

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL ANÁLISIS  
ESTRUCTURAL ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES:  
PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS RIGIDIZADOS) EN UN  
EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL.**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**BACHILLER:**

Edgar Raúl Quispe Muñoz

**ASESOR:**

Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno.

Cajamarca, Septiembre del 2017.



## **AGRADECIMIENTO**

*Al Creador por darme la oportunidad de  
alcanzar esta meta profesional en la vida.*

*A mi Asesor Dr. Miguel Mosqueira Moreno,  
por aceptar en orientarme y colaborar  
desinteresadamente en la realización de la  
presente tesis.*

*A los docentes de la Facultad de Ingeniería de  
la Universidad Nacional de Cajamarca, mi  
agradecimiento a Ellos por su generosidad al  
compartir sus conocimientos y experiencia  
durante mi formación profesional.*

**EL AUTOR**



**Universidad Nacional De Cajamarca**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
TESIS: "EVALUACION COMPARATIVA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL ENTRE LOS  
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS  
RIGIDIZADOS) EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL"

---



***DEDICATORIA***

*A mi amor Anali Ruiz, por ser leal e incondicional.*

*A mis padres Raúl y Virginia que aún están junto conmigo en toda etapa de mi vida.*

*A mis hermanos Jhonatan y Naira por ser mis compañeros y amigos todo el tiempo.*

**EL AUTOR**

---

*Bach. Quispe Muñoz, Edgar Raul*



## INDICE DE CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>II</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>III</b>
<b>INDICE DE CONTENIDO.....</b>	<b>IV</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>VIII</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>XI</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>012</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>013</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>014</b>
<b>CAPITULO I: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....</b>	<b>015</b>
1.1 EL PROBLEMA.....	016
1.1.1 SELECCIÓN DEL PROBLEMA.....	016
1.1.2 DELIMITACIÓN.....	016
1.1.3 ANTECEDENTES.....	017
1.1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	018
1.2 OBJETIVOS.....	018
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	018
1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICO.....	018
1.3 METODOLOGÍA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	019
1.3.1 METODOLOGÍA.....	019
1.3.2 TIPO Y NIVEL.....	020
<b>CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN...</b>	<b>021</b>
2.1 UNIVERSO Y MUESTRA.....	022
2.1.1 UNIVERSO.....	022
2.1.2 MUESTRA.....	022
2.2 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	022
2.2.1 TÉCNICAS.....	023
2.2.2 INSTRUMENTOS.....	023
2.3 HIPÓTESIS Y VARIABLES.....	023
2.3.1 HIPÓTESIS.....	023
2.3.2 VARIABLES .....	023
2.4 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO.....	024
2.4.1 NORMATIVA VIGENTE.....	024
2.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO.....	025
<b>CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>027</b>
3.1 CRITERIOS ESTRUCTURALES: BASE CONCEPTUAL.....	029
3.1.1 SOLICITACIONES SÍSMICAS.....	029
3.1.2 DUCTILIDAD.....	031



# Universidad Nacional De Cajamarca

FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
TESIS: "EVALUACION COMPARATIVA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL ENTRE LOS  
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS  
RIGIDIZADOS) EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL"



---

3.1.3 RELACIÓN ENTRE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD Y LA ACCIÓN SÍSMICA.....	035
3.1.4 INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL....	037
3.1.5 COEFICIENTE SÍSMICO.....	040
3.1.6 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA UTILIZANDO NORMATIVA PERUANA E.030.....	042
3.1.6.1 PARÁMETRO DE SITIO Z: FACTOR DE ZONA.....	044
3.1.6.2 PARÁMETRO DE SITIO S: AMPLIFICACIÓN DE SUELO...	045
3.1.6.3 PARÁMETRO DE SITIO C: AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....	048
3.1.6.4 PARÁMETRO R: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.....	049
3.1.6.5 PARÁMETRO U: FACTOR DE USO.....	052
3.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS.....	052
3.2.1 RECIENTES SISMOS EN EL PERU.....	053
3.2.1.1 TERREMOTO DE NAZA, 12 DE NOVIEMBRE DE 1996.....	053
3.2.1.2 TERREMOTO DE ATICO, 23 DE JUNIO DE 2001.....	054
3.2.1.3 TERREMOTO DE PISCO, 15 DE AGOSTO DE 2007.....	055
3.2.2 CAUSAS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS.....	057
3.2.2.1 COLUMNA CORTA.....	057
3.2.2.2 EFECTO DE LA RESPUESTA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN LOS TABIQUES DE ALBAÑILERIA.....	059
3.3. DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES: GENERALIDADES.....	060
3.3.1 SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO (PÓRTICOS DÚCTILES).....	060
3.3.1.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	063
3.3.1.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN.....	065
3.3.1.3 CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES...	067
3.3.1.4 RESISTENCIA MÍNIMA POR CORTANTE.....	068
3.3.1.5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A CARGAS GRAVITATORIAS.....	070
3.3.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.....	071
3.4 DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES: CASO PARTICULAS DEL EDIFICIO.....	077
3.4.1 ASPECTOS GENERALES DEL EDIFICIO.....	078
3.4.1.1 INFORMACION GENERAL.....	078

---



# Universidad Nacional De Cajamarca

FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
TESIS: "EVALUACION COMPARATIVA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL ENTRE LOS  
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS  
RIGIDIZADOS) EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL"



3.4.1.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	078
3.4.1.3 CARGAS UNITARIAS.....	079
3.4.1.4 DIAFRAGMA RÍGIDO.....	080
<b>CAPÍTULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO.....</b>	<b>081</b>
4.1 DATOS GENERALES.....	082
4.1.1 MEMORIA PARA PREDIMENSIONAMIENTO.....	082
4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.....	083
4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	084
4.3.1 CRITERIOS GENERALES.....	084
4.3.2 CARGAS Y PESOS UNITARIOS.....	085
4.3.3 CALCULO DE PREDIMENSIONAMIENTO.....	086
4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – SISTEMA DE PÓRTICOS.....	092
4.4.1 CRITERIOS GENERALES.....	092
4.4.2 CARGAS Y PESOS UNITARIOS.....	094
4.4.3 CÁLCULO DE PREDIMENSIONAMIENTO.....	095
4.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS Y COLUMNAS – SISTEMA DUAL.....	100
4.5.1 CRITERIOS GENERALES.....	100
4.5.2 CÁLCULO DE PREDIMENSIONAMIENTO.....	101
<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>104</b>
5.1 MODELO ESTRUCTURAL.....	105
5.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES.....	105
5.1.2 MATERIALES.....	106
5.1.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	110
5.1.4 MODELAMIENTO DEL EDIFICIO.....	116
5.1.5 DEFINICIÓN Y ASIGNACION DE PATRONES DE CARGA.....	123
5.1.6 ESPECTRO DE DISEÑO.....	128
5.1.7 CONSIDERACIONES FINALES DEL MODELAMIENTO.....	135
5.1.8 CASOS DE CARGA DINÁMICO.....	136
5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO.....	137
5.2.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS.....	138
5.2.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.....	142
5.3 ANÁLISIS DINÁMICO.....	145
5.3.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS.....	145
5.3.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.....	146
5.4 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO-NTE E.030.....	146
5.4.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS.....	148
5.4.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.....	149



# Universidad Nacional De Cajamarca

FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL  
TESIS: "EVALUACION COMPARATIVA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL ENTRE LOS  
SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS  
RIGIDIZADOS) EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL"



5.5 ESCALAMIENTO DE FUERZAS PARA DISEÑO.....	151
5.5.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS.....	151
5.5.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.....	151
<b>CAPÍTULO VI: ANÁLISIS COMPARATIVO.....</b>	<b>153</b>
6.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO.....	154
6.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	154
6.3 ÁREAS DE CONCRETO.....	158
6.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE PÓRTICOS Y DUAL.....	158
6.4.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS.....	158
6.4.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.....	159
<b>CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>160</b>
7.1 CONCLUSIONES.....	161
7.2 RECOMENDACIONES.....	161
7.2.1 RECOMENDACIONES GENERALES.....	162
7.2.2 RECOMENDACIONES ESPECÍFICAS.....	162
7.3 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	163
<b>CAPÍTULO VIII: BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>164</b>
7.1 LIBROS.....	165
7.2 MANUALES Y MANUSCRITOS.....	165
7.3 TESIS.....	166
<b>ANEXOS</b>	<b>167</b>
PLANOS DE ARQUITECTURA	167



