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.<br/>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.<br/>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p> | 1,5             |
| B<br>Edificaciones Importantes                            | Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales <b>de buses</b> de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.<br><br>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.   | 1,3             |
| C<br>Edificaciones Comunes                                | Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.   | 1,0             |
| D<br>Edificaciones Temporales                             | Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.  | Ver nota 2      |

Figura 20 Categoría de las edificaciones y factor de uso  
Fuente: Norma E.030 del RNE.

La vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto se encuentra en la categoría C (Edificaciones comunes) de la figura anterior, por lo tanto, se corresponde un factor de uso “U” igual a 1.00.

#### 4.2.4.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R):

Para poder determinar el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R” es necesario conocer el coeficiente básico de reducción sísmica “R0” y los factores de irregularidad en altura y planta “Ia” y Ip” respectivamente, posteriormente se aplica la siguiente ecuación:

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p \dots (1)$$

Donde:

R.: Coeficientes de reducciones de las fuerzas sismicas.

R.0.: Coeficientes basicos de reduccions sismica.

I.a.: Factores de irregularidades en altura.

I.p.: Factores de irregularidades en planta.

El coeficiente de básico de reducción sísmica R0 se determina aplicando la siguiente figura:

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

Figura 21 Coeficiente básico de reducción sísmica

Fuente: Norma E.030 del RNE.

La estructura de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto será ejecutado con concreto armado y constará de pórticos en ambas direcciones, por lo tanto, le corresponde un coeficiente básico de reducción sísmica igual a 8.00.

Para obtener las irregularidades en planta y altura debemos aplicar las condiciones que se especifican en las siguientes figuras:

| Tabla N° 8<br>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA  | Factor de Irregularidad $I_G$ |
|--|-------------------------------|
| <p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b><br/>Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.<br/>Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b><br/>Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>  | 0,75                          |
| <p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b><br/>Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.<br/>Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b><br/>Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p> | 0,50                          |
| <p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b><br/>Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>  | 0,90                          |
| <p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b><br/>La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>   | 0,90                          |
| <p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b><br/>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>   | 0,80                          |
| <p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b><br/>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>   | 0,60                          |

Figura 22 Irregularidades estructurales en altura”

Fuente: Norma E.030 del RNE.



| Tabla N° 9<br>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA  | Factor de Irregularidad $I_p$ |
|--|-------------------------------|
| <p><b>Irregularidad Torsional</b><br/>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta_{máx}</math>), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{CM}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>  | 0,75                          |
| <p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b><br/>Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta_{máx}</math>), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p> | 0,60                          |
| <p><b>Esquinas Entrantes</b><br/>La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>   | 0,90                          |
| <p><b>Discontinuidad del Diafragma</b><br/>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.<br/>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>   | 0,85                          |
| <p><b>Sistemas no Paralelos</b><br/>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>   | 0,90                          |

Figura 23 Irregularidades estructurales en planta  
Fuente: Norma E.030 del RNE.

La estructura de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto no cumple con ninguna especificación de las dos figuras anteriores, por lo tanto, se caracteriza como regular y su coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R” sigue siendo igual a 8.00.

#### 4.2.5. Espectro Pseudo – Aceleraciones:

Para elaborar el espectro Pseudo – Aceleraciones debemos reemplazar los parámetros de diseño determinados anteriormente en la siguiente ecuación, cabe mencionar que

el factor de ampliación sísmica “C” fue determinado tanteando el periodo fundamental de vibración “T” desde 0.020 hasta 10.00 como se muestra en la hoja de cálculo adjunto en los anexos de esta investigación:

$$Sa = \frac{Z*U*C*S}{R} * g \dots\dots\dots (2)$$

**Donde:**

S.a.: Aceleraciones espectrales.

G.: Aceleraciones de las gravedades.

El espectro Pseudo – Aceleración determinado en esta investigación no incluye la aceleración de la gravedad “G”, por lo tanto, este dato será ingresado directamente al software E.T.A.B.S. para realizar el análisis sísmico dinámico.

Debido a que el sistema estructural corresponde a pórticos en ambas direcciones, solo es necesario elaborar un espectro Pseudo – Aceleraciones como se muestra a continuación:

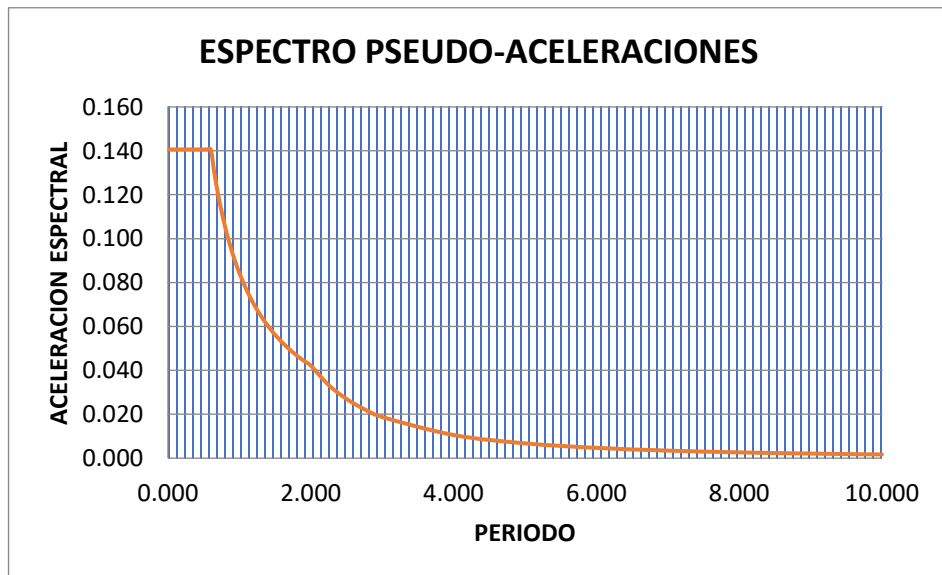


Figura 24 Espectro Pseudo – Aceleraciones  
Fuente: Elaboración propia.

### 4.3. Modelamiento del proyecto en el software ETABS:

El modelamiento de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto fue realizado en las unidades de Tn.m, a continuación, se describe los pasos realizados.

#### 4.3.1. Propiedades de los materiales:

##### 4.3.1.1. Concreto:

Los datos del concreto determinados anteriormente fueron ingresados al software ETABS como se puede observar en la siguiente figura:

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a blue border. It contains several sections for defining material properties:

- Material Name:** A text box containing 'CONCRETO'.
- Display Color:** A color selection area with a cyan color swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A table of input fields for material analysis properties:

|                            |            |
|----------------------------|------------|
| Mass per unit Volume       | 0.2446     |
| Weight per unit Volume     | 2.4        |
| Modulus of Elasticity      | 2173706.51 |
| Poisson's Ratio            | 0.15       |
| Coeff of Thermal Expansion | 9.900E-06  |
| Shear Modulus              | 945089.79  |
- Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009):** A table of input fields for design properties:

|   |        |
|---|--------|
| Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub>  | 2100.  |
| Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub>   | 42000. |
| Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub>    | 42000. |
| <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete |        |
| Shear Strength Reduc. Factor                  |        |

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 25 Datos del concreto  
Fuente: Elaboración propia.

##### 4.3.1.2. Refuerzo:

Los datos del acero determinados anteriormente fueron ingresados al software ETABS como se puede observar en la siguiente figura:

The dialog box 'Material Property Data' is used to define the properties of a material. It includes the following fields and options:

- Material Name:** REFUERZO
- Display Color:** A green color swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for  Isotropic and  Orthotropic.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Steel'.
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 0.7997
  - Weight per unit Volume: 7.845
  - Modulus of Elasticity: 21000000.
  - Poisson's Ratio: 0.3
  - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
  - Shear Modulus: 8076923.1
- Design Property Data:**
  - Minimum Yield Stress, Fy: 42000.
  - Minimum Tensile Strength, Fu: 42000.
  - Cost per Unit Weight: 42000.

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

Figura 26 Datos del acero  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2. Secciones cuadradas:

##### 4.3.2.1. Columnas:

Fueron definidas los tres tipos de columnas que se describieron anteriormente, los cuales se pueden observar en las siguientes figuras:

The dialog box 'Rectangular Section' is used to define the geometry and material of a rectangular column. It includes the following fields and options:

- Section Name:** C1-25x35
- Properties:** A button labeled 'Section Properties...'
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'
- Material:** A dropdown menu set to 'CONCRETC'.
- Dimensions:**
  - Depth (t3): 0.35
  - Width (t2): 0.25
- Concrete:** A button labeled 'Reinforcement...'
- Diagram:** A grid showing a rectangular cross-section with a blue L-shaped dimension line indicating width (2) and depth (3), and red dots representing reinforcement bars.
- Display Color:** A blue color swatch.

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

Figura 27 Columnas C1 – 25x35cm  
Fuente: Elaboración propia.

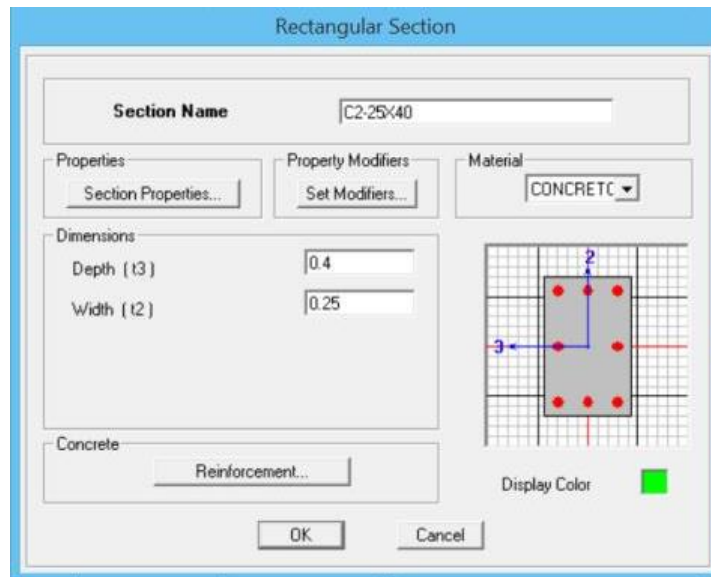


Figura 28 Columnas C2 – 25x40cm  
Fuente: Elaboración propia.

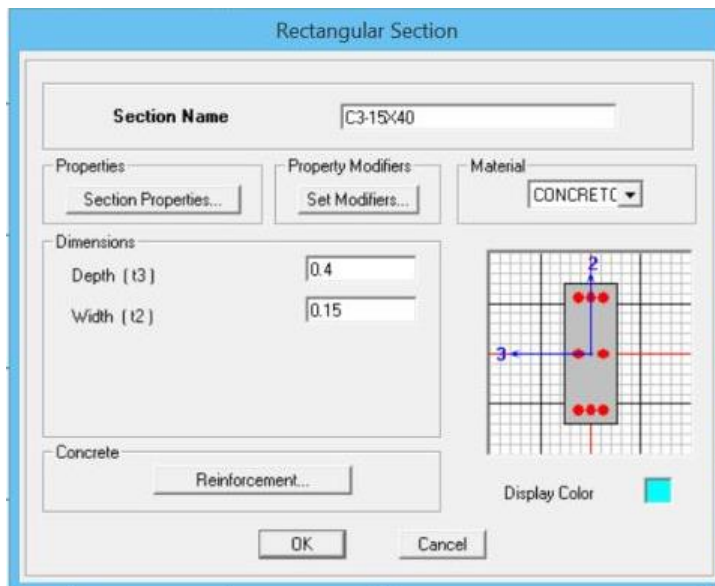


Figura 29 Columnas C3 – 15x40cm  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2.2. Vigas:

Se definieron los seis tipos de vigas que se describió anteriormente, los cuales se pueden observar en las siguientes figuras:

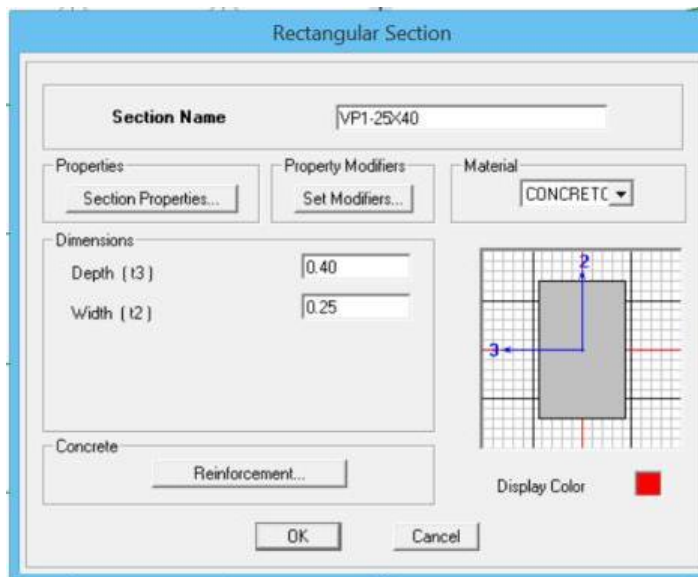


Figura 30 Viga VP1 – 25x40cm  
Fuente: Elaboración propia.