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 3.1</b> Modelo elastoplástico con un solo grado de libertad empleado para definir la energía de absorción, de disipación y la ductilidad.....	032
<b>Figura 3.2</b> Diferencias cualitativas entre la respuesta de sistemas lineales y no lineales. $\omega$ es la frecuencia natural del sistema, $\theta$ la frecuencia de la excitación y $D$ el factor de Amplificación dinámica.....	036
<b>Figura 3.3</b> Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento.....	038
<b>Figura 3.4</b> Influencia del amortiguamiento en la respuesta estructural (Bertero et al. 1976).....	040
<b>Figura 3.5</b> Espectros lineales del coeficiente sísmico para el terremoto de Northridge, Los Ángeles, de 1994 (Hall 1994).....	041
<b>Figura 3.6</b> Las aceleraciones en la roca, el suelo y el edificio, utilizando los parámetros de sitio, (E.030).....	044
<b>Figura 3.7</b> Mapa de zonificación sísmica y factores de zona $Z$ .....	045
<b>Figura 3.8</b> Ejemplo de amplificación sísmica en dos edificios iguales, ubicados en zona de alta sismicidad, en dos suelos diferentes: suelo firme S1 y suelo blando S3.....	049
<b>Figura 3.9</b> Falla por columna corta originado por gran desplazamiento lateral, C.E. Fermín del Castillo, ubicado en la zona más alta del distrito de Vista alegre, Quiun 1997.....	053
<b>Figura 3.10</b> Terremoto de Atico, 2001. Colegio Infes sin daños. Tiene columnas rígidas en la dirección del corredor y muros estructurales en la dirección transversal.....	054
<b>Figura 3.11</b> Terremoto de Pisco 2007. Colegio Tambo de Mora donde se presentan pequeñas fisuras en los muros de albañilería.....	055
<b>Figura 3.12</b> Terremoto de Pisco 2007. Institución Educativa con daños severos en la estructura, por falla en las columnas y los muros.....	056
<b>Figura 3.13</b> izquierda: falla por columna corta (con estribos) 3/8" a 0.10 m, C.E. Camaná – Terremoto 2001. Derecha: falla por columna corta sin estribos, C.E. Fermín del Castillo – Terremoto Nazca 1996.....	058
<b>Figura 3.14</b> Planta típica y corte de elevación de colegios Infes antiguos.....	058
<b>Figura 3.15</b> Daños en edificios con pórticos de concreto y tabiques de albañilería.....	059
<b>Figura 3.16</b> Estructura aporticada en la dirección X, centro educativo.....	061
<b>Figura 3.17</b> Pórticos Dúctiles.....	062
<b>Figura 3.18</b> Fuerza Cortante de diseño en vigas.....	068
<b>Figura 3.19</b> Fuerza Cortante de diseño en columnas.....	069
<b>Figura 3.20</b> Edificio que falló por incompatibilidad de deformaciones (Moehle 1994). 070	
<b>Figura 3.21</b> Estructura mixta o dual, ofrecen un buen comportamiento sismorresistente 071	
<b>Figura 3.22</b> Deformada típica de un muro de cortante. ....	073





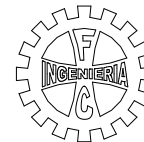
---

<b>Figura 3.23</b> Interrelación entre ductilidad, resistencia y rigidez para alcanzar la resistencia potencial máxima de un sistema estructural que combine placas y pórticos (Aktan et al. 1982).....	074
<b>Figura 3.24</b> Muros de cortante de ductilidad alta, de acuerdo con la normativa española NCSE-94.....	076
<b>Figura 4.1</b> parámetros para dimensionar columnas.....	091
<b>Figura 4.2</b> tipología de columnas en un sistema de pórticos.....	092
<b>Figura 5.1</b> Comando Define para la creación de materiales.....	105
<b>Figura 5.2</b> Definición de las propiedades del Material acero.....	106
<b>Figura 5.3</b> Definición de las propiedades del Material Concreto.....	107
<b>Figura 5.4</b> Creación del material albañilería.....	108
<b>Figura 5.5</b> Definición de las propiedades del Material Albañilería.....	109
<b>Figura 5.6</b> Comando define para la creación de secciones.....	110
<b>Figura 5.7</b> Nombres de Secciones de Vigas y Columnas.....	111
<b>Figura 5.8</b> Propiedades de Tipos de Forma de Elementos Frame.....	111
<b>Figura 5.9</b> Definición de sección de Viga VP25x50.....	112
<b>Figura 5.10</b> Creación de la sección de columna.....	113
<b>Figura 5.11</b> Creación de la Sección de Muros.....	114
<b>Figura 5.12</b> Creación de la Sección Losas.....	115
<b>Figura 5.13</b> Asignación de Apoyos de Empotramiento Perfecto a las columnas..	116
<b>Figura 5.14</b> Definición del Comando Diafragma.....	117
<b>Figura 5.15</b> Asignación de Diafragma rígido en losas.....	117
<b>Figura 5.16</b> Asignación de brazos rígidos en uniones viga-columna.....	118
<b>Figura 5.17</b> Modelo 3d del sistema estructural de pórticos.....	119
<b>Figura 5.18</b> Distribución de primera planta – sistema de pórticos.....	119
<b>Figura 5.19</b> Modelo 3d del sistema estructural dual.....	120
<b>Figura 5.20</b> Distribución de primera planta – sistema dual.....	120
<b>Figura 5.21</b> Definición del Comando Pier Label.....	121
<b>Figura 5.22</b> Asignación de Pier Label en placas.....	122
<b>Figura 5.23</b> Definición de Comando Load Patterns.....	122
<b>Figura 5.24</b> Patrones de carga creados, incluyendo Cargas Sísmico Estático.....	124
<b>Figura 5.25</b> Asignación de valores de Carga Distribuida en losas.....	124
<b>Figura 5.26</b> Asignación de cargas distribuidas de parapetos y tabiques.....	125
<b>Figura 5.27</b> Definición del comando para Peso en el programa ETABS.....	126
<b>Figura 5.28</b> Asignación de valores para cálculo de Peso Sísmico Efectivo.....	127
<b>Figura 5.29</b> Función del Factor de Amplificación sísmica para un suelo S3.....	130
<b>Figura 5.30</b> Cálculo Manual del Espectro de Diseño – Sistema Pórticos.....	131
<b>Figura 5.31</b> Cálculo Manual del Espectro de Diseño-Sistema Dual.....	132
<b>Figura 5.32</b> Ruta de acceso al comando de generación de la función espectral..	133

---

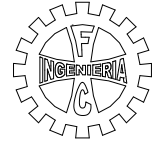


<b>Figura 5.33</b> Cálculo e incorporación Automática del Espectro de diseño en ETABS.....	133
<b>Figura 5.34</b> Ruta de Acceso para definir grados de libertad.....	134
<b>Figura 5.35</b> Ruta de Acceso para definir los casos de análisis modal.....	134
<b>Figura 5.36</b> Definición del Caso Modal.....	135
<b>Figura 5.37</b> Definición de los casos de carga dinámico.....	136
<b>Figura 5.38</b> Formas Modales y Tabla de PPMM y períodos Fundamentales – Sistema Pórticos.....	137
<b>Figura 5.39</b> Definición completa de la fuerza Horizontal Estática.....	139
<b>Figura 5.40</b> Cortantes por Piso-Sistema de Pórticos.....	140
<b>Figura 5.41</b> Forma Modales y Tabla PPMM y períodos Fundamentales – Sistema Dual.....	141
<b>Figura 5.42</b> Definición completa de la fuerza horizontal estática – Sistema Dual	142
<b>Figura 5.43</b> Cortantes por Piso-Sistema Dual.....	143
<b>Figura 5.44</b> Obtención de valores del Cortante Basal Dinamico.....	144
<b>Figura 5.45</b> Obtención de valores del Cortante Basal Dinamico-Sistema Dual..	145
<b>Figura 5.46</b> Visualización gráfica de las derivas inelásticas calculadas.....	148
<b>Figura 5.47</b> Visualización gráfica de las derivas inelásticas calculadas.....	149
<b>Figura 6.1</b> Diagrama de Momentos eje C – Sistema Aporticado.....	155
<b>Figura 6.2</b> Diagrama de Momentos eje C – Sistema Dual.....	155
<b>Figura 6.3</b> Diagrama de Momentos eje G – Sistema Aporticado.....	156
<b>Figura 6.4</b> Diagrama de Momentos eje G – Sistema Dual.....	156



## LISTA DE TABLAS Y CUADROS

<b>Tabla 2.1</b> Normas del RNE citadas en el presente trabajo .....	024
<b>Tabla 2.2</b> Factores de reducción de carga ( $\phi$ ) según la Norma E.060.....	025
<b>Tabla 3.1</b> Parámetros del suelo.....	047
<b>Tabla 3.2</b> Coeficientes de Reducción R (NTE-030).....	051
<b>Tabla 3.3</b> Factor de uso U según categoría de las edificaciones (E.030).....	051
<b>Tabla 3.3</b> Limites para desplazamiento lateral de entrepiso. (Art. 15 Norma E.030).....	072
<b>Cuadro 5.1</b> Masas Sísmicas Efectivas por nivel.....	140
<b>Cuadro 5.2</b> Masas Sísmicas Efectivas por nivel -Sistema Dual.....	143
<b>Cuadro 5.3</b> Cortante Basal Dinámico – Sistema de Pórticos.....	144
<b>Cuadro 5.4</b> Cortante Basal Dinámico – Sistema Dual.....	145
<b>Cuadro 5.5</b> Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección X.....	147
<b>Cuadro 5.6</b> Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección X.....	147
<b>Cuadro 5.7</b> Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección Y.....	147
<b>Cuadro 5.8</b> Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección Y.....	147
<b>Cuadro 5.9</b> Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección X.....	148
<b>Cuadro 5.10</b> Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección X.....	148
<b>Cuadro 5.11</b> Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección Y.....	149
<b>Cuadro 5.12</b> Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección Y.....	149
<b>Cuadro 5.11</b> Cálculo de factor de Escala para diseño – Pórticos.....	150
<b>Cuadro 5.12</b> Cálculo de factor de Escala para diseño – Dual.....	150
<b>Cuadro 6.1</b> Resumen de valores de Período Fundamental.....	153
<b>Cuadro 6.2</b> Resumen de valor de Cortante Basal Estático.....	153
<b>Cuadro 6.3</b> Resumen de valor de Cortante Basal Dinámico.....	153
<b>Cuadro 6.4</b> Resumen de valor de Derivas de Entrepiso.....	154
<b>Cuadro 6.5</b> Resumen de valor de desplazamientos absolutos.....	154
<b>Cuadro 6.6</b> Resumen de áreas de concreto proyectado.....	157



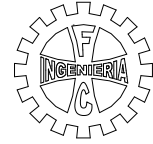
## **RESUMEN**

El presente documento compara los resultados de la respuesta estructural de un edificio educativo representativo de la sierra peruana usando dos sistemas estructurales: primeramente, el de Pórticos y luego el sistema Dual, de los cuales escogeremos el sistema Dual como el de mejor comportamiento.