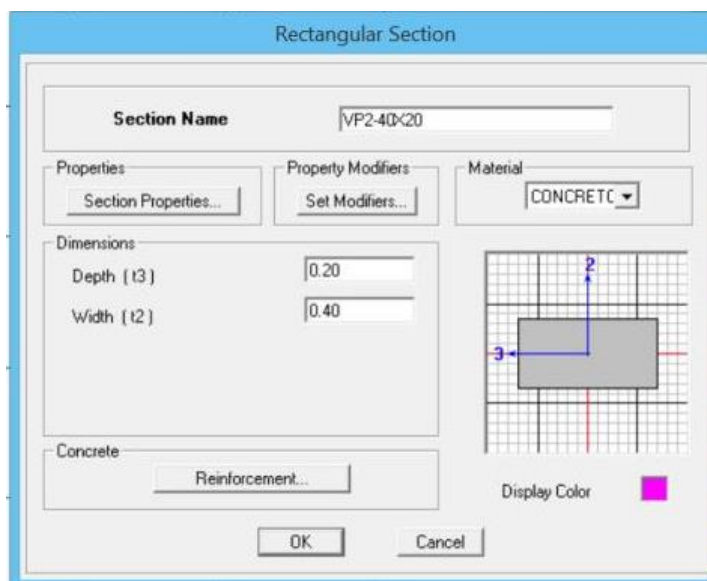


Figura 31 Viga VP2 – 40x20cm  
Fuente: Elaboración propia.

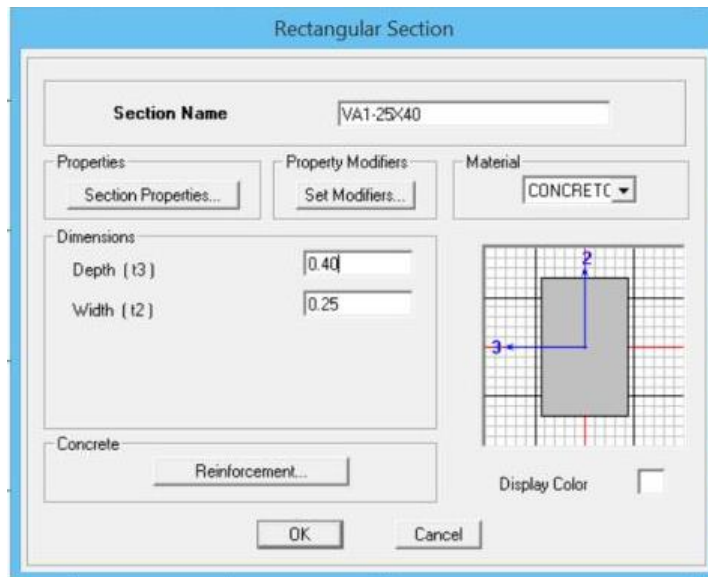


Figura 32 Viga VA1 – 25x40cm  
Fuente: Elaboración propia.

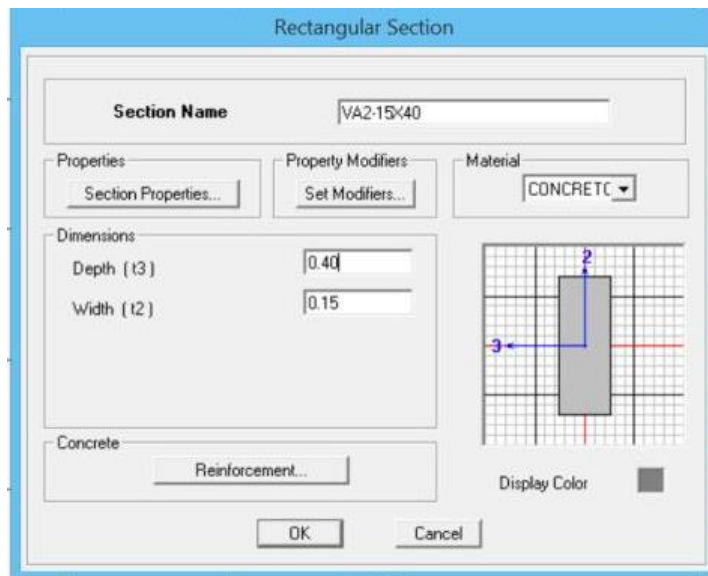


Figura 33 Viga VA2 – 15x40  
Fuente: Elaboración propia.

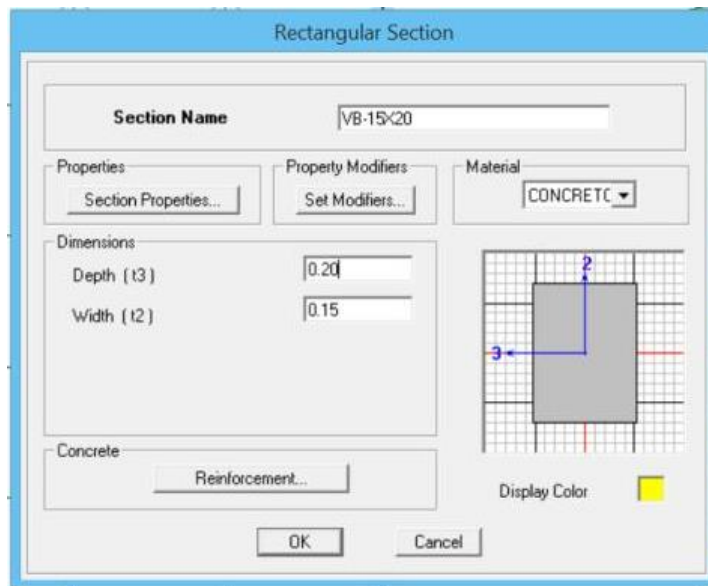


Figura 34 Viga VB – 15x20cm  
Fuente: Elaboración propia.

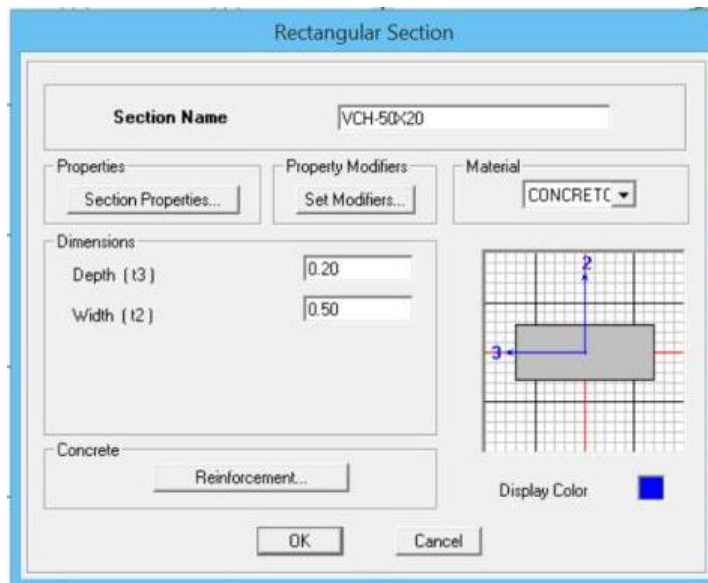


Figura 35 Viga VCH – 50x20cm  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2.3. Losa aligerada:

La losa aligerada fue definida con un espesor de 0.001m debido a que su peso propio será asignada como carga muerta de 300Kg/m<sup>2</sup> como se describió anteriormente.



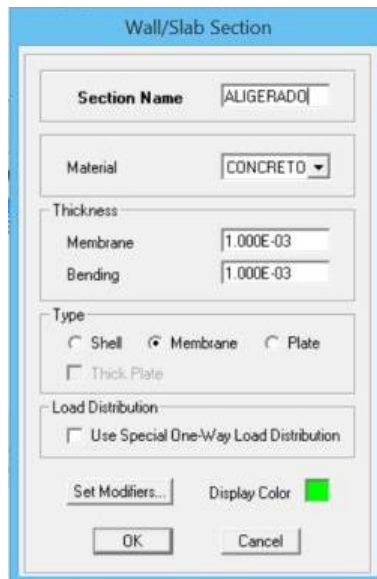


Figura 36 Losa aligerada  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2.4. Losa de escalera:

De igual manera se definió una losa de escalera de 0.001m debido a que su peso propio será asignado como carga muerta.

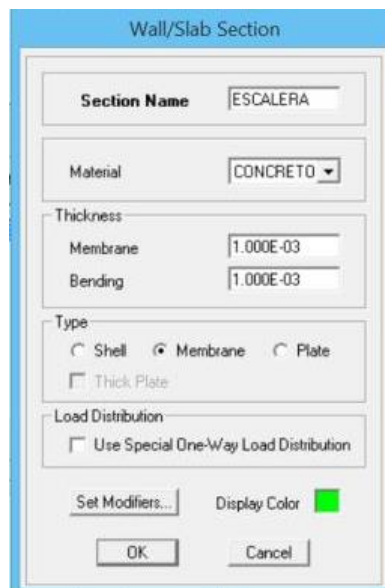


Figura 37 Losa de escalera  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.3. Casos de carga estática:

Los casos de carga estática nos ayudaran a asignar los pesos de los elementos no estructurales como parapetos, cargas vivas, columnas y vigas no estructurales, etc.

- **Carga permanente:** Este tipo de carga corresponde al peso propio de la estructura el cual viene por defecto en el software etabs.
- **Carga variable:** Corresponde a la sobrecarga que se asignara a los primeros cuatro pisos.
- **Carga de relleno:** Corresponde a la carga muerta de los elementos no estructurales.
- **Carga de techo:** Corresponde a la sobrecarga que se asignara al quinto piso o techo.

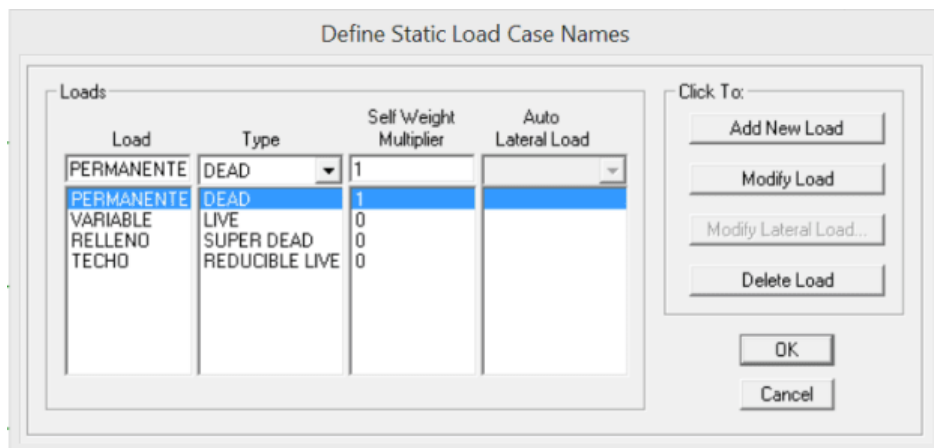


Figura 38 Casos de carga estática

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.4. Fuente masiva:

Anteriormente se determinó que la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto pertenece a la categoría C (Edificaciones comunes) del Reglamento Nacional de edificaciones, por lo tanto, le corresponde una fuente masiva o estimación de peso de 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva como se muestra en la siguiente figura:

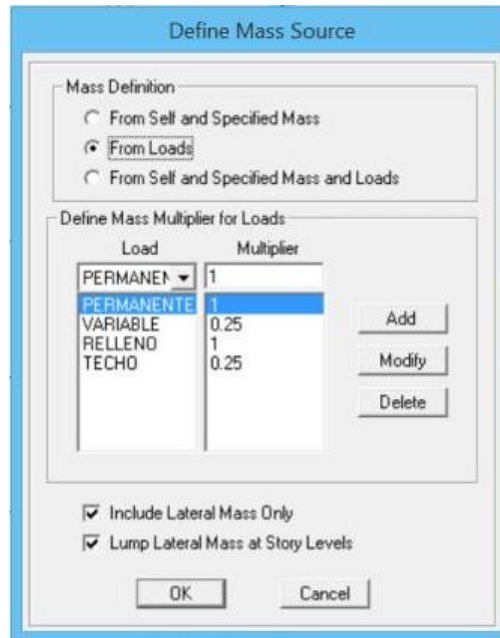


Figura 39 Fuente masiva  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.5. Brazo rígido:

La estructura de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto tendrá un brazo rígido de 100% como se muestra en la siguiente figura:

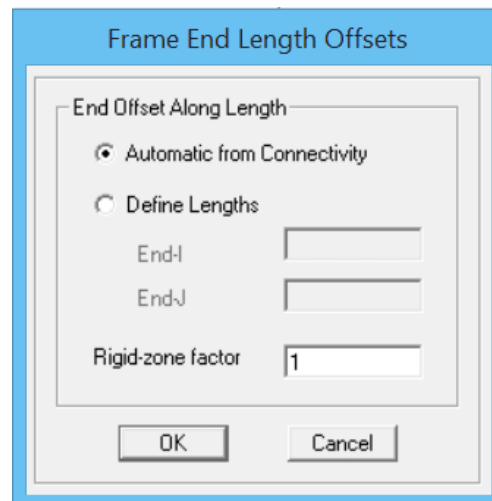


Figura 40 Brazo rígido  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.6. Diafragma rígido:

Se asignará unos diafragma rígidos a cada piso de la estructura con la finalidad de que se comporte como un solo bloque y cuente con un desplazamiento en el eje X – X, un desplazamiento en el eje Y – Y, un desplazamiento eje Z – Z.