La evaluación realizada del comportamiento estructural de estos dos sistemas estructurales para el diseño de un centro educativo de dos niveles con techos inclinados a dos aguas demuestra técnicamente la elección apropiada del tipo de estructuración según el tipo de comportamiento sísmico deseado. Todo lo anterior usando la reglamentación de la norma E.030 de diseño Sismorresistente y la E.060 de Concreto Armado, además de las normas ACI, para el diseño de los elementos estructurales.

### **PALABRAS CLAVE:**

- Pórticos, Dual, Sistema Estructural, Rigidez, Cortante Basal, Desplazamientos, Placa, Dúctil, Vibración, Derivas.



---

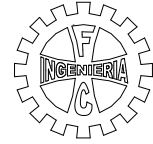
### ABSTRACT

This Tesis compares the results of the structural response of an educational building representative of the Peruvian mountains using two structural systems: first, the Porticos and then the Dual system, from which we will choose Dual system as the one with the best behavior.

The evaluation of the structural behavior of these two structural systems for the design of a two-level educational center with two-sloped roofs demonstrates the appropriate choice of structuring type according to the type of seismic behavior desired. All the above using the regulation of the E.030 standard of Seismoresistant design and the E.060 of Reinforced Concrete, including the ACI norms, for the design of the structural elements.

#### KEYWORDS:

- Porticos, Dual, Structural System, Rigidity, Basal Shear, Displacement, Plate, Ductile, Vibration, Drift.



## INTRODUCCIÓN

El Perú, sufrió un último sismo en Ica de 7.9° poniendo de manifiesto las deficiencias en las construcciones esenciales de la zona. Las edificaciones usualmente se diseñan utilizando un sistema tipo Aporticado, siendo este un sistema convencional utilizando análisis elásticos para su desempeño ante sismos. Pero hoy en día es necesario, además, según los nuevos criterios de diseño, de que las estructuras sean más rígidas, por lo que hoy en día el sistema Dual (Pórtico – Muros Portantes) está siendo muy utilizado en ciudades como Lima, Trujillo, Arequipa entre otras, además de convertirse en una regla para las instituciones educativas en el nuevo reglamento de diseño sismorresistente del año 2016. Convirtiéndose en una necesidad el conocer a fondo sus beneficios en el comportamiento estructural, y los casos en los que se podrán aplicar ante un proyecto de tipo A2 (esencial).

El presente estudio, inicia en sus capítulos I y II con una introducción al problema central y una descripción del trabajo realizado. Luego en su capítulo III continúa con el análisis de conceptos estructurales que están involucrados en un comportamiento adecuado de una estructura, analizando luego las deficiencias expuestas por los sismos en las estructuras educativas.

La estructuración y el análisis sismorresistente se abarcan en los capítulos IV y V, encontrando resultados que se comparan y analizan en el capítulo VI, obteniendo la fuente para emitir conclusiones y resultados que cierran el presente documento técnico que ayudará a diseñar un centro educativo adecuados a nuestra región.



# Capítulo: I

## PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO



---

## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

#### 1.1 EL PROBLEMA

##### 1.1.1 SELECCIÓN DEL PROBLEMA

Según el ESCALE (Área Estadística del Ministerio de Educación), para el 2013 en el Perú se necesitaba reparar parcialmente un 21,8% en la zona urbana y un 9,1% en la zona rural de los locales Públicos de Educación Básica; y se necesitaba reconstruir un 7,5% en la zona urbana y un 11,5% en la zona rural del total de locales Educativos; adicionalmente al déficit de locales para abastecer la demanda de alumnos.

Muchos locales educativos han sufrido fallas sin siquiera estar sometidas a fuerzas sísmicas, pudiendo ser una razón la mala elección del sistema estructural adicional a la elección de los materiales y el sistema constructivo.

Durante el sismo de Ica del 2007 se apreció que muchas estructuras educativas habían fallado debido a columnas cortas, rótulas en las columnas y eso debido a la poca rigidez de la estructura en cualquiera de sus direcciones, dado por los sistemas estructurales convencionales como el de pórticos y el de albañilería confinada.

##### 1.1.2 DELIMITACIÓN

Para nuestro tema de investigación se ha escogido las edificaciones educacionales, debido a la seguridad estructural requerida (clasificada como edificaciones esenciales tipo A2 según la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones) y además de seleccionar una edificación típica de la serranía peruana a donde pertenece la región de Cajamarca, edificaciones de dos niveles con techo a dos aguas mayormente.

Se delimitará el presente estudio al edificio típico del Proyecto “Reconstrucción I.E. Chuco – Pedro Gálvez, San Marcos, ubicado en la provincia de San Marcos, Región de Cajamarca.



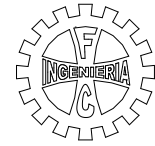


Dicho Edificio cumple con los requisitos arquitectónicos reglamentarios, presentando las siguientes características: dos (02) niveles, tres (03) ambientes por nivel, además de una escalera, con un área construida de aproximadamente 288.53 m<sup>2</sup> por nivel. En el primer nivel cuenta con un (01) depósito para laboratorio, un (01) ambiente para laboratorio y un (01) taller de agropecuaria; en el segundo nivel cuenta con una (01) sala de profesores, una (01) sala de cómputo y una (01) sala de usos múltiples. Adicional a la escalera junto al módulo.

### 1.1.3 ANTECEDENTES

Hasta el momento son pocos los estudios realizados por la Universidad Nacional de Cajamarca en cuanto al análisis comparativo de sistemas estructurales dentro de la región Cajamarca. Por lo que se ha tomado como modelos las siguientes investigaciones:

- “Desempeño sísmico de un tipo de edificio educativo peruano diseñado antes de 1997”, Yannet Huerta Aucasime. Pontificia Universidad Católica del Perú. Año 2011. Se enfoca en la revisión del diseño de un edificio escolar de tres pisos construido antes de 1997 en base a la norma de Diseño Sismorresistente (2003), encontrando un pobre desempeño en un perfil de suelo S3 quedando inclusive al borde del colapso para sismos ocasionales.
- “Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas”, María Astorga Medizábal. Año 2006. Identifica cinco tipos estructurales representativos en edificios educativos peruanos y estima el desempeño sismorresistente de cada tipo, cuantificando pérdidas en cada caso.
- “Evolución de las Normas Sísmicas en el Perú”, Antonio Blanco Blasco. Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Año 2011. Presentación de la evolución de las normas sísmicas en el Perú, desde el año 1970, así como la evolución de los criterios de diseño



sismorresistente especialmente en edificaciones esenciales como los educacionales.

- “Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso”, Santiago Gameros. Pontificia Universidad Católica del Perú. Año 2015. Abarca los daños ocasionados por el terremoto de Nazca en el año 1996 en los colegios tipo modular 780 pre, comprobando los desperfectos en la norma y el diseño de los colegios. Considera el arriostre lateral entre columnas como alternativa de refuerzo.
- “Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana”, Roberto Chacón Álvarez. Pontificia Universidad Católica del Perú. Año 2016.

## 1.1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

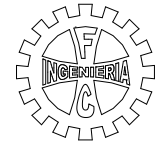
### 1.1.4.1 PROBLEMA GENERAL

¿Qué tipo de sistema estructural tiene un mejor comportamiento estructural frente a cargas sísmicas en la región de Cajamarca?

### 1.1.4.2 JUSTIFICACIÓN

La educación es parte esencial en el plan de desarrollo del gobierno peruano, necesitando además para esto una buena infraestructura educativa que pueda albergar de manera segura a su población. De tal manera que se garantice su buen funcionamiento y un lugar de refugio después de ocurridos los sismos.

Teniendo lo anterior presente se necesita determinar un tipo de sistema estructural que se comporte adecuadamente frente a sollicitaciones sísmicas en la región de Cajamarca, en base a los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.



---

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 OBJETIVO GENERAL

“Evaluación Comparativa del Análisis Estructural entre los Sistemas Estructurales de Pórticos y Dual (Pórticos rigidizados) en un Edificio tipo Educativo”.

### 1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- a) Analizar el comportamiento estructural de un centro educativo con un sistema de Pórticos.
- b) Analizar el comportamiento estructural de un centro educativo con un sistema Dual (Pórticos rigidizados)
- c) Comparar los comportamientos de ambos casos de sistemas estructurales, observando sus Momentos originados y sus desplazamientos máximos.

## 1.3 METODOLOGÍA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN.

### 1.3.1 METODOLOGÍA

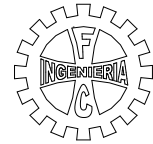
Para el presente estudio se empleará el Método Descriptivo; es decir, describir y analizar sistemáticamente lo que existe respecto a las variaciones o las condiciones de la situación. No solo se persigue describir o acercarse a un problema, sino que intenta encontrar las causas del mismo.

Se entiende por sujeto el que desarrolla la actividad, el investigador. Por objeto, lo que se indaga, esto es, la materia o el tema. Por medio, lo que se requiere para llevar a cabo la actividad, es decir, el conjunto de métodos y técnicas adecuados. Por fin, lo que se persigue, los propósitos de la actividad de búsqueda, que radica en la solución de una problemática detectada.

El presente trabajo se realizará en tres etapas que son:

#### 1º ETAPA

- ✓ Revisión bibliográfica de todos los temas relacionados con el tema de interés.



- 
- ✓ Análisis del contenido, y selección de los ítems para el desarrollo del trabajo de investigación.

## **2º ETAPA**

- ✓ Se procederá a desarrollar la estructuración y diseño del edificio educacional, luego desarrollando el análisis del comportamiento de cada sistema estructural frente a un mismo caso de fuerzas.
- ✓ Proceder a organizar los resultados según los esfuerzos y momentos obtenidos, además de los desplazamientos generados en cada caso.

## **3º ETAPA**

- ✓ Comparación y Análisis de los resultados de tal manera de encontrar parámetros de diseño según el tipo de comportamiento estructural esperado.

### **1.3.2 TIPO Y NIVEL**

De acuerdo a los propósitos de la investigación y a la naturaleza de la investigación aplicada, se empleará la forma Descriptiva – Explicativa a nivel de Pregrado.



## **Capítulo: II**

### **DESCRIPCION DEL TRABAJO DE INVESTIGACION**



---

## CAPÍTULO II

### DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

#### 2.1 UNIVERSO Y MUESTRA

##### 2.1.1 UNIVERSO

El universo está constituido por sistemas estructurales tales como: Pórticos, muros de ductilidad limitada, albañilería confinada, albañilería armada, sistemas mixtos y otros empleados en la construcción de Edificios Educativos en el Perú.

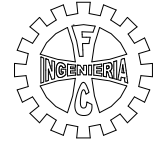
##### 2.1.2 MUESTRA

La muestra en estudio está constituida por el sistema estructural de Pórticos y Dual en un módulo de un edificio Educativo descrito en el primer capítulo en la sección 1.1.2 (DELIMITACIÓN); ubicada en el distrito de Pedro Gálvez, provincia de San Marcos de la Región Cajamarca, con las siguientes coordenadas UTM WGS84:

#### UBICACION DE LINDEROS

Pto	COORDENADAS	
A	821238.779 E	9190060.104 N
B	821281.268 E	9190084.966 N
C	821255.360 E	9190125.510 N
D	821260.669 E	9190129.433 N
E	821246.602 E	9190141.249 N
F	821204.910 E	9190104.475 N

El mencionado proyecto fue elaborado por el Gobierno Regional de Cajamarca en el año 2012 y para el presente estudio sólo se revisará la arquitectura básica en cuanto a su distribución para luego proceder a su estructuración para cada sistema estructural y sus consecuentes análisis por parte del autor.



---

## 2.2 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La siguiente investigación se desarrolla en 3 etapas concretas. La primera se enfoca en estudiar la teoría sobre los sistemas estructurales de Pórticos y Duales, y la forma de calcular la respuesta estructural. En paralelo se estudiará publicaciones por distintos ingenieros sobre el tema.

El segundo paso es presentar bajo la metodología ya descrita los resultados de los análisis del comportamiento estructural de cada sistema. La tercera y última etapa se enfoca en comparar dichos resultados y visualizar los argumentos para la selección de un sistema en específico como mejor opción para un edificio educativo.

### 2.2.1 TÉCNICAS

- **Análisis de contenido:** esta técnica se aplicará a la consulta de toda la documentación referente a las variables en estudio; de tal forma que se logrará definir los sistemas estructurales a investigar, y sus parámetros inherentes en cada uno.
- **Recolección de Datos:** se realizará mediante programas computacionales de ingeniería (ETABS2016), y se hará la descripción de resultados.

### 2.2.2 INSTRUMENTOS

Para la ejecución de las técnicas antes mencionadas se utilizará los siguientes instrumentos:

- **Guía de análisis de contenido:** esta guía estará comprendida por un conjunto de ítems, orientados a recabar información importante para la investigación.



## 2.3 HIPÓTESIS Y VARIABLES

### 2.3.1 HIPÓTESIS

El sistema estructural Dual (pórticos rigidizados) tiene mejor comportamiento estructural que el sistema estructural de Pórticos.

### 2.3.2 VARIABLES

#### a) Variables Dependientes.

- Comportamiento estructural de una edificación tipo Educativa.

#### b) Variables Independientes.

- Derivas del edificio en estudio.
- Esfuerzos y deformaciones en el edificio en estudio.

#### c) Variables Intervinientes.

- Presión y cargas sobre el edificio (Estáticas y Dinámicas).

## 2.4 ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

### 2.4.1 NORMATIVIDAD VIGENTE

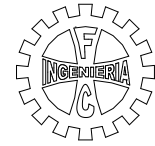
El diseño del edificio se realizará dentro del marco normativo del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE), el cual a su vez se subdivide en varios capítulos o normas.

En la siguiente tabla se muestra las Normas a las cuales nos referimos durante el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

<b>Norma</b>	<b>Versión</b>
E.020 Cargas	Mayo, 2006
E.030 Diseño Sismorresistente	Enero, 2016
E.050 Suelos y Cimentaciones	Mayo, 2006
E.060 Concreto Armado	Julio, 2009

**Tabla 2.1** Normas del RNE citadas en el presente trabajo





Antes de proceder al diseño, se debe realizar una estructuración adecuada del edificio, teniendo en cuenta los planos de arquitectura y buenos criterios de estructuración.

De acuerdo al artículo 9.1.1 de la Norma E.060, el principio básico del **diseño por resistencia** (método LRFD), es diseñar los elementos estructurales para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** ( $\phi Rn$ ) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** ( $Ru$ )

$$\Phi Rn \geq Ru \quad \text{ec. 2.1}$$

Asimismo, las Norma E.060 en su artículo 9.3.1 indica el procedimiento para calcular estas resistencias de diseño ( $\phi Rn$ ). Deben tomarse la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de la Norma, multiplicada por los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) especificados en la siguiente tabla, dependiendo del tipo de sollicitación a analizar.

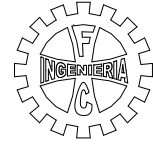
Sollicitación	Factor de Reducción ( $\phi$ )
Flexión	0.90
Tracción y flexo-tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexo compresión:	
- Elementos en espiral	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.85

**Tabla 2.2** Factores de reducción de carga ( $\phi$ ) según la Norma E.060

Por otro lado, en su sección 9.2 la Norma E.60 indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas ( $Ru$ ) deberá ser como mínimo el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$



---

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL \quad \text{ec. 2.2}$$

Donde “CM” es carga muerta, “CV” es carga viva, “CS” es carga de sismo, “CE” es el empuje lateral de los suelos y “CL” es la carga debida a la presión de los líquidos.

### 2.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO

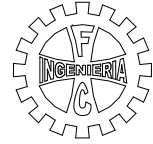
El análisis dinámico de una estructura puede hacerse mediante procedimientos de combinación modal espectral o por medio de un análisis tiempo-historia, el primero se usa regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales. Dicho esto, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral.

Para cada dirección de análisis se usará un espectro de pseudo aceleraciones que se define por la siguiente relación:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad \text{ec. 2.3}$$

El espectro usado es que describe de acuerdo a los estudios realizados del comportamiento típico de un movimiento sísmico para suelo del tipo S2 y S3 en la región de Cajamarca.

Se explicará en el capítulo 3 el valor de cada parámetro utilizado en la ecuación 2.3, basado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente



## **Capítulo: III**

### **MARCO TEÓRICO**



---

### CAPÍTULO III

#### MARCO TEÓRICO

Con el objetivo de construir edificios económicos, las normativas modernas de diseño aceptan, generalmente, que para un sismo severo las estructuras alcancen el rango no lineal. De hecho, la acción correspondiente a un sismo de este tipo es varias veces superior a la acción considerada en un diseño práctico, cuando se emplean normativas de diseño sísmico. Por este motivo las estructuras entran en el rango inelástico y sufren deformaciones remanentes.

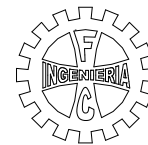
Los criterios actuales de diseño sismorresistente requieren que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque puedan producirse daños locales importantes. Para ello, la estructura se diseña y construye proporcionándole detalles que permitan las deformaciones inelásticas esperadas durante un sismo severo, sin pérdida significativa de resistencia (Bozzo y Barbat 1995b) y, de ahí, la importancia de su estudio.