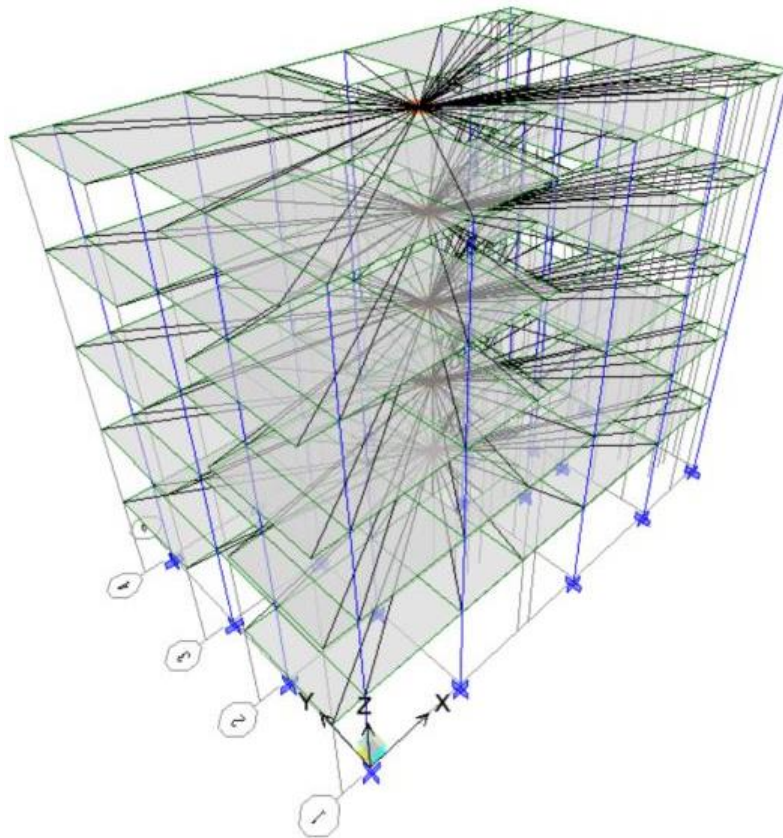


Figura 41 Diafragma rígido en los cinco pisos de la estructura  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.7. Asignar cargas:

Se asignaron las cargas que se mencionaron anteriormente, la cuales se pueden observar en las siguientes figuras:

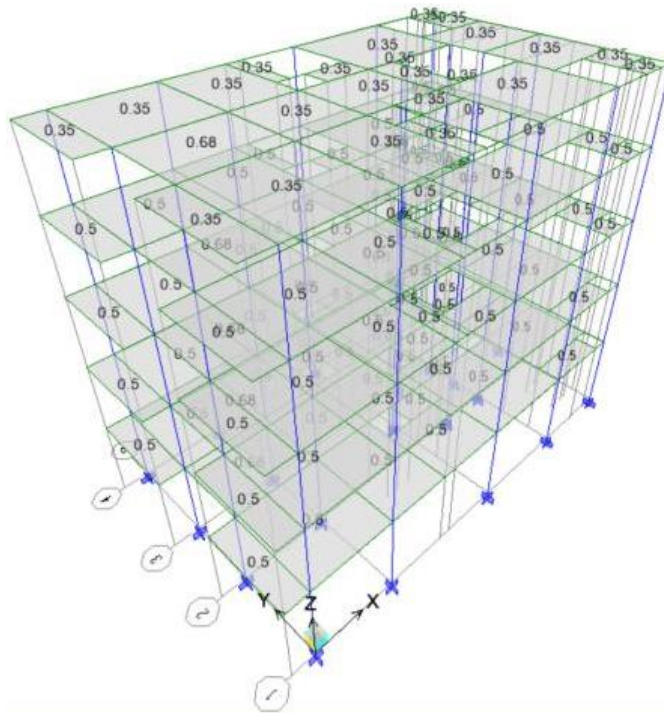


Figura 42 Carga muerta en los cinco pisos  
Fuente: Elaboración propia.

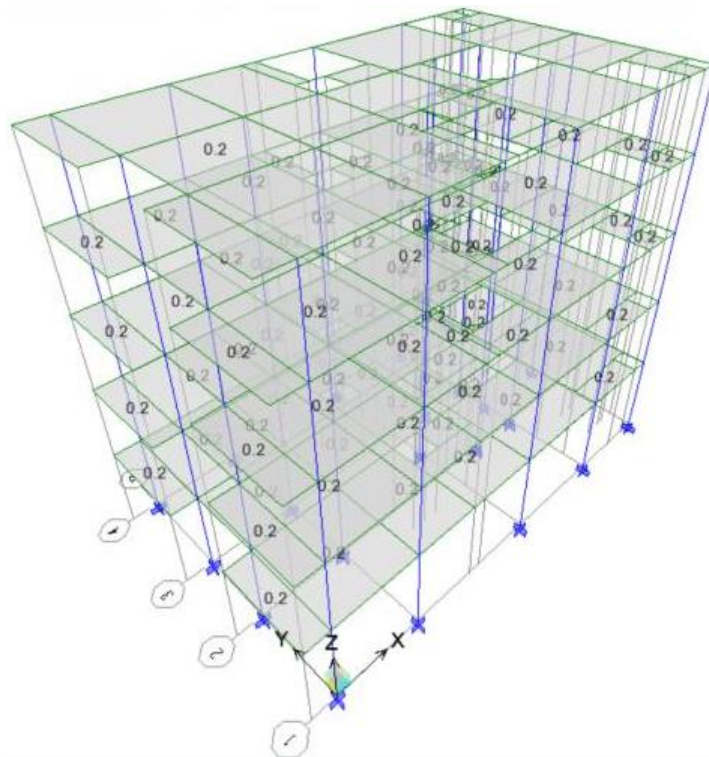


Figura 43 Carga viva en los cuatro primeros pisos  
Fuente: Elaboración propia.

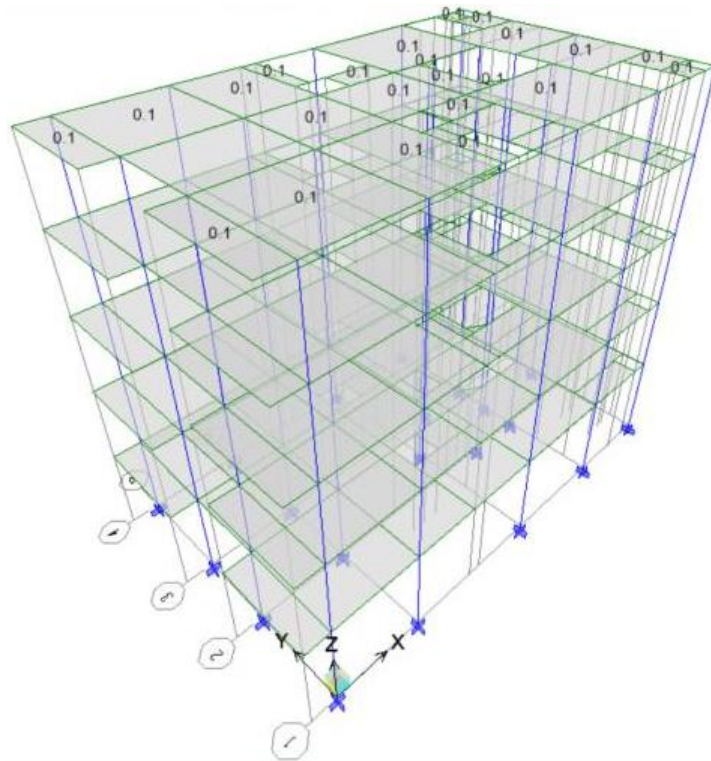


Figura 44 Carga viva en el quinto piso o techo  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.8. Importar el espectro Pseudo – Aceleraciones:

El espectro Pseudo – Aceleraciones fue importado al software etabs como se muestra en la siguiente figura:

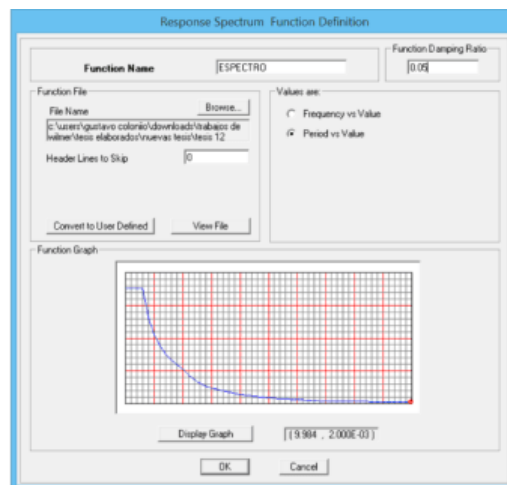


Figura 45 Espectro Pseudo – Aceleraciones en el software ETABS

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.9. Cargas sísmicas:

Debido a que el espectro Pseudo – Aceleraciones fue elaborado sin tener en cuenta la aceleración de la gravedad, este dato fue asignado en la carga sísmica de cada eje en el de factor de escala.

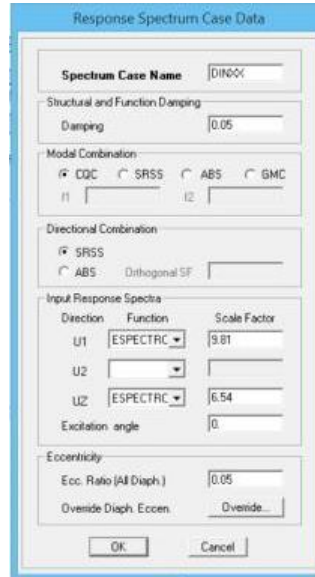


Figura 46 Carga sísmica en el eje X – X  
Fuente: Elaboración propia.

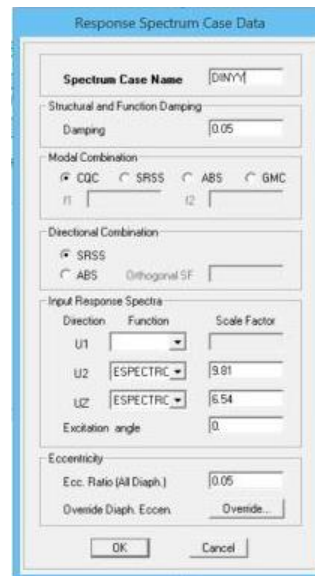


Figura 47 Carga sísmica en el eje Y – Y  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.10. Restricción de desplazamientos en la base:

Se restringió los desplazamientos en la base teniendo en cuenta un apoyo fijo en las columnas como se puede observar en la siguiente figura:

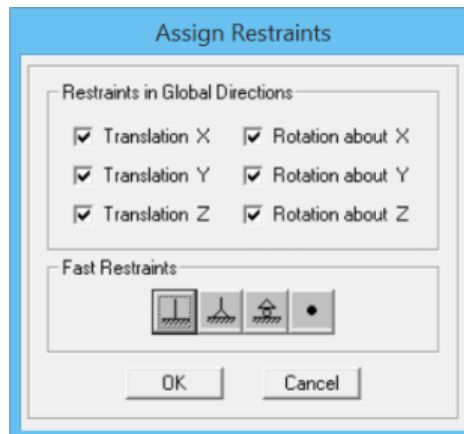


Figura 48 Restricción de desplazamientos en la base  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.11. Modos de vibración:

Se asignó un total de 15 modos de vibración, los que corresponden a 3 modos por cada nivel.

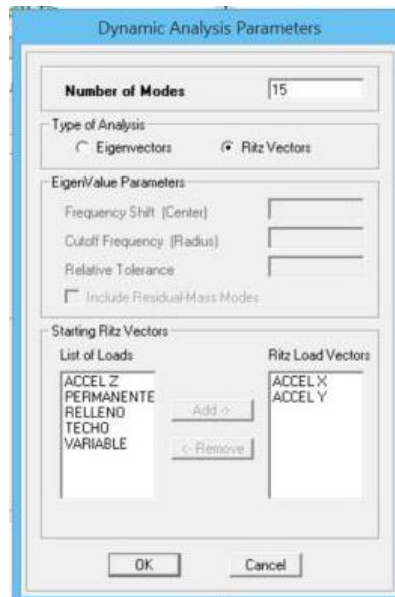


Figura 49 Modos de vibración  
Fuente: Elaboración propia.



#### 4.3.12. Análisis en el software etabs:

La vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto fue modelada en el software ETABS como se muestra en las siguientes figuras:

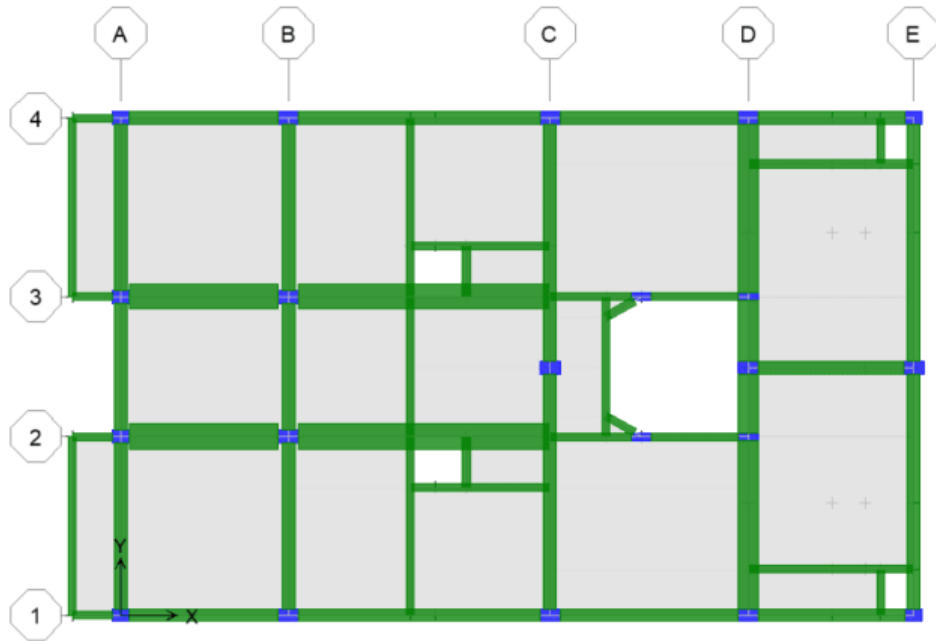


Figura 50 1º y 2º piso en el software ETABS  
Fuente: Elaboración propia.