Es necesario aclarar además que no existe un consenso sobre qué se entiende por sismo de intensidad reducida, moderada o severa, pues su determinación se basa en factores como localización geográfica, calidad y tipo de construcción, entre otros. Es por ello que cuando nos referimos a daños locales importantes, las normas sísmicas no definen claramente el concepto de daño ni la metodología para su cuantificación, por lo que en el diseño sismo resistente acepta criterios cualitativos. Para el ingeniero estructural es muy importante la predicción y estimación del daño estructural, valiéndose de los valores límites para las derivas laterales que proponen las normas sísmicas.<sup>1</sup>

El diseño de edificios regulares es relativamente sencillo ya que existen varias normativas que permiten proyectar eficientemente tales estructuras. Normativas como el *Uniform Building Code* (UBC) o las del *Applied Technology Council* (ATC), por ejemplo, determinan acciones laterales estáticas equivalente que varían en altura. Generalmente, la estructura se proyecta empleando el primer modo de vibración –o

---

<sup>1</sup> Diseño Sismorresistente de Estructuras, Bozzo y Barbat. Año 2008. Pág. 04



modo fundamental- y en algunos casos, como en el UBC, se consideran fuerzas adicionales que simulan, de manera simplificada, la participación de modos superiores. Cruz y Chopra (1985) presentan una propuesta de diseño tipo código en la que incluyen los dos primeros modos de vibración; esto permite evaluar las acciones laterales de manera más precisa, incluso en casos de estructuras no muy regulares en altura.

Es importante tener una base conceptual sólida sobre, el comportamiento no lineal de los edificios, en particular en el caso de solicitaciones dinámicas. Esta observación es válida no sólo porque en la práctica profesional no se emplean comúnmente métodos de análisis no lineal, aun sabiendo que la estructura se comportará inelásticamente durante un sismo severo, sino también porque tal base conceptual permite la verificación de los resultados numéricos obtenidos sin emplear dicho análisis.

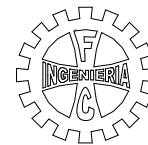
Previamente se repasarán conceptos de diseño sismorresistente convencional antes de analizar los sistemas estructurales en cuestión.

### 3.1 CRITERIOS ESTRUCTURALES: BASE CONCEPTUAL

#### 3.1.1 SOLICITACIONES SÍSMICAS

Una construcción debe concebirse para crear espacios en los que se viva y trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort. Para ello la estructura debe tener:

- *Resistencia* suficiente para soportar la combinación de efectos producidos por cargas verticales, de viento o sismo.
- *Rigidez* adecuada para que sus deformaciones, bajo efectos de sismo, no sean excesivas, con lo cual se evita el pánico entre los ocupantes –al menos en temblores de baja intensidad-, se reducen los daños en elementos no estructurales y en instalaciones, y se regulan los efectos de segundo orden, provenientes de cargas verticales y desplazamientos horizontales, que pueden influir de manera significativa en la resistencia de estructuras flexibles y propiciar inclusive fallas por inestabilidad.



- *Ductilidad* suficiente para que en caso de que las cargas del sismo llegasen a superar los valores estimados para el diseño, la estructura se deforme en el rango inelástico, con daños en los elementos tanto estructurales como no estructurales, pero sin colapsar.

La base del diseño sísmico de los edificios no es el temblor más intenso que deberán resistir, que no se conoce, sino los sismos que han afectado en el pasado el lugar donde se construirán. Por su parte, el estudio de los mecanismos que originan los terremotos, y de cómo se transmiten sus efectos al terreno que rodea a la zona de ruptura, no les corresponde a los ingenieros, sino a los geofísicos, geólogos y sismólogos.<sup>2</sup>

La ingeniería estructural en zonas sísmicas se enfrenta con un problema que, aparentemente, no tiene solución: seleccionar sistemas estructurales y dimensionar los elementos que los componen, para que resistan solicitaciones desconocidas, por medio de mecanismos de respuesta que tampoco se comprenden por completo.

Uno de los materiales más empleado en la construcción de edificios es el concreto armado, pero este material tiene el inconveniente de que no posee las propiedades esenciales que se necesitan para lograr un buen comportamiento sísmico. Para esto hay que prestar mucha atención a ciertas características de estructuración y refuerzo que van más allá de las normales para zonas no sísmicas. Se requiere de gran cantidad de detalles de refuerzo que son costosos y constructivamente difíciles de lograr.

Cuando no se cumplen ciertos requisitos especiales se producen un gran número de casos de fallas ante terremotos por su comportamiento defectuoso de las estructuras. Estos requisitos se clasifican en tres niveles: estructuración, diseño y ductilidad. Una estructura debe tener una capacidad de resistencia bastante alta para soportar las cargas laterales, pero también debe tener un comportamiento dúctil para evitar que se presente un colapso total si se excede por alguna razón su capacidad.

---

<sup>2</sup> Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, Rochel Awad. Año 2012. Pag. 25

Es prácticamente imposible diseñar una estructura para que resista las máximas fuerzas sísmicas que pudiesen llegar a presentarse; no se puede prever con suficiente confianza cuál va a ser el nivel máximo que pueden alcanzar y, aún, en el caso hipotético de que se conociese, la solución sería una estructura no funcional por lo voluminoso de las columnas, con costos elevadísimos que la harían inalcanzable para la comunidad. Para resolver el problema se fija un nivel de resistencia, previendo la posibilidad de que las fuerzas inducidas por los sismos puedan excederse ese nivel, pues es imposible ponerle límite al desplazamiento del terreno.



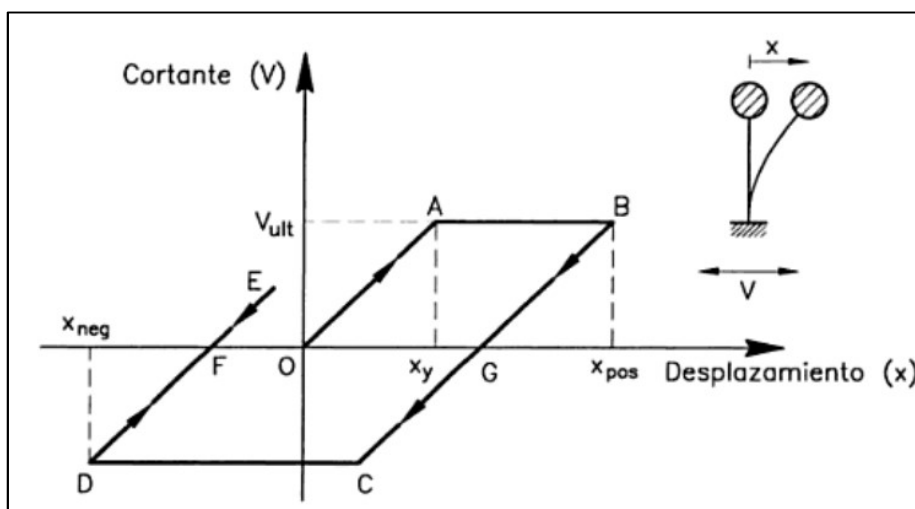
**Imagen 3.1** Comportamiento dúctil de un edificio de hormigón reforzado, donde se aprecia la formación de rótulas en las vigas.

Si las fuerzas exceden los límites de resistencia que se han previsto, se pretende que la estructura no presente una falla frágil, sino que sea capaz de disipar la energía adicional que le pueda introducir un sismo, a través de su comportamiento inelástico, de fluencia o de daños locales, pero nunca debe llegar al colapso.

### 3.1.2 DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse. Así, un material es dúctil si es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. Tanto la

capacidad de absorción de energía como la de disipación de energía de un material dependen de la ductilidad, aunque son conceptos distintos. La figura 3.1 ilustra un ciclo de la curva que relaciona el cortante en la base  $V$  con el desplazamiento  $x$  para un modelo estructural elastoplástico con un solo grado de libertad. En esta figura la estructura empieza a deformarse en una posición de equilibrio "O" y alcanza la resistencia lineal elástica del material en el punto "A" para un determinado cortante positivo,  $V_{ult}$ .<sup>3</sup>

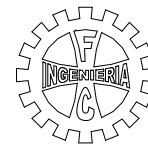


**Figura 3.1** Modelo elastoplástico con un solo grado de libertad empleado para definir la energía de absorción, de disipación y la ductilidad.

A partir de este punto empiezan las incursiones en el rango plástico del material, alcanzándose el punto "B", que corresponde a velocidad nula y que es el punto donde se inicia el movimiento en sentido inverso al inicial. La estructura atraviesa la posición de cortante nulo en el punto "G" y alcanza el límite lineal para cortante negativo en el punto "C". Cuando la estructura pasa por la posición "G", una parte de la energía acumulada en este ciclo de carga, es transformada en energía cinética y otra parte es disipada por el sistema del área "B-G- $x_{pos}$ " representa la energía de absorción y corresponde a la parte de la energía total transformada en energía cinética y, por ello, devuelta al sistema. El área "O-A-B-G" corresponde a la energía de disipación, que se

<sup>3</sup> Diseño Sismorresistente de Estructuras, Bozzo y Barbat. Año 2008. Pag. 12





debe al trabajo interno realizado en las secciones críticas de la estructura, como, por ejemplo, las rótulas plásticas, y que no se devuelve al sistema.

Por este motivo, es evidente que los conceptos de energía de disipación y energía de absorción son distintos y que el concepto de energía de disipación está más relacionado con el de ductilidad, de hecho, puede afirmarse que sin ductilidad, o si no se producen deformaciones en el rango plástico, no habrá energía disipada por el sistema. Nótese también que la energía de disipación es nula si el material responde en el rango elástico y que es posible tener un material con una alta capacidad de absorber energía pero con una baja capacidad de disiparla, como es, por ejemplo, el caso del hormigón pretensado.