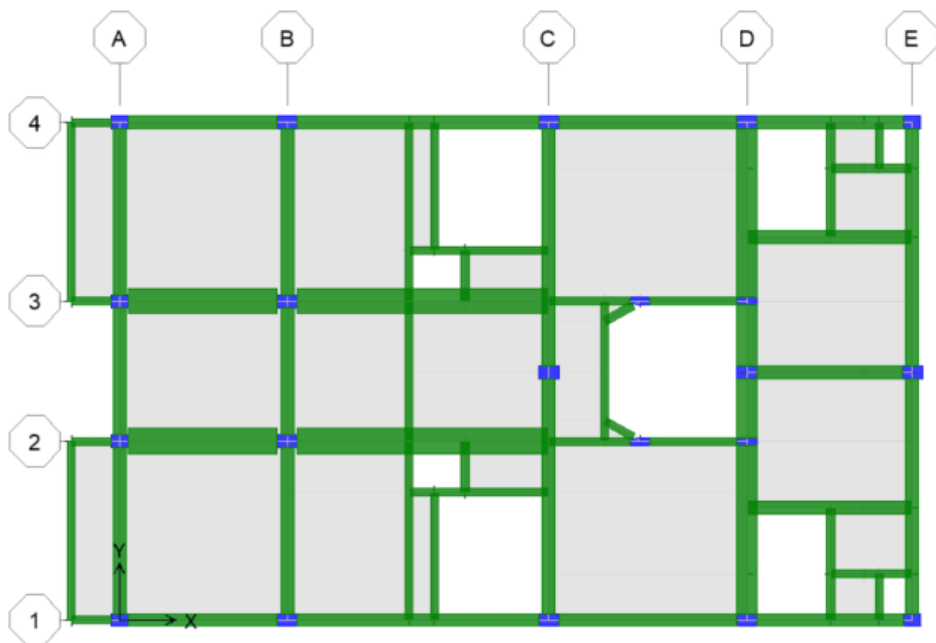


Figura 51 3º, 4º y 5º piso en el software ETABS  
Fuente: Elaboración propia.

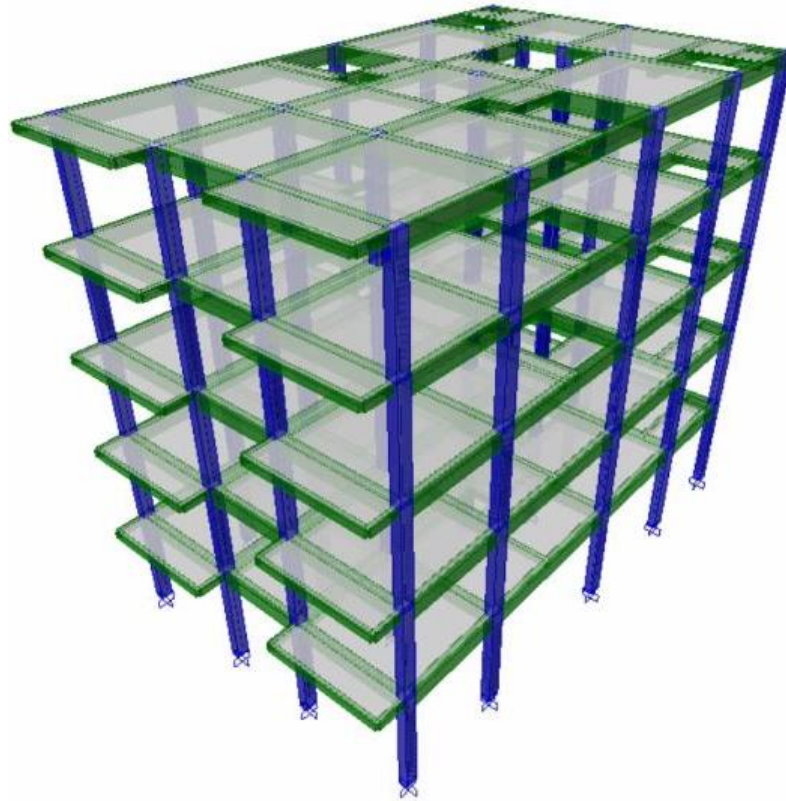


Figura 52 Estructura en 3d en el software ETABS  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4. Resultados del análisis sísmico sin rigidez efectiva:

##### 4.4.1.1. Peso de la estructura:

En la siguiente tabla podemos observar que el peso de la estructura sin rigidez efectiva es igual a 553.97Tn.

Tabla 16  
Peso de la estructura sin rigidez efectiva

| N° DE PLANTA                  | DIAFRAGMA | MASA EN "X"   | MASA EN "Y" |
|-------------------------------|-----------|---------------|-------------|
| 5 ° PLANTA                    | D5        | 9.78          | 9.78        |
| 4 ° PLANTA                    | D4        | 11.23         | 11.23       |
| 3 ° PLANTA                    | D3        | 11.23         | 11.23       |
| 2 ° PLANTA                    | D2        | 12.08         | 12.08       |
| 1 ° PLANTA                    | D1        | 12.15         | 12.15       |
| <b>PESO DEL EDIFICIO (Tn)</b> |           | <b>553.97</b> |             |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.2. Modos y periodo fundamental de vibración:

En la siguiente tabla podemos observar que la mayor masa participativa corresponde al eje Y – Y con un periodo igual a 0.88s y la masa participativa del eje X – X es igual a 85.39 con un periodo igual a 0.66s.

Tabla 17  
Modos y periodo fundamental de vibración sin rigidez efectiva

| CASO  | MODO | PERIODO (seg) | UX    | UY    |
|-------|------|---------------|-------|-------|
| MODAL | 1    | 0.88          | 0.00  | 86.10 |
| MODAL | 2    | 0.69          | 0.00  | 1.56  |
| MODAL | 3    | 0.66          | 85.39 | 0.00  |
| MODAL | 4    | 0.29          | 0.00  | 9.03  |
| MODAL | 5    | 0.23          | 0.00  | 0.12  |
| MODAL | 6    | 0.21          | 10.50 | 0.00  |
| MODAL | 7    | 0.17          | 0.00  | 2.30  |
| MODAL | 8    | 0.13          | 0.00  | 0.01  |
| MODAL | 9    | 0.12          | 0.00  | 0.75  |
| MODAL | 10   | 0.12          | 2.88  | 0.00  |
| MODAL | 11   | 0.09          | 0.00  | 0.13  |
| MODAL | 12   | 0.08          | 1.03  | 0.00  |
| MODAL | 13   | 0.07          | 0.00  | 0.00  |
| MODAL | 14   | 0.06          | 0.19  | 0.00  |
| MODAL | 15   | 0.06          | 0.00  | 0.00  |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.3. Desplazamientos laterales:

El software etabs nos brinda un desplazamiento lateral normal el cual debe ser transformado a un desplazamiento lateral inelástico aplicando las siguientes ecuaciones:

$$Dee = Ux * 0.75 * R \dots\dots\dots (3)$$

$$Dei = \frac{Ps - Pi}{Dee} \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

Dee: Desplazamiento elástico.

Ux: Desplazamiento normal (Cm)

R: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.

Dei: Desplazamiento inelástico.

Ps: Piso superior (Cm).

Pi: Piso inferior (Cm)

#### 4.4.3.1. Desplazamientos laterales en el eje X – X:

En la siguiente tabla podemos observar que los desplazamientos inelásticos son menores a la máxima admisible de 0.007 para estructuras de concreto armado, por lo tanto, el eje X – X tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

Tabla 18

Desplazamientos inelásticos en el eje X – X sin rigidez efectiva

| N° DE PISO | UX (cm) | DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS | ALTURA DE PISO | DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS |
|------------|---------|---------------------------|----------------|-----------------------------|
| 5° PISO    | 0.93    | 5.58                      | 280            | 0.0021                      |
| 4° PISO    | 0.83    | 4.98                      | 280            | 0.0032                      |
| 3° PISO    | 0.68    | 4.08                      | 280            | 0.0045                      |
| 2° PISO    | 0.47    | 2.82                      | 280            | 0.0051                      |
| 1° PISO    | 0.23    | 1.38                      | 315            | 0.0044                      |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.4. Desplazamientos laterales en el eje Y – Y:

En la siguiente tabla podemos observar que los desplazamientos inelásticos son menores a la máxima admisible de 0.007 para estructuras de concreto armado, por lo tanto, el eje Y – Y tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico.

Tabla 19

Desplazamientos inelásticos en el eje Y – Y sin rigidez efectiva

| N° DE PISO | UY (cm) | DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS | ALTURA DE PISO | DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS |
|------------|---------|---------------------------|----------------|-----------------------------|
| 5° PISO    | 1.20    | 7.20                      | 280            | 0.002                       |
| 4° PISO    | 1.11    | 6.64                      | 280            | 0.004                       |
| 3° PISO    | 0.92    | 5.54                      | 280            | 0.005                       |

|         |      |      |     |       |
|---------|------|------|-----|-------|
| 2° PISO | 0.67 | 4.04 | 280 | 0.007 |
| 1° PISO | 0.36 | 2.14 | 315 | 0.007 |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.5. Cortante basal dinámica:

El software etabs nos brinda la cortante dinámica de cada piso de la estructura, las cuales se describen a continuación:

##### 4.4.5.1. Cortante dinámica en el eje X – X:

En la siguiente tabla podemos observar que la cortante dinámica mayor en el eje X – X pertenece al 1° piso de la estructura el cual es igual a 33.07Tn.

Tabla 20

Cortante basal dinámica en el eje X – X sin rigidez efectiva

| N° DE PISO | CARGA | LOCACION | CORTANTE EN "X" |
|------------|-------|----------|-----------------|
| 5° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 10.01           |
| 4° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 18.41           |
| 3° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 24.74           |
| 2° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 29.88           |
| 1° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 33.07           |

Fuente: Elaboración propia.

##### 4.4.5.2. Cortante dinámica en el eje Y – Y:

En la siguiente tabla podemos observar que la cortante dinámica mayor en el eje Y – Y pertenece al 1° piso de la estructura el cual es igual a 25.22Tn.

Tabla 21

Cortante basal dinámica en el eje Y – Y sin rigidez efectiva

| N° DE PLANTA | CARGA | LOCACION | CORTANTE EN "Y" |
|--------------|-------|----------|-----------------|
| 5° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 7.77            |
| 4° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 14.03           |
| 3° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 18.53           |

|         |       |        |       |
|---------|-------|--------|-------|
| 2° PISO | DINYY | BOTTOM | 22.39 |
| 1° PISO | DINYY | BOTTOM | 25.22 |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.6. Área de acero en columnas:

El área de acero de las columnas fue determinada en el software etabs teniendo en consideración las combinaciones de cargas descritas a continuación:

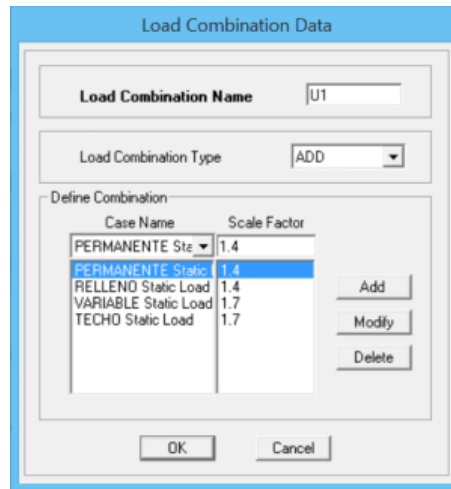


Figura 53 Primera combinación de carga

Fuente: Elaboración propia.

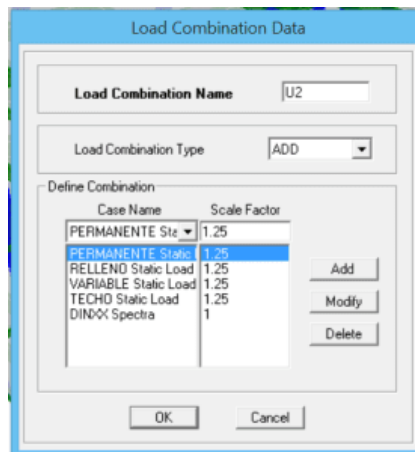


Figura 54 Segunda combinación de carga”

Fuente: Elaboración propia.



Figura 55 Tercera combinación de carga  
Fuente: Elaboración propia.

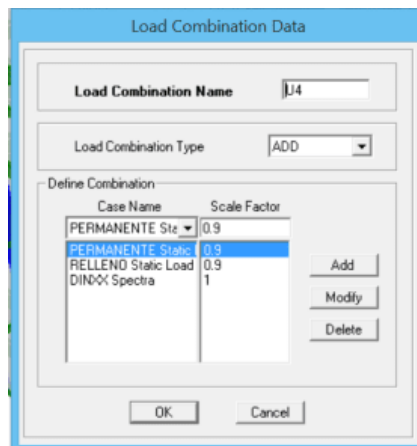


Figura 56 Cuarta combinación de carga  
Fuente: Elaboración propia.

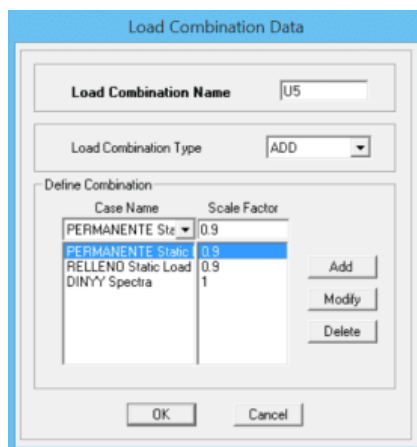


Figura 57 Quinta combinación de carga  
Fuente: Elaboración propia.

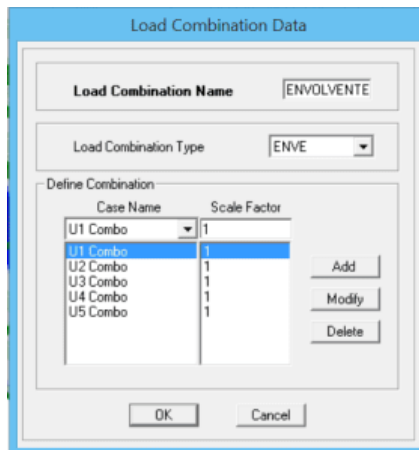


Figura 58 Sexta combinación de carga  
Fuente: Elaboración propia.

4.4.6.1. **En la columna C1 – 25x35cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C1 – 25x35cm es igual a 12.10cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 22

Acero de acero en la columna C1 – 25x35cm sin rigidez efectiva

| Nº DE PISO | AREA DE ACERO (Cm <sup>2</sup> ) | UBICACIÓN |
|------------|----------------------------------|-----------|
| 1º PISO    | 12.10                            | Eje A - 3 |

Fuente: Elaboración propia.

4.4.6.2. **En la columna C2 – 25x40cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C2 – 25x40cm es igual a 24.54cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 23

Acero de acero en la columna C2 – 25x40cm sin rigidez efectiva

| Nº DE PISO | AREA DE ACERO (Cm <sup>2</sup> ) | UBICACIÓN |
|------------|----------------------------------|-----------|
|------------|----------------------------------|-----------|



|         |       |                   |
|---------|-------|-------------------|
| 1° PISO | 24.54 | Eje C entre 2 - 3 |
|---------|-------|-------------------|

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.6.3. En la columna C3 – 15x40cm:

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C3 – 15x40cm es igual a 12.42cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 24

Acero de acero en la columna C3 – 15x40cm sin rigidez efectiva

| N° DE PISO | AREA DE ACERO (Cm <sup>2</sup> ) | UBICACIÓN         |
|------------|----------------------------------|-------------------|
| 1° PISO    | 12.42                            | Eje 3 entre C - D |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5. Resultados del análisis sísmico con rigidez efectiva según el aci – 318:

La norma ACI - 318 nos recomienda diferentes códigos de rigidez efectiva para los distintos elementos estructurales, los cuales no consideran la carga axial que soportan, en la tabla que se muestra a continuación podemos observar los rangos para las columnas, vigas, muros no agrietados y muros agrietados.

Tabla 25

Rigidez efectiva para elementos estructurales

| ELEMENTO      | I <sub>e</sub>      |
|---------------|---------------------|
| Vigas         | 0.35*I <sub>g</sub> |
| Columnas      | 0.70*I <sub>g</sub> |
| Muros         |                     |
| No agrietados | 0.70*I <sub>g</sub> |
| Agrietados    | 0.45*I <sub>g</sub> |

Fuente: ACI – 318.

Teniendo en consideración los datos mencionados en la tabla anterior, se designaron los códigos de rigidez efectiva para los elementos estructurales según el ACI – 318 los cuales se muestran a continuación:

**Tabla 26**  
Códigos de rigidez efectiva según el ACI - 318

| <b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b> | <b>CODIGO DE RIGIDEZ EFECTIVA</b> |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| Columna C1 - 25x35          | 0.70*Ig                           |
| Columna C2 - 25x40          | 0.70*Ig                           |
| Columna C3 - 15x40          | 0.70*Ig                           |
| Viga VP1 - 25x40            | 0.35*Ig                           |
| Viga VP2 - 40x20            | 0.35*Ig                           |
| Viga VA1 - 25x40            | 0.35*Ig                           |
| Viga VA2 - 15x40            | 0.35*Ig                           |
| Viga VB - 15x20             | 0.35*Ig                           |
| Viga VCH - 50x20            | 0.35*Ig                           |

Fuente: Elaboración propia.

Los códigos de rigidez efectiva según el ACI – 318 fueron importados al software etabs como se muestran en las siguientes figuras:

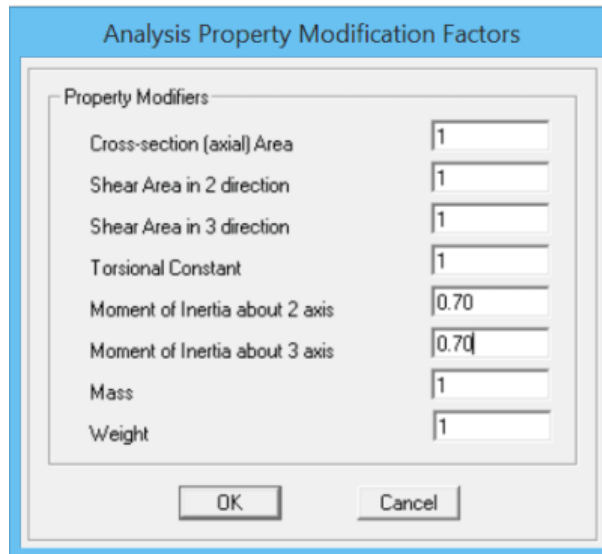


Figura 59 Códigos de rigidez efectiva en columnas según el ACI - 318  
Fuente: Elaboración propia.

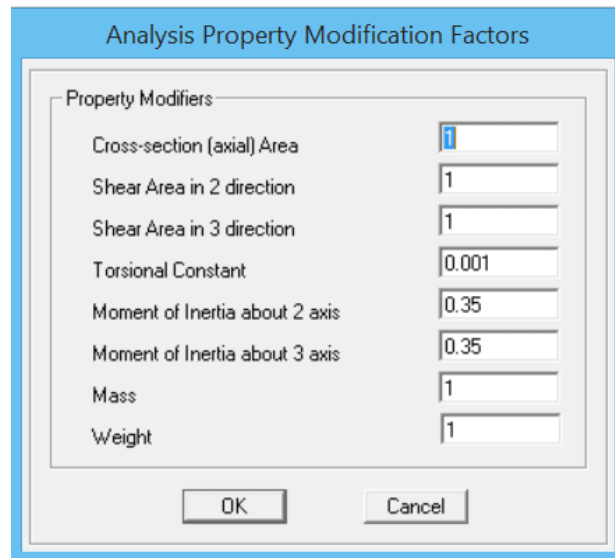


Figura 60 Códigos de rigidez efectiva en vigas según el ACI - 318  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5.1. **Peso de la estructura:**

El peso de la estructura sigue siendo igual a 553.97Tn.

#### 4.5.2. Modos y periodo fundamental de vibración:

En la siguiente tabla podemos observar que la mayor masa participativa es igual a 83.20 el cual corresponde al eje Y – Y con un periodo igual a 1.22s y la masa participativa del eje X – X es igual a 84.02 con un periodo igual a 0.93s.

Tabla 27

Modos y periodo fundamental de vibración con rigidez efectiva según el ACI - 318

| CASO       | MODO | PERIODO (seg) | UX    | UY    |
|------------|------|---------------|-------|-------|
| M.O.D.A.L. | 1    | 1.22          | 0.00  | 83.20 |
| M.O.D.A.L. | 2    | 0.95          | 0.01  | 3.15  |
| M.O.D.A.L. | 3    | 0.93          | 84.02 | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 4    | 0.40          | 0.00  | 9.42  |
| M.O.D.A.L. | 5    | 0.31          | 0.00  | 0.25  |
| M.O.D.A.L. | 6    | 0.29          | 10.91 | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 7    | 0.22          | 0.00  | 2.75  |
| M.O.D.A.L. | 8    | 0.17          | 0.00  | 0.03  |
| M.O.D.A.L. | 9    | 0.16          | 3.45  | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 10   | 0.15          | 0.00  | 1.00  |
| M.O.D.A.L. | 11   | 0.11          | 0.00  | 0.19  |
| M.O.D.A.L. | 12   | 0.11          | 0.00  | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 13   | 0.10          | 1.35  | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 14   | 0.09          | 0.00  | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 15   | 0.07          | 0.27  | 0.00  |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5.3. Desplazamientos laterales:

Los desplazamientos inelásticos fueron determinados aplicando las ecuaciones n° 03 y 04.

##### 4.5.3.1. Desplazamientos laterales en el eje X – X:

En la siguiente tabla podemos observar que los desplazamientos inelásticos con rigidez efectiva según el ACI – 318 aumentaron, llegando a superar el máximo admisible de 0.007 en el segundo piso, por lo tanto, la estructura en el eje X – X es flexible y corre el riesgo de colapsar durante un evento sísmico.

Tabla 28

Desplazamientos inelásticos en el eje X – X con rigidez efectiva según el ACI - 318

| N° DE PISO | UX (cm) | DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS | ALTURA DE PLANTA | DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS |
|------------|---------|---------------------------|------------------|-----------------------------|
| 5° PISO    | 1.33    | 7.98                      | 280              | 0.003                       |
| 4° PISO    | 1.18    | 7.08                      | 280              | 0.005                       |
| 3° PISO    | 0.95    | 5.70                      | 280              | 0.006                       |
| 2° PISO    | 0.65    | 3.90                      | 280              | 0.007                       |
| 1° PISO    | 0.30    | 1.81                      | 315              | 0.006                       |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5.3.2. Desplazamientos laterales en el eje Y – Y:

En la siguiente tabla podemos observar que los desplazamientos inelásticos con rigidez efectiva según el ACI – 318 aumentaron, llegando a superar el máximo admisible de 0.007 en el tercero, segundo y primer piso, por lo tanto, la estructura en el eje Y – Y también es flexible y corre el riesgo de colapsar durante un evento sísmico.

Tabla 29

Desplazamientos inelásticos en el eje Y – Y con rigidez efectiva según el ACI - 318

| N° DE PISO | UY (cm) | DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS | ALTURA DE PLANTA | DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS |
|------------|---------|---------------------------|------------------|-----------------------------|
| 5° PISO    | 1.63    | 9.78                      | 280              | 0.003                       |
| 4° PISO    | 1.50    | 8.98                      | 280              | 0.006                       |
| 3° PISO    | 1.24    | 7.42                      | 280              | 0.007                       |
| 2° PISO    | 0.89    | 5.33                      | 280              | 0.009                       |
| 1° PISO    | 0.45    | 2.68                      | 315              | 0.008                       |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5.4. Cortante basal dinámica:

El software etabs nos brinda la cortante dinámica de cada piso de la estructura, las cuales se describen a continuación:

#### 4.5.4.1. Cortante dinámica en el eje X – X:

En la siguiente tabla podemos observar que la cortante dinámica mayor en el eje X – X pertenece al 1° piso de la estructura el cual es igual a 23.67Tn.

Tabla 30

Cortante basal dinámica en el eje X – X con rigidez efectiva según el ACI - 318

| N° DE PISO | CARGA | LOCACION | CORTANTE EN "X" |
|------------|-------|----------|-----------------|
| 5° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 8.11            |
| 4° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 13.75           |
| 3° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 17.64           |
| 2° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 21.12           |
| 1° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 23.67           |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5.4.2. Cortante dinámica en el eje Y – Y:

En la siguiente tabla podemos observar que la cortante dinámica mayor en el eje Y – Y pertenece al 1° piso de la estructura el cual es igual a 18.16Tn.

Tabla 31

Cortante basal dinámica en el eje Y – Y con rigidez efectiva según el ACI – 318

| N° DE PLANTA | CARGA | LOCACION | CORTANTE EN "Y" |
|--------------|-------|----------|-----------------|
| 5° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 6.55            |
| 4° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 10.78           |
| 3° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 13.32           |
| 2° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 15.82           |
| 1° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 18.16           |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5.5. Área de acero en columnas:

Se aplicaron las mismas combinaciones de carga descritas anteriormente, teniendo en consideración el tipo de columnas más crítica.

4.5.5.1. **En la columna C1 – 25x35cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C1 – 25x35cm es igual a 8.75cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 32

Acero de acero en la columna C1 – 25x35cm con rigidez efectiva según el ACI - 318

| Nº DE PISO | AREA DE ACERO (Cm <sup>2</sup> ) | UBICACIÓN |
|------------|----------------------------------|-----------|
| 1º PISO    | 8.75                             | Eje A - 3 |

Fuente: Elaboración propia.

4.5.5.2. **En la columna C2 – 25x40cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C2 – 25x40cm es igual a 18.05cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 33

Acero de acero en la columna C2 – 25x40cm con rigidez efectiva según el ACI - 318

| Nº DE PISO | AREA DE ACERO (Cm <sup>2</sup> ) | UBICACIÓN         |
|------------|----------------------------------|-------------------|
| 1º PISO    | 18.05                            | Eje C entre 2 - 3 |

Fuente: Elaboración propia.

4.5.5.3. **En la columna C3 – 15x40cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C3 – 15x40cm es igual a 6.00cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 34

Acero de acero en la columna C2 – 15x40cm con rigidez efectiva según el ACI - 318

| N° DE PISO | AREA DE ACERO (Cm2) | UBICACIÓN         |
|------------|---------------------|-------------------|
| 1° PISO    | 6.00                | Eje 3 entre C - D |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.6. Resultados del análisis sísmico con rigidez efectiva según Paulay and Priestley:

Paulay and Priestley recomiendan códigos de rigidez efectiva de  $0.35 \cdot I_g$  para vigas rectangulares y códigos que varían desde  $0.40 \cdot I_g$  -  $0.80 \cdot I_g$  para columnas dependiendo de la carga axial que soportan.