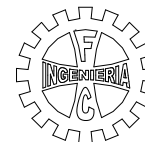
La figura 3.1 también ilustra la dificultad de medir la ductilidad  $\mu$  en forma precisa, aun en el caso simple de un modelo elastoplástico. Para este modelo hysterético, la ductilidad se puede determinar empleando al menos las siguientes definiciones:

$$\mu^+ = \frac{x_{pos}}{x_y} \quad \mu^- = \frac{x_{neg}}{x_y}$$

$$\mu^a = \frac{x_{pos} + x_{neg}}{x_y}$$

$$\mu^e = \frac{\text{AREA (O, A, B, G, C, D, F)}}{\text{AREA(O, A, } x_y)} \quad \text{ec. 3.1}$$

En estas relaciones,  $\mu^+$  corresponde a la ductilidad de desplazamiento máximo positivo,  $\mu^-$  a la del desplazamiento máximo negativo,  $\mu^a$  a la ductilidad suma de todos los desplazamientos plásticos y  $\mu^e$  a la ductilidad correspondiente a la energía de disipación total. Las dos últimas definiciones son más convenientes que las dos primeras, en cuanto incluyen la acumulación de las demandas de ductilidad y no sólo un determinado valor máximo, lo que está en consonancia con los daños reales producidos por terremotos de larga duración, como, por ejemplo, el de México de 1985, que duró casi 2 minutos.



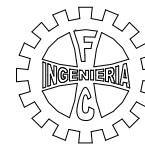
En la práctica, sin embargo, es común emplear como medida de la ductilidad el máximo del valor absoluto del cociente entre los desplazamientos plásticos positivo y negativo y el desplazamiento al límite de fluencia,  $x_y$ . Así, la ductilidad se suele definir como

$$\mu = \frac{\max(x_{pos}, x_{neg})}{x_y} \quad \text{ec. 3.2}$$

La ductilidad se define tanto para el material como para la sección de un elemento estructural, y también de manera global para toda la estructura. La ductilidad del material se refiere, como su nombre lo indica, a la ductilidad de los materiales que componen la estructura, como, por ejemplo, el concreto y el acero en edificios de concreto armado. Estos materiales tienen individualmente una determinada capacidad para deformarse plásticamente para un determinado ensayo, como el de tracción, por ejemplo. Es conocido que el acero es un material dúctil – por lo menos cuando no está sometido a un estado triaxial de tensiones o cuando no alcanza un estado límite de pandeo, entre otras fallas frágiles – mientras que el concreto sin refuerzo no es, en general, un material dúctil.

La ductilidad de sección se refiere a la capacidad de deformarse de una determinada sección de un elemento de concreto armado, tal como una viga o una columna. Una sección de concreto armado puede ser dúctil según el tipo, número y disposición de las armaduras de refuerzo y según la sollicitación a la que está sometida (flexión pura o flexocompresión, por ejemplo).

La ductilidad global es la capacidad de deformarse plásticamente de la estructura en su totalidad. La demanda de ductilidad global para un edificio y para un determinado terremoto es, generalmente menor que la demanda de ductilidad de sección y esta es, generalmente, menor que la demanda de ductilidad a nivel de material. Por ejemplo, si la demanda de ductilidad global en una estructura, es siete, la ductilidad de sección podría ser doce y la del material veinte. La ductilidad global suele representarse por la curva del cortante en la base en relación con el desplazamiento total en el último piso del edificio, tal como se ilustra en la figura 3.1.



### **3.1.3 RELACIÓN ENTRE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD Y LA ACCIÓN SISMICA**

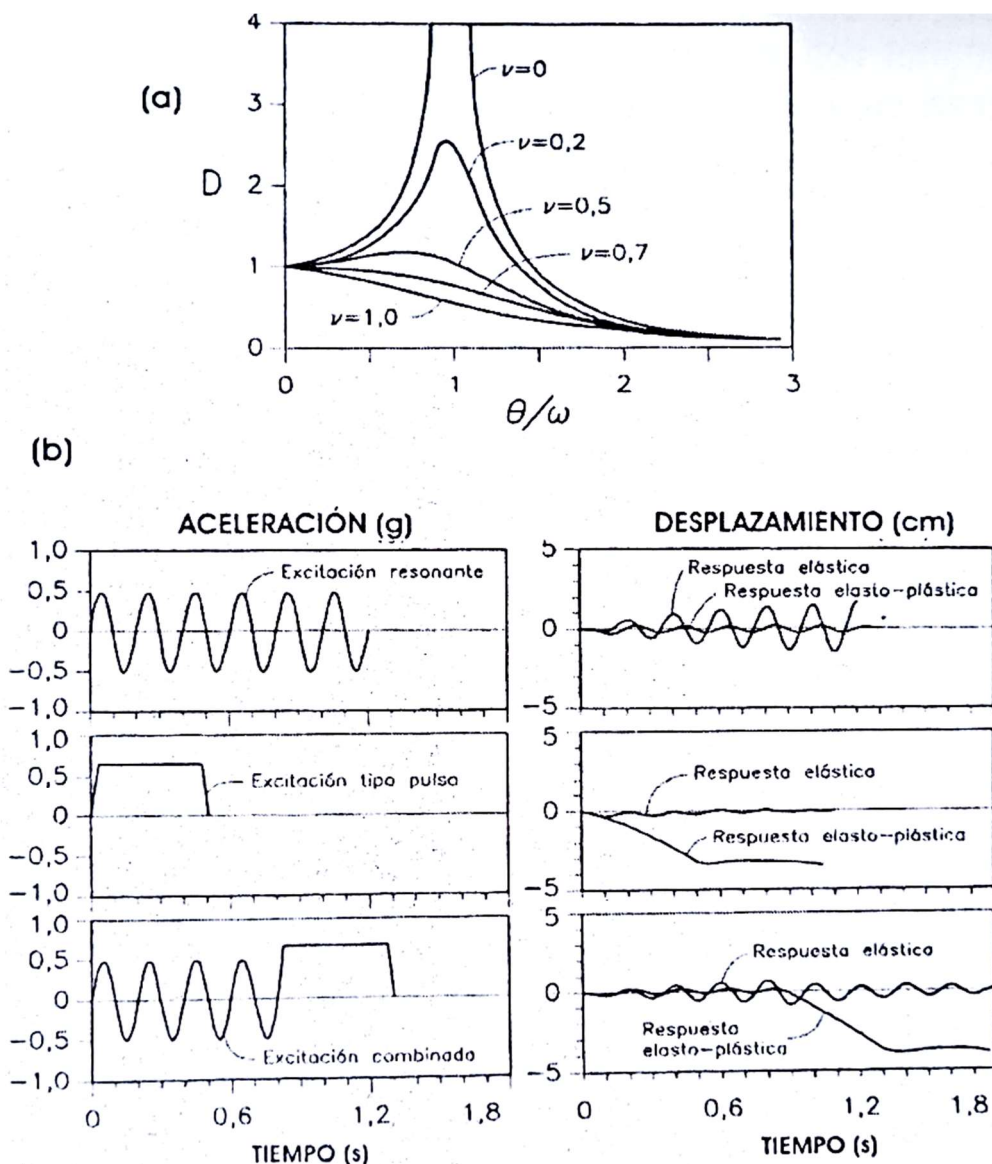
La acción sísmica influye de manera decisiva en la respuesta estructural, tanto en el rango lineal como en el no lineal, aunque de manera cualitativamente muy distinta y de forma más compleja en el caso no lineal. Para sistemas lineales elásticos, la acción sísmica más desfavorable es aquella acción sinusoidal cuyo período es igual al modo de vibración de la estructura, principalmente el primero. En esta situación se alcanza una respuesta resonante, la cual, como es bien conocido, se incrementa en cada oscilación. Para estructuras con un grado de libertad, la respuesta máxima es función de la inversa de la fracción del amortiguamiento crítico, el cual, para estructuras típicas, es bajo, por ejemplo,  $\nu=0,05$  para estructuras de concreto. Por este motivo, se producirán amplificaciones dinámicas significativas, tal como se ilustra en la figura 3.2(a), donde  $\omega$  es la frecuencia natural del sistema y  $\theta$  es la frecuencia de la excitación. En esta figura, el factor de amplificación dinámica,  $D$ , se define como la relación entre el desplazamiento dinámico y el estático que se produciría al aplicar una carga unidad. Para sistemas sin amortiguamiento, o con muy poco amortiguamiento, la respuesta se aproxima al infinito y se observan movimientos cíclicos de gran magnitud, como, por ejemplo, los del conocido caso del puente colgante de Tacoma, que colapsó debido a un viento moderado en 1940.<sup>4</sup>

El análisis en el rango lineal de los edificios se suele realizar incluyendo los primeros modos de vibración, en particular el primero, que tiene generalmente un coeficiente de participación superior al resto de los modos. Por ello, el comportamiento de los modelos con un solo grado de libertad es perfectamente extrapolable a estructuras con varios grados de libertad. Sin embargo, existen excepciones, como aquellas estructuras con un modo de vibración fundamental no compatible con la acción sísmica considerada. Por ejemplo, existen edificios simétricos con un modo fundamental de vibración en torsión que, para acciones sísmicas laterales, no participa significativamente en el movimiento, en

---

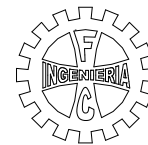
<sup>4</sup> Diseño Sismorresistente de Estructuras, Bozzo y Barbat. Año 2008. Pag. 14

comparación con el primer modo lateral. En estos casos, la acción más desfavorable corresponde a las vibraciones resonantes en el primer modo compatible con la acción dinámica.



**Figura 3.2** Diferencias cualitativas entre la respuesta de sistemas lineales y no lineales.  $\omega$  es la frecuencia natural del sistema,  $\theta$  la frecuencia de la excitación y  $D$  el factor de Amplificación dinámica

La figura 3.2. (b) muestra la respuesta de un sistema no lineal elastoplástico con un grado de libertad sometido a una acción sinusoidal con período resonante y a una acción pulso. La respuesta es una función de la resistencia o del cortante último en la base ya que a medida que se incrementa la resistencia,



la estructura responderá de manera distinta. La observación importante es que, para estructuras con comportamiento no lineal, una excitación sinusoidal resonante no es tan desfavorable y el factor de amplificación dinámica es una función de la resistencia del edificio. Pero una acción resonante en una estructura frágil origina, seguramente, el colapso. En el caso no lineal, es más desfavorable una acción sísmica tipo pulso que se aplique en el instante en que se alcanza la fluencia de la estructura (Bertero et al. 1976). En esta situación se pueden producir desplazamientos importantes y, por consiguiente, demandas de ductilidad significativas, como se observa en la figura 3.2 (b).

### 3.1.4 INFLUENCIA DEL AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

Uno de los modelos más simples y más empleados para estimar la respuesta sísmica de edificios es el sistema de un grado de libertad. Este modelo se caracteriza por ser un sistema dinámico en el que se concentra la masa participante a una altura equivalente (sólo existe una masa) (Figura 3.3a).

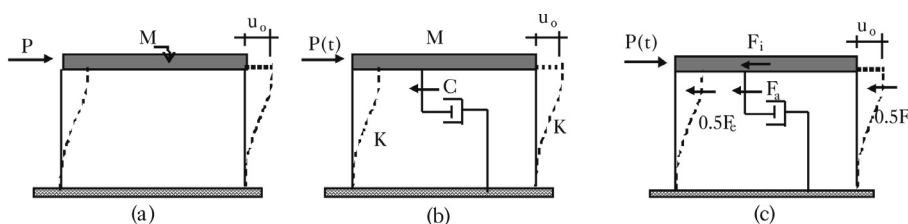
El sistema de un grado de libertad está representado como una estructura de un solo piso, en la cual las columnas no tienen masa, pues está incluido en la masa total, y están empotradas en su base. Toda su masa se encuentra localizada en la parte superior del modelo, el cual se considera infinitamente rígido.

Si a esta estructura se le aplica una fuerza lateral  $\mathbf{P}$ , que produce un desplazamiento lateral  $u_0$  y luego se retira en forma repentina, esta estructura oscilaría de un lado para otro, con la misma amplitud, en un movimiento que se conoce como vibración libre no amortiguada. Esto no es real, ya que, intuitivamente se espera que la amplitud de las oscilaciones disminuya poco a poco hasta detenerse por completo. Con el objeto de introducir este fenómeno al sistema de un grado de libertad se le agrega un elemento que disipa energía. Normalmente el tipo de elemento que se considera es un amortiguador de tipo viscoso.

Entonces, los elementos que forman el sistema de un grado de libertad son los siguientes: una masa  $\mathbf{M}$ , una estructura de un piso con rigidez lateral  $\mathbf{K}$  y

un amortiguador de tipo viscoso con un coeficiente de amortiguamiento  $C$  (Figura 3.3b).

Se dice que el sistema de un grado de libertad es lineal cuando la rigidez permanece constante, o sea que el desplazamiento lateral siempre es proporcional a la fuerza lateral. Cuando se aplica la fuerza  $P$  se produce un movimiento de la masa, esto genera la aparición de las siguientes fuerzas: la fuerza externa  $P(t)$ , la fuerza elástica resistente  $F_e$  que es la fuerza que las columnas ejercen sobre la masa cuando ésta se mueve; la fuerza de amortiguamiento  $F_a$  que es la fuerza que el amortiguador ejerce sobre la masa, y la fuerza de inercia  $F_i$ . En todo instante debe existir equilibrio dinámico entre las fuerzas (Figura 3.3c).<sup>5</sup>



**Figura 3.3** Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento.

De acuerdo con la segunda ley de Newton, la fuerza de inercia es directamente proporcional a la masa,  $F_i = M \cdot \ddot{u}(t)$ , donde  $M$  es la masa del sistema y  $\ddot{u}(t)$  es la aceleración total. La fuerza de amortiguamiento está dada por  $F_a = C \cdot \dot{u}(t)$ , en donde  $C$  es el coeficiente de amortiguamiento y  $\dot{u}(t)$  es la velocidad relativa de la masa con respecto al suelo. Para un sistema lineal, la fuerza elástica está dada por  $F_e = K \cdot u(t)$ , donde  $K$  es la rigidez lateral del sistema y  $u(t)$  es el desplazamiento relativo la masa respecto al suelo.

$$F_i + F_a + F_e = P(t)$$

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = P(t) \quad \text{ec. 3.3}$$

En el caso de una excitación sísmica no existe fuerza externa,  $P(t)=0$ , la sollicitación del sistema obedece al movimiento del terreno sobre el cual se apoya la estructura. Como resultado de esta excitación la base de la estructura

<sup>5</sup> Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, Rochel Awad. Año 2012. Pag. 35



tiene un desplazamiento igual al del suelo,  $u_g(t)$ , y a su vez la estructura se deforma,  $u(t)$ , así que el desplazamiento total de la masa es igual a  $u(t)=u_g(t)+u(t)$ , reemplazando:

$$M * \{\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t)\} + C * \dot{u}(t) + K * u(t) = 0$$

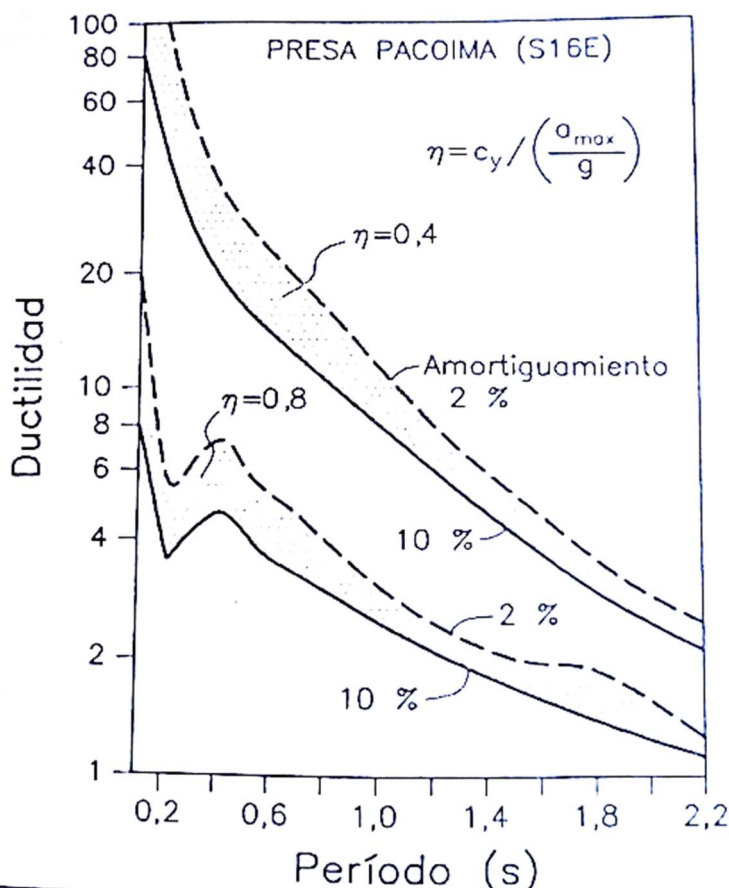
$$M * \ddot{u}(t) + C * \dot{u}(t) + K * u(t) = -M * \ddot{u}_g(t)$$

Esta es la ecuación dinámica del movimiento que gobierna la respuesta de un sistema de un grado de libertad amortiguado, sujeto al movimiento del terreno.

El efecto del amortiguamiento estructural es importante para estructuras lineales y una excitación cercana a su período fundamental, pues limita la respuesta máxima a la inversa del amortiguamiento. Para sistemas inelásticos y, en comparación con el efecto de ductilidad o con el coeficiente de resistencia, la influencia del amortiguamiento estructural en la respuesta de la estructura no es significativa (Bertero *et al.* 1976), como puede observarse en la figura 3.4. La diferencia entre las respuestas correspondientes a estructuras con la fracción del amortiguamiento crítico del 2% y del 10% es pequeña y bastante inferior a la diferencia de respuestas entre sistemas con coeficiente de resistencia ( $\eta$  definido como la relación entre el cortante en la base,  $V$ , y la fuerza sísmica máxima,  $m_{max}$ ) que varían entre 0,4 y 0,8. Por ejemplo, la ductilidad para una estructura con un período de 0,4s, con una fracción de amortiguamiento de 10% y con un coeficiente de resistencia de 0,4 es igual a 20. Sin embargo, si el amortiguamiento disminuye al 2%, es decir, se reduce a una quinta parte, la demanda de ductilidad aumenta a 30, es decir, sólo un 50%. Para una estructura con el mismo período, pero con un coeficiente de resistencia de 0,8, la ductilidad se reduce a sólo 5.