Tabla 35

Rigidez efectiva según el tipo de elemento estructural

| ELEMENTO                         | $I_e$            |
|----------------------------------|------------------|
| Vigas rectangulares              | $0.35 \cdot I_g$ |
| Vigas T y L                      | $0.35 \cdot I_g$ |
| COLUMNAS                         |                  |
| $P > 0.50 \cdot F'_c \cdot A_g$  | $0.80 \cdot I_g$ |
| $P = 0.20 \cdot F'_c \cdot A_g$  | $0.60 \cdot I_g$ |
| $P = -0.05 \cdot F'_c \cdot A_g$ | $0.40 \cdot I_g$ |
| MUROS                            |                  |
| $P > 0.20 \cdot F'_c \cdot A_g$  | $0.45 \cdot I_g$ |
| $P = 0.20 \cdot F'_c \cdot A_g$  | $0.25 \cdot I_g$ |
| $P = -0.1 \cdot F'_c \cdot A_g$  | $0.50 \cdot I_g$ |

Fuente: Paulay y Priestley.

En nuestra investigación se determinó que la columna C1-25x35, C2-25x40 y C3-15x40 soportan una carga de 12.92Tn, 16.77Tn y 7.03Tn respectivamente, por lo tanto, a los tres tipos de columnas les corresponde un código de rigidez igual a  $0.40 \cdot I_g$  como se puede observar en la siguiente tabla:



Tabla 36  
Códigos de rigidez efectiva según Paulay y Priestley

| ELEMENTO ESTRUCTURAL | CODIGO DE RIGIDEZ EFECTIVA |
|----------------------|----------------------------|
| Columna C1 - 25x35   | 0.40*Ig                    |
| Columna C2 - 25x40   | 0.40*Ig                    |
| Columna C3 - 15x40   | 0.40*Ig                    |
| Viga VP1 - 25x40     | 0.35*Ig                    |
| Viga VP2 - 40x20     | 0.35*Ig                    |
| Viga VA1 - 25x40     | 0.35*Ig                    |
| Viga VA2 - 15x40     | 0.35*Ig                    |
| Viga VB - 15x20      | 0.35*Ig                    |
| Viga VCH - 50x20     | 0.35*Ig                    |

Fuente: Elaboración propia.

Los códigos de rigidez efectiva según Paulay and Priestley fueron importados al software ETABS como se muestran en las siguientes figuras:

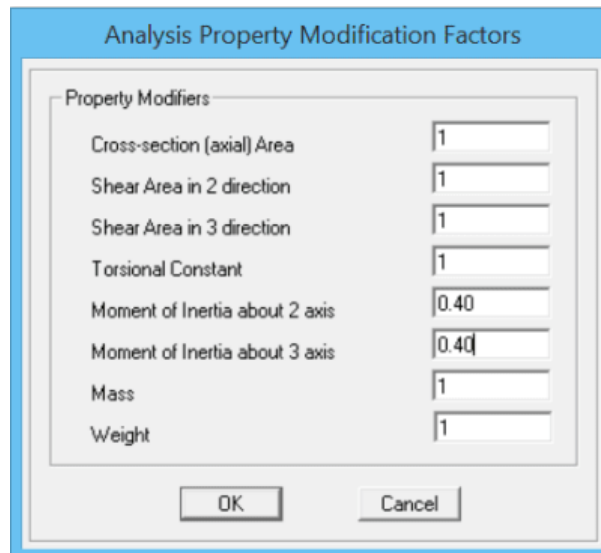


Figura 61 Códigos de rigidez efectiva en columnas según Paulay and Priestley  
Fuente: Elaboración propia.

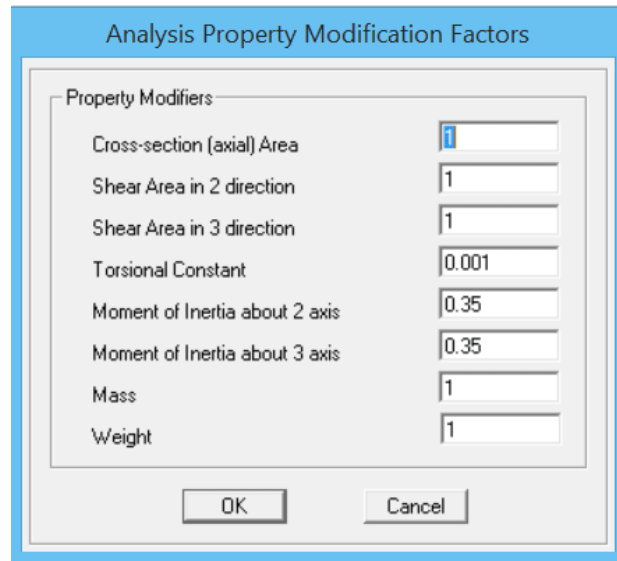


Figura 62 Códigos de rigidez efectiva en vigas según Paulay and Priestley  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.6.1. **Peso de la estructura:**

El peso de la estructura sigue siendo igual a 553.97Tn.

#### 4.6.2. **Modos y periodo fundamental de vibración:**

En la siguiente tabla podemos observar que la mayor masa participativa es igual a 85.94 el cual corresponde al eje Y – Y con un periodo igual a 1.41s y la masa participativa del eje X – X es igual a 85.64 con un periodo igual a 1.09s.

Tabla 37

Modos y periodo fundamental de vibración con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| CASO       | M.O.D.O. | PERIODO (seg) | U.X.  | U.Y.  |
|------------|----------|---------------|-------|-------|
| M.O.D.A.L. | 1        | 1.41          | 0.00  | 85.94 |
| M.O.D.A.L. | 2        | 1.09          | 0.00  | 1.74  |
| M.O.D.A.L. | 3        | 1.04          | 85.64 | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 4        | 0.47          | 0.00  | 8.90  |
| M.O.D.A.L. | 5        | 0.36          | 0.00  | 0.14  |
| M.O.D.A.L. | 6        | 0.34          | 10.15 | 0.00  |
| M.O.D.A.L. | 7        | 0.27          | 0.00  | 2.35  |
| M.O.D.A.L. | 8        | 0.20          | 0.00  | 0.02  |

|            |    |      |      |      |
|------------|----|------|------|------|
| M.O.D.A.L. | 9  | 0.19 | 0.00 | 0.78 |
| M.O.D.A.L. | 10 | 0.18 | 2.93 | 0.00 |
| M.O.D.A.L. | 11 | 0.15 | 0.00 | 0.14 |
| M.O.D.A.L. | 12 | 0.13 | 0.00 | 0.00 |
| M.O.D.A.L. | 13 | 0.12 | 1.07 | 0.00 |
| M.O.D.A.L. | 14 | 0.11 | 0.00 | 0.00 |
| M.O.D.A.L. | 15 | 0.09 | 0.20 | 0.00 |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.6.3. Desplazamientos laterales:

Los desplazamientos inelásticos fueron determinados aplicando las ecuaciones n° 03 y 04.

##### 4.6.3.1. Desplazamientos laterales en el eje X – X:

En la siguiente tabla podemos observar que los desplazamientos inelásticos con rigidez efectiva según Paulay and Priestley aumentaron, llegando a superar el máximo admisible de 0.007 en el segundo y primer piso, por lo tanto, la estructura en el eje X – X es flexible y corre el riesgo de colapsar durante un evento sísmico.

Tabla 38

Desplazamientos inelásticos en el eje X – X con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | UX (cm) | DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS | ALTURA DE PLANTA | DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS |
|------------|---------|---------------------------|------------------|-----------------------------|
| 5° PISO    | 1.47    | 8.82                      | 280              | 0.003                       |
| 4° PISO    | 1.33    | 7.98                      | 280              | 0.005                       |
| 3° PISO    | 1.09    | 6.54                      | 280              | 0.007                       |
| 2° PISO    | 0.77    | 4.62                      | 280              | 0.008                       |
| 1° PISO    | 0.38    | 2.27                      | 315              | 0.007                       |

Fuente: Elaboración propia.

##### 4.6.3.2. Desplazamientos laterales en el eje Y – Y:

En la siguiente tabla podemos observar que los desplazamientos inelásticos con rigidez efectiva según el ACI – 318 aumentaron, llegando a superar el máximo admisible de 0.007 en el tercero, segundo y primer piso, por lo tanto, la estructura

en el eje Y – Y también es flexible y corre el riesgo de colapsar durante un evento sísmico.

Tabla 39

Desplazamientos inelásticos en el eje Y – Y con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | UY (cm) | DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS | ALTURA DE PLANTA | DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS |
|------------|---------|---------------------------|------------------|-----------------------------|
| 5° PISO    | 1.90    | 11.38                     | 280              | 0.003                       |
| 4° PISO    | 1.75    | 10.52                     | 280              | 0.006                       |
| 3° PISO    | 1.47    | 8.79                      | 280              | 0.008                       |
| 2° PISO    | 1.08    | 6.45                      | 280              | 0.011                       |
| 1° PISO    | 0.57    | 3.43                      | 315              | 0.011                       |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.6.4. Cortante basal dinámica:

El software etabs nos brinda la cortante dinámica de cada piso de la estructura, las cuales se describen a continuación:

##### 4.6.4.1. Cortante dinámica en el eje X – X:

En la siguiente tabla podemos observar que la cortante dinámica mayor en el eje X – X pertenece al 1° piso de la estructura el cual es igual a 21.79Tn.

Tabla 40

Cortante basal dinámica en el eje X – X con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | CARGA | LOCACION | CORTANTE EN "X" |
|------------|-------|----------|-----------------|
| 5° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 7.45            |
| 4° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 12.65           |
| 3° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 16.09           |
| 2° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 19.26           |
| 1° PISO    | DINXX | BOTTOM   | 21.79           |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.6.4.2. Cortante dinámica en el eje Y – Y:

En la siguiente tabla podemos observar que la cortante dinámica mayor en el eje Y – Y pertenece al 1° piso de la estructura el cual es igual a 16.01Tn.

Tabla 41

Cortante basal dinámica en el eje Y – Y con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| N° DE PLANTA | CARGA | LOCACION | CORTANTE EN "Y" |
|--------------|-------|----------|-----------------|
| 5° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 5.63            |
| 4° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 9.38            |
| 3° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 11.74           |
| 2° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 13.94           |
| 1° PISO      | DINYY | BOTTOM   | 16.01           |

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.6.5. Área de acero en columnas:

Se aplicaron las mismas combinaciones de carga descritas anteriormente, teniendo en consideración el tipo de columnas más crítica.

##### 4.6.5.1. En la columna C1 – 25x35cm:

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C1 – 25x35cm es igual a 8.75cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 42

Acero de acero en la columna C1 – 25x35cm con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | AREA DE ACERO (Cm <sup>2</sup> ) | UBICACIÓN |
|------------|----------------------------------|-----------|
| 1° PISO    | 8.75                             | Eje A - 3 |

Fuente: Elaboración propia.

4.6.5.2. **En la columna C2 – 25x40cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C2 – 25x40cm es igual a 12.47cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 43

Acero de acero en la columna C2 – 25x40cm con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| <b>N° DE PISO</b> | <b>AREA DE ACERO (Cm<sup>2</sup>)</b> | <b>UBICACIÓN</b>  |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|
| 1° PISO           | 12.47                                 | Eje C entre 2 - 3 |

Fuente: Elaboración propia.

4.6.5.3. **En la columna C3 – 15x40cm:**

En la siguiente tabla podemos observar que el área de acero en la columna C3 – 15x40cm es igual a 6.00cm<sup>2</sup>, el cual corresponde a la combinación de carga de nombre envolvente.

Tabla 44

Acero de acero en la columna C2 – 15x40cm con rigidez efectiva según Paulay and Priestley

| <b>N° DE PISO</b> | <b>AREA DE ACERO (Cm<sup>2</sup>)</b> | <b>UBICACIÓN</b>  |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|
| 1° PISO           | 6.00                                  | Eje 3 entre C - D |

Fuente: Elaboración propia.

## CAPÍTULO V

### DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 5.1. Comparación del periodo fundamental de vibración:

En la siguiente tabla podemos observar que comparados al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI – 318 incrementaron el periodo fundamental de vibración en 40.91% y 38.64% en los ejes X – X e Y – Y respectivamente, mientras que los códigos de Paulay and Priestley incrementaron el periodo fundamental de vibración en 57.58% y 60.23% en los ejes X – X e Y – Y respectivamente.

Los incrementos de ambos casos ocasionan que los periodos fundamentales de vibración superen el 1.00seg, por lo tanto, la estructura se vuelve flexible y es vulnerable a colapsar durante un evento sísmico.

Tabla 45  
Comparación del periodo fundamental de vibración

| DESCRIPCION                | PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION |        |                 |        |
|----------------------------|----------------------------------|--------|-----------------|--------|
|                            | EN EL EJE X - X                  |        | EN EL EJE Y - Y |        |
|                            | Seg                              | %      | Seg             | %      |
| Sin rigidez efectiva       | 0.66                             | -40.91 | 0.88            | -38.64 |
| Según ACI - 318            | 0.93                             |        | 1.22            |        |
| Sin rigidez efectiva       | 0.66                             | -57.58 | 0.88            | -60.23 |
| Según Paulay and Priestley | 1.04                             |        | 1.41            |        |

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.2. Comparación de los desplazamientos laterales:

##### 5.2.1. En el eje X – X:

En las siguientes tablas se pueden observar que comparados al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley incrementan los desplazamientos laterales en los cinco pisos en un rango de 29.55% – 53.13% y 42.86% - 64.71% respectivamente, ambos casos ocasionan que la estructura en el eje X – X se vuelva flexible y vulnerable a colapsar durante un evento sísmico.

Tabla 46

Comparación de los desplazamientos laterales en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318

| N° DE PISO | SIN RIGIDEZ EFECTIVA | SEGÚN EL ACI - 318 | AUMENTO DE DESPLAZAMIENTO (%) |
|------------|----------------------|--------------------|-------------------------------|
| 5° PISO    | 0.0021               | 0.0032             | -52.38                        |
| 4° PISO    | 0.0032               | 0.0049             | -53.13                        |
| 3° PISO    | 0.0045               | 0.0064             | -42.22                        |
| 2° PISO    | 0.0051               | 0.0075             | -47.06                        |
| 1° PISO    | 0.0044               | 0.0057             | -29.55                        |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 47

Comparación de los desplazamientos laterales en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | SIN RIGIDEZ EFECTIVA | SEGÚN PAULAY AND PRIESTLEY | AUMENTO DE DESPLAZAMIENTO (%) |
|------------|----------------------|----------------------------|-------------------------------|
| 5° PISO    | 0.0021               | 0.0030                     | -42.86                        |
| 4° PISO    | 0.0032               | 0.0051                     | -59.38                        |
| 3° PISO    | 0.0045               | 0.0069                     | -53.33                        |
| 2° PISO    | 0.0051               | 0.0084                     | -64.71                        |
| 1° PISO    | 0.0044               | 0.0072                     | -63.64                        |

Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.2. En el eje Y – Y:

En las siguientes tablas se pueden observar que comparados al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley incrementan los desplazamientos laterales en los cinco pisos en un rango de 25.00% – 45.00% y 55.00% - 60.29% respectivamente, ambos casos ocasionan que la estructura en el eje Y – Y se vuelva flexible y vulnerable a colapsar durante un evento sísmico.



Tabla 48

Comparación de los desplazamientos laterales en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318

| N° DE PISO | SIN RIGIDEZ EFECTIVA | SEGÚN EL ACI - 318 | AUMENTO DE DESPLAZAMIENTO (%) |
|------------|----------------------|--------------------|-------------------------------|
| 5° PISO    | 0.0020               | 0.0029             | -45.00                        |
| 4° PISO    | 0.0040               | 0.0056             | -40.00                        |
| 3° PISO    | 0.0054               | 0.0075             | -38.89                        |
| 2° PISO    | 0.0068               | 0.0095             | -39.71                        |
| 1° PISO    | 0.0068               | 0.0085             | -25.00                        |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49

Comparación de los desplazamientos laterales en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | SIN RIGIDEZ EFECTIVA | SEGÚN PAULAY AND PRIESTLEY | AUMENTO DE DESPLAZAMIENTO (%) |
|------------|----------------------|----------------------------|-------------------------------|
| 5° PISO    | 0.0020               | 0.0031                     | -55.00                        |
| 4° PISO    | 0.0040               | 0.0062                     | -55.00                        |
| 3° PISO    | 0.0054               | 0.0084                     | -55.56                        |
| 2° PISO    | 0.0068               | 0.0108                     | -58.82                        |
| 1° PISO    | 0.0068               | 0.0109                     | -60.29                        |

Fuente: Elaboración propia.

### 5.3. Comparación de la cortante basal dinámica:

#### 5.3.1. En el eje X – X:

En las siguientes tablas podemos observar que comparado al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI - 318 y Paulay and Priestley disminuyen las cortantes basales dinámicas, obteniendo un descenso de 28.42% y 34.11% respectivamente en el primer piso, esto ocasiona que el área de acero de los elementos estructurales descienda favoreciendo al presupuesto de la estructura.

Tabla 50

Comparación de la cortante basal dinámica en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318

| <b>N° DE PISO</b> | <b>SIN RIGIDEZ EFECTIVA</b> | <b>SEGÚN EL ACI - 318</b> | <b>AUMENTO DE CORTANTE (%)</b> |
|-------------------|-----------------------------|---------------------------|--------------------------------|
| 5° PISO           | 10.01                       | 8.11                      | 18.98                          |
| 4° PISO           | 18.41                       | 13.75                     | 25.31                          |
| 3° PISO           | 24.74                       | 17.64                     | 28.70                          |
| 2° PISO           | 29.88                       | 21.12                     | 29.32                          |
| 1° PISO           | 33.07                       | 23.67                     | 28.42                          |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51

Comparación de la cortante basal dinámica en el eje X – X entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley

| <b>N° DE PISO</b> | <b>SIN RIGIDEZ EFECTIVA</b> | <b>SEGÚN PAULAY AND PRIESTLEY</b> | <b>AUMENTO DE CORTANTE (%)</b> |
|-------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| 5° PISO           | 10.01                       | 7.45                              | 25.57                          |
| 4° PISO           | 18.41                       | 12.65                             | 31.29                          |
| 3° PISO           | 24.74                       | 16.09                             | 34.96                          |
| 2° PISO           | 29.88                       | 19.26                             | 35.54                          |
| 1° PISO           | 33.07                       | 21.79                             | 34.11                          |

Fuente: Elaboración propia.

### 5.3.2. En el eje Y – Y:

En las siguientes tablas podemos observar que comparado al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI - 318 y Paulay and Priestley disminuyen las cortantes basales dinámicas, obteniendo un descenso de 27.99% y 36.52% respectivamente en el primer piso, esto ocasiona que el área de acero de los elementos estructurales descienda favoreciendo al presupuesto de la estructura.

Tabla 52

Comparación de la cortante basal dinámica en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según el ACI - 318

| <b>N° DE PISO</b> | <b>SIN RIGIDEZ EFECTIVA</b> | <b>SEGÚN EL ACI - 318</b> | <b>AUMENTO DE CORTANTE (%)</b> |
|-------------------|-----------------------------|---------------------------|--------------------------------|
|-------------------|-----------------------------|---------------------------|--------------------------------|

|         |       |       |       |
|---------|-------|-------|-------|
| 5° PISO | 7.77  | 6.55  | 15.70 |
| 4° PISO | 14.03 | 10.78 | 23.16 |
| 3° PISO | 18.53 | 13.32 | 28.12 |
| 2° PISO | 22.39 | 15.82 | 29.34 |
| 1° PISO | 25.22 | 18.16 | 27.99 |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53

Comparación de la cortante basal dinámica en el eje Y – Y entre sin rigidez efectiva y según Paulay and Priestley

| N° DE PISO | SIN RIGIDEZ EFECTIVA | SEGÚN PAULAY AND PRIESTLEY | AUMENTO DE CORTANTE (%) |
|------------|----------------------|----------------------------|-------------------------|
| 5° PISO    | 7.77                 | 5.63                       | 27.54                   |
| 4° PISO    | 14.03                | 9.38                       | 33.14                   |
| 3° PISO    | 18.53                | 11.74                      | 36.64                   |
| 2° PISO    | 22.39                | 13.94                      | 37.74                   |
| 1° PISO    | 25.22                | 16.01                      | 36.52                   |

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4. Comparación de las áreas de acero:

##### 5.4.1. Comparación del área de acero de la columna C1 - 25x35:

En la siguiente tabla se observa que comparados al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley disminuyen el área de acero en 27.69% para ambos casos.

Tabla 54

Comparación del área de acero de las columnas C1 – 25x35cm

| N° DE PISO | DESCRIPCION                | AREA DE ACERO (Cm2) | DISMINUCION DE ACERO (%) |
|------------|----------------------------|---------------------|--------------------------|
| 1° PISO    | Sin rigidez efectiva       | 12.10               | 27.69                    |
| 1° PISO    | Según el ACI - 318         | 8.75                |                          |
| 1° PISO    | Sin rigidez efectiva       | 12.10               | 27.69                    |
| 1° PISO    | Según Paulay and Priestley | 8.75                |                          |

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4.2. Comparación del área de acero de la columna C2 - 25x40:

En la siguiente tabla se observa que comparados al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley disminuyen el área de acero en 26.45% y 49.19% respectivamente.

Tabla 55  
Comparación del área de acero de las columnas C2 – 25x40cm

| N° DE PISO | DESCRIPCION                | AREA DE ACERO (Cm2) | DISMINUCION DE ACERO (%) |
|------------|----------------------------|---------------------|--------------------------|
| 1° PISO    | Sin rigidez efectiva       | 24.54               | 26.45                    |
| 1° PISO    | Según el ACI - 318         | 18.05               |                          |
| 1° PISO    | Sin rigidez efectiva       | 24.54               | 49.19                    |
| 1° PISO    | Según Paulay and Priestley | 12.47               |                          |

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.4.3. Comparación del área de acero de la columna C3 - 15x40:

En la siguiente tabla se observa que comparados al caso de sin rigidez efectiva, los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley disminuyen el área de acero en 51.69% para ambos casos.

Tabla 56  
Comparación del área de acero de las columnas C3 – 15x40cm

| N° DE PISO | DESCRIPCION                | AREA DE ACERO (Cm2) | DISMINUCION DE ACERO (%) |
|------------|----------------------------|---------------------|--------------------------|
| 1° PISO    | Sin rigidez efectiva       | 12.42               | 51.69                    |
| 1° PISO    | Según el ACI - 318         | 6.00                |                          |
| 1° PISO    | Sin rigidez efectiva       | 12.42               | 51.69                    |
| 1° PISO    | Según Paulay and Priestley | 6.00                |                          |

Fuente: Elaboración propia.

## CONCLUSIONES

- 1) Se determino la influencia de la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto, que los códigos del ACI – 318 y Paulay and Priestley incrementan los periodos de vibración y los desplazamientos laterales en los sentidos X – X e Y – Y ocasionando que la estructura se vuelva flexible y vulnerable a los eventos sísmicos, pero disminuyen las cortantes basales dinámicas en 28.42% y 34.11% respectivamente en el primer piso, lo cual reduce las áreas de acero en los tres tipos de columnas.
- 2) Se determino el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto, de la cual se concluye que es rígida y tendrá un buen comportamiento durante un evento sísmico debido a que los periodos fundamentales de vibración son menores a 1.00seg y los desplazamientos laterales no superan el máximo admisible de 0.007 en todos los pisos en ambos sentidos.
- 3) Se determino el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto, de la cual se concluye que es flexible y vulnerable a colapsar durante un evento sísmico debido a que los periodos de vibración se incrementaron en 40.91% y 38.64% en los ejes X – X e Y – Y respectivamente superando el 1.00seg, de igual manera se incrementaron los desplazamientos laterales en un rango de 29.55% - 53.13% y 25.00% - 45.00% en los ejes X – X e Y – Y respectivamente.
- 4) Se determino el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en la vivienda multifamiliar de la familia Ramos Soto, de la cual se concluye que es flexible y vulnerable a colapsar durante un evento sísmico debido a que los periodos de vibración se incrementaron en 57.58% y 60.23% en los ejes X – X e Y – Y respectivamente superando el 1.00seg, de igual manera se incrementaron los desplazamientos laterales en un rango de 42.86% - 64.71% y 55.00% - 60.29% en los ejes X – X e Y – Y respectivamente.

## RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda aplicar los códigos de rigidez efectiva de Paulay and Priestley en las viviendas multifamiliares de las zonas de mayor actividad sísmica (zonas 4 y 3 del territorio nacional respectivamente) debido a que se pudo comprobar que aumentan los desplazamientos laterales en porcentajes mayores a los códigos del ACI – 318.
- 2) Se recomienda aplicar los códigos de rigidez efectiva del ACI – 318 en las viviendas multifamiliares de las zonas de mediano y bajo peligro sísmico (zonas 2 y 1 del territorio nacional respectivamente) debido a que se pudo comprobar que el porcentaje de aumento de los desplazamientos laterales son menores a los códigos de Paulay and Priestley.
- 3) Se recomienda realizar investigaciones de la influencia de la rigidez efectiva en viviendas multifamiliares con tipos de sistema estructurales diferentes como muros de albañilería confinada, muros de concreto armado, sistemas duales, etc.
- 4) Se recomienda a los proyectistas en obras de edificaciones aplicar el criterio de rigidez efectiva en sus diseños estructurales, principalmente en las zonas de mayor actividad sísmica.

## BILIOGRAFIA

- Vicente Pérez Alama, (2009) Materiales y Procedimientos de Construcción, Lima.
- Instituto de la Construcción y Gerencia (2014) Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.
- Antonio Blanco Blasco, (2012) Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Lima.
- Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas – NORMA VIGENTE.
- Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño sismo resistente – NORMA VIGENTE.
- Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto armado – NORMA VIGENTE.
- Jaime Bonet Morón, (2016) Informalidad laboral y en la vivienda, Lima.
- Pérez, Luis Alberto, (2012) Estadística Básica, San Marcos, Lima.
- Ronald Santana Tapua, (2011) Análisis de estructuras con el programa Lira 9.0, Lima.
- Robert Aguiar Falconi, (2012) Análisis sísmico de edificios, Lima.
- Robert Aguiar Falconi, (2011) Análisis matricial de estructuras, Lima.
- Instituto del Cemento del Hormigón de Chile (2013). Metodología de Diseño Sísmico de Muros en Edificios.

- Jaramillo, D. (2009). Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Music, J. (2014). Diseño de Muros de Hormigón Armado según la normativa vigente en Chile. Antofagasta, Chile.
- Nilson A. (1997). Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Panuigua, A. (1981). Diagramas de interacción para porcentajes altos de acero en columnas a flexo compresión. Tesis de Licenciatura Puebla.
- Pontificia Universidad Católica de Chile, Ingeniería Civil UC, Departamento de Estructuras y Geotécnica. La Ingeniería Sismorresistente. Chile
- Rivas, J. (2006). Análisis de relación de aspectos de muros. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.



# **ANEXOS**

## Anexos 1: Matriz de Consistencia

**TÍTULO: “INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ EFECTIVA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUANCAYO”**

| FORMULACIÓN DEL PROBLEMA  | FORMULACIÓN OBJETIVOS   | FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS   | VARIABLES Y DIMENSIONES  | METODOLOGÍA POBLACIÓN Y MUESTRA  |
|---|---|---|--|--|
| <p><b>PROBLEMA GENERAL</b></p> <p>¿De que manera influye la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?</p> | <p><b>OBJETIVO GENERAL</b></p> <p>Determinar la influencia de la rigidez efectiva en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p>    | <p><b>HIPÓTESIS GENERAL</b></p> <p>La rigidez efectiva influye en el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p>                                       | <p><b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b></p> <p>rigidez efectiva</p>   | <p><b>MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:</b><br/>Método Científico</p>   |
| <p><b>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</b></p> <p>a) ¿Como indentificar el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de una vivienda</p>                         | <p><b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b></p> <p>a) Determinar el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p> | <p><b>HIPÓTESIS ESPECIFICAS</b></p> <p>a) Exite una influencia entre el comportamiento estructural sin considerar la rigidez efectiva de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p> | <p><b>DIMENSIONES</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rigidez inicial</li> <li>- Rigidez pos fluencia</li> </ul> <p><b>INDICADORES</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rigidez Bruta</li> <li>- Rigidez Agrietada</li> <li>- Rigidez Endurecida</li> <li>- Rigidez Plana</li> </ul> <p><b>VARIABLE DEPENDIENTE</b></p> <p>comportamiento estructural</p> <p><b>DIMENSIONES</b></p> | <p><b>TIPO DE INVESTIGACIÓN:</b><br/>Aplicada</p> <p><b>NIVEL DE INVESTIGACIÓN:</b><br/>Descriptivo correlacional</p> <p><b>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN:</b><br/>No Experimental</p> <p><b>POBLACIÓN Y MUESTRA:</b><br/>POBLACIÓN:</p> <p>La población está representada por los puestos</p> |

|  |   |  |  |   |
|--|---|--|--|---|
| <p>multifamiliar en la ciudad de Huancayo?</p> <p>b) ¿Como identificar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?</p> <p>c) ¿Como identificar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo?</p> | <p>b) Determinar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p> <p>c) Determinar el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p> | <p>b) Existe una influencia entre comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según el ACI – 318 en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p> <p>c) Existe una influencia entre el comportamiento estructural considerando la rigidez efectiva según Paulay and Priestley en una vivienda multifamiliar en la ciudad de Huancayo.</p> | <p>- Análisis por cargas estáticas y dinámicas.<br/>- Estabilidad, desplazamientos</p> <p>INDICADORES</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Deriva</li> <li>- Periodo</li> <li>- Desplazamiento</li> <li>- Fuerzas Cortantes</li> </ul> | <p>de salud del distrito de Pangoa, catalogadas como Edificaciones esenciales en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.</p> <p>La muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona el puesto de salud de Mazaronquiari por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.</p> |
|--|---|--|--|---|

## Anexos 2: Matriz de operacionalización de variables

| VARIABLE   | DIMENSIONES                                | INDICADORES        | INDICE  |
|--|--|--------------------|---|
| <b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b><br><br><b>rigidez efectiva</b>         | Rigidez inicial                            | Rigidez Bruta      | MPa   |
|  |  | Rigidez Agrietada  | MPa   |
|  | Rigidez pos fluencia                       | Rigidez Endurecida | KPa   |
|  |  | Rigidez Plana      | KPa   |
| <b>VARIABLE DEPENDIENTE</b><br><br><b>comportamiento estructural</b> | análisis por cargas estáticas y dinámicas. | Deriva             | Índice adimensional                                   |
|  |  | Periodo            | Periodo Fundamental de la estructura                  |
|  | estabilidad, desplazamientos               | Desplazamiento     | Desplazamientos centro de masa                        |
|  |  | Fuerzas Cortantes  | Ecuación de fuerza cortante Basal estática y dinámica |

## **Anexos 3: Panel Fotográfico**



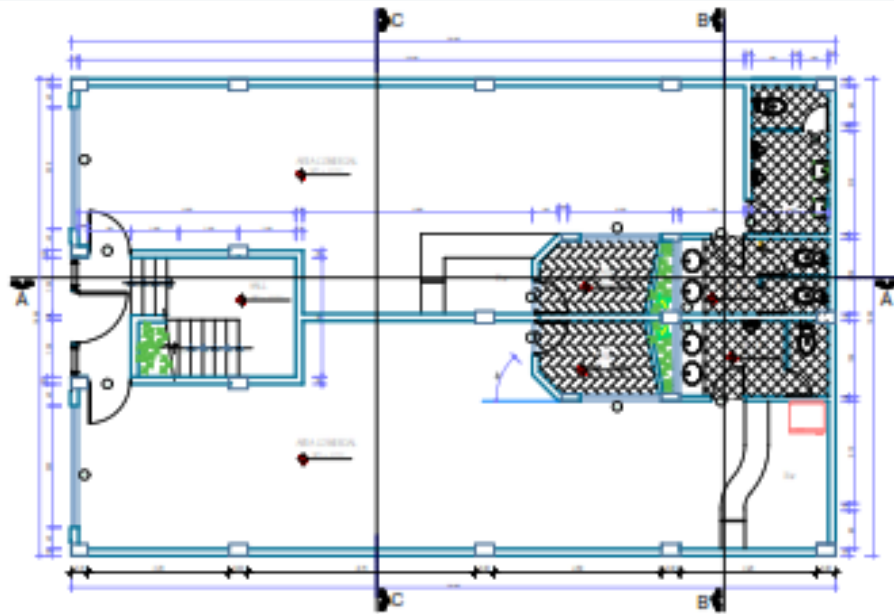




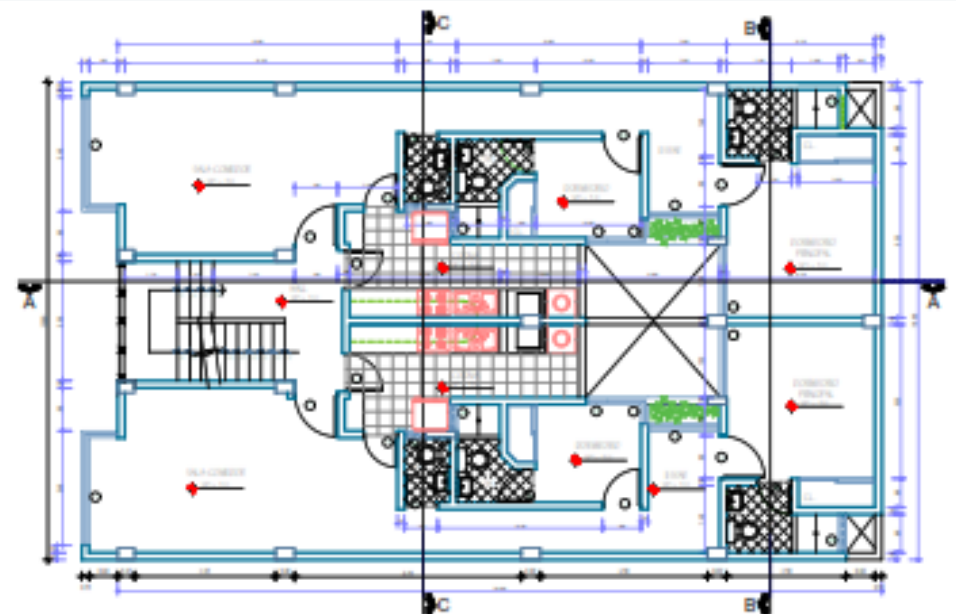


## **Anexos 4: Planos**

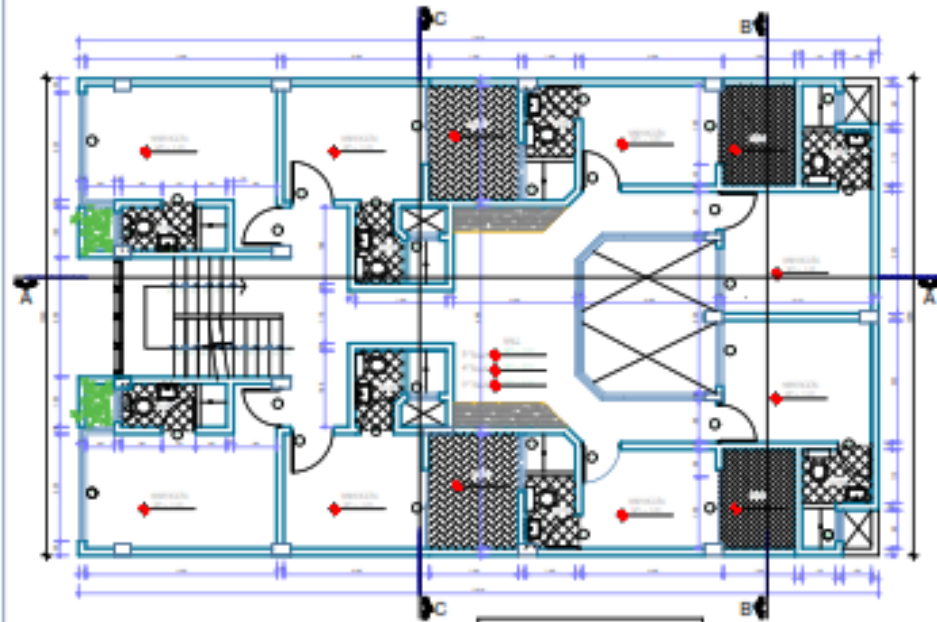




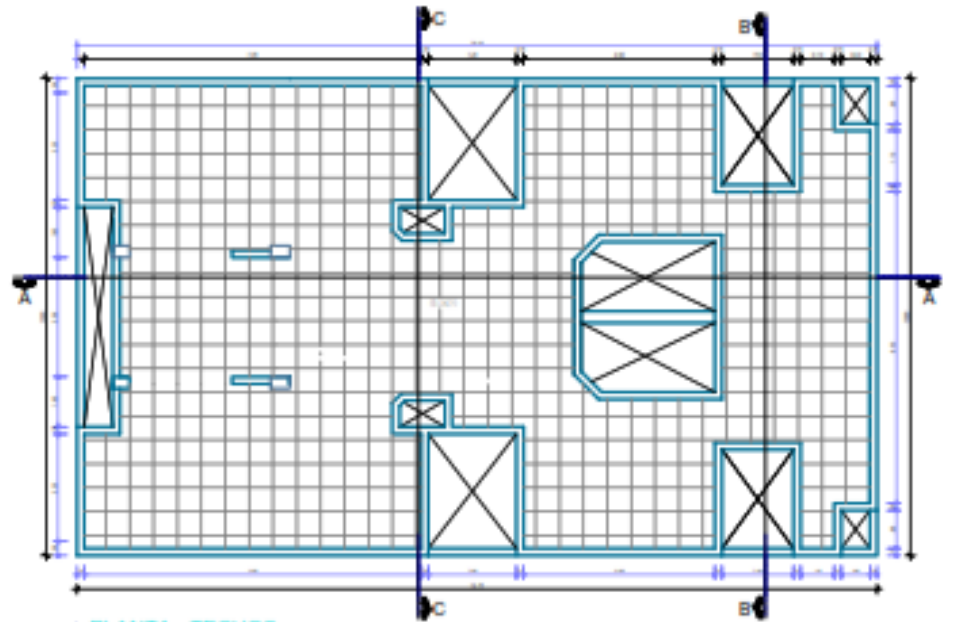
PLANTA - PRIMER PISO  
ESCALA 1/50



PLANTA - SEGUNDO PISO  
ESCALA 1/50



PLANTA - 3°, 4° Y 5° PISO (TÍPICO)  
ESCALA 1/50



PLANTA - TECHOS  
ESCALA 1/50

| CUADRO DE VIGAS-ENTRANQUE |       |      |         |                |
|---------------------------|-------|------|---------|----------------|
| ETIQUETA                  | ANCHO | ALTO | ESPESOR | TIPO           |
| V1                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V2                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V3                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V4                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V5                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V6                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V7                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V8                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V9                        | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V10                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V11                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V12                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V13                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V14                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V15                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V16                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V17                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V18                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V19                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |
| V20                       | 1.20  | 1.40 | 1.00    | CONCRETO 1.500 |

| CUADRO DE VIGAS-PUEBLOS |       |      |                |
|-------------------------|-------|------|----------------|
| ETIQUETA                | ANCHO | ALTO | TIPO           |
| P1                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P2                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P3                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P4                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P5                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P6                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P7                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P8                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P9                      | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P10                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P11                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P12                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P13                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P14                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P15                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P16                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P17                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P18                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P19                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |
| P20                     | 1.00  | 1.40 | CONCRETO 1.500 |

|   |                       |          |            |
|---|-----------------------|----------|------------|
| PROYECTO  |                       |          |            |
| "INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ EFECTIVA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE HUANCAYO" |                       |          |            |
| PLANO   | ARQUITECTURA - PLANTA | OBRA     | EL TAMBO   |
| DISEÑADO POR  | RODRIGO               | FECHA    | 2023/08/10 |
|   | JUNIN                 | HUANCAYO | AR-01      |