En la actualidad se emplean amortiguadores mecánicos para reducir las vibraciones por viento en edificios altos. Sin embargo, para lograr aumentar el amortiguamiento estructural del 2% al 10% mediante estos elementos, se requiere un gran número de ellos, por lo que actualmente no son comúnmente empleados para reducir la acción sísmica. Existen otros tipos de disipadores de

energía, como los de plastificación de metales, que, de forma análoga a la reducción de fuerzas por ductilidad en diseños convencionales, permiten reducir las fuerzas sísmicas de forma significativa (Foti *et al.* 198; Cahís *et al.* 1998a; Bozzo *et al.* 1998)<sup>6</sup>



**Figura 3.4** Influencia del amortiguamiento en la respuesta estructural (Bertero *et al.* 1976).

### 3.1.5 COEFICIENTE SÍSMICO

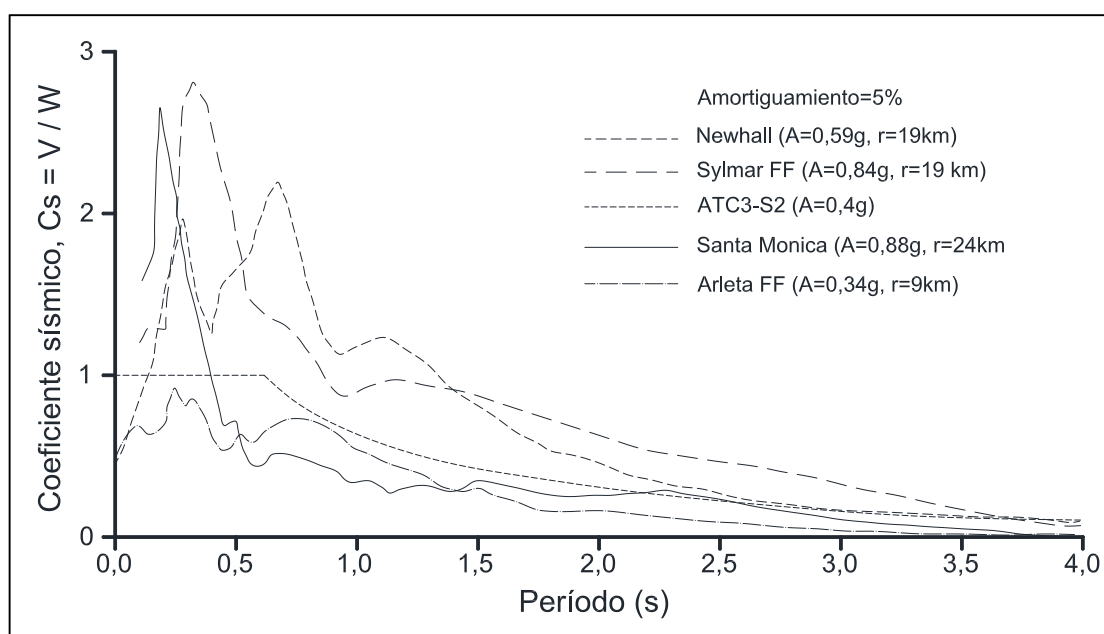
El coeficiente sísmico es el factor que multiplicado por el peso total de un edificio proporciona el cortante de diseño en la base y, en general, las normativas de diseño determinan el cortante en la base de un edificio de acuerdo a la ecuación

$$V = C_s W \quad \text{ec. 3.5}$$

<sup>6</sup> Diseño Sismorresistente de Estructuras, Bozzo y Barbat. Año 2008. Pag. 15

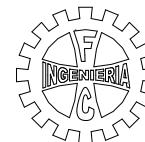


donde  $C_s$ ,  $V$ ,  $W$  son el coeficiente sísmico, el cortante en la base y el peso total del edificio, respectivamente. El peso del edificio debe incluir un porcentaje de la carga viva estimada y varía según prevén las normativas. El coeficiente sísmico es un función del tipo de suelo, del período fundamental del edificio, de la aceleración máxima (siendo en general, una curva suave, cuyo valor disminuye al aumentar el período fundamental) del terremoto de diseño y de un factor de reducción del cortante en función de la ductilidad global del edificio. Esta reducción varía entre 1,5 y 8, para edificios frágiles de ladrillo y pórticos dúctiles respectivamente.



**Figura 3.5** Espectros lineales del coeficiente sísmico para el terremoto de Northridge, Los Ángeles, de 1994 (Hall 1994)

Si el coeficiente de reducción se considerase igual a 1, se tendría el cortante en la base correspondiente a una estructura en el rango lineal y elástico. La experiencia acumulada durante diversos terremotos y, en particular, durante el terremoto de Northridge de 1994 en Los Ángeles, indica, sin embargo, que las fuerzas de diseño son actualmente peligrosamente poco conservadoras (Moehle 1994). La figura 3.5 muestra los espectros del coeficiente sísmico comparando las recomendaciones de la ATC3-S2 (Applied Technology Council – suelo tipo 2) para un coeficiente de reducción de 1, con los espectros lineales elásticos (es decir, calculados a partir de la condición de que la estructura se mantenga en el rango lineal) correspondientes a cuatro registros

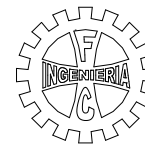


del terremoto de Northridge. Los espectros indican que las fuerzas de diseño de dichas recomendaciones son entre dos y tres veces las ejercidas por el mencionado terremoto, lo que permite afirmar que las demandas de ductilidad global fueron superiores a 8.

Esta conclusión está en consonancia con el elevado daño causado por el terremoto de Northridge en algunas construcciones. Por ejemplo, el Olive View Medical Center, de Sylmar, tiene 6 pisos y, para un rango de períodos entre 0,4s y 0,7s, el cortante en la base fue un 50% mayor que el de diseño. Dado que no existe una proporcionalidad entre el incremento del cortante en la base y la demanda de ductilidad, no se podría afirmar que ésta fue de 12, aunque si fue superior a 8. El hospital es excepcionalmente resistente, y por ello, no sufrió daños estructurales, aunque se observaron daños significativos en su equipamiento, lo que originó la evacuación de los pacientes. Por un lado se debe tener en cuenta que el mencionado terremoto fue severo y el coste de mantener la estructura en el rango lineal puede ser muy elevado; pero también debe considerarse que es fundamental que estructuras como hospitales o centrales eléctricas sigan operativas inmediatamente después de un terremoto y, por ello, el daño no estructural debe limitarse. Es interesante indicar que otro hospital, con aislamiento en la base, ubicado también cerca del epicentro, se comportó en el rango lineal elástico sin ningún daño no estructural y estuvo operativo inmediatamente después del terremoto. Otro ejemplo de daño severo, también ocasionado por el terremoto de Northridge, es el producido en el edificio URM en Santa Mónica. Este edificio es rígido y el elevado daño se explica por la elevada magnitud del coeficiente sísmico para el registro de Santa Mónica en el rango de períodos cortos, tal como se puede apreciar en la figura 3.5.

### **3.1.6 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA UTILIZANDO NORMATIVA PERUANA E.030**

Todas las normativas se rigen por los mismos criterios de descomposición y superposición modal. La definición de los espectros de diseño realizada en las normativas varía en función de los parámetros que se consideran, tales como



la severidad de los terremotos, el período fundamental del edificio, las condiciones locales del suelo, etc.

La normativa peruana propone una expresión para determinar el cortante en la base.<sup>7</sup>

$$V = mxa = \left(\frac{P}{g}\right) x (ZCS) x \frac{U}{R} = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad \text{ec. 3.6}$$

donde, similarmente a la normativa *UBC* (Uniform Building Code), *Z* es un factor de zona; *U* es un factor de uso o importancia; *S* es un factor de suelo; *C* es un coeficiente sísmico; *R* es el factor de reducción por ductilidad y redundancia estructural y *P* es el peso del edificio. Adicionalmente se debe verificar que  $C/R \geq 0,125$ .

La implementación de los códigos de diseño sismorresistente para edificaciones en el Perú, se inició en el año 1964. El primer proyecto de la Norma Peruana, se basó en el código de la Asociación de Ingeniería Estructural de California (SEAOC). El año 1970 se publicó la primera Norma; posteriormente, la segunda y tercera en los años 1977 y 1997 respectivamente. Luego estuvo vigente la Norma Técnica de Edificación E.030 (RNE E.030), publicada en el año 2003 y reactualizada en junio del 2006, teniendo en cuenta que vigente se encuentra una actualización de la norma E.030 del año 2014, aprobada desde el 2016.

La filosofía de diseño sismorresistente de la Norma E.030, consiste en: evitar pérdidas de vidas, asegura la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Esto significa que ante un sismo severo, el edificio podría sufrir daños estructurales y no estructurales, pero sin llegar al colapso; y ante un sismo moderado, podría experimentar daños estructurales leves, pero manteniéndose operacional. No existe, sin embargo, un claro consenso sobre qué se entiende por sismo de magnitud moderada o severa, pues

---

<sup>7</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, año 2016. Art. 4.5.2.

existen varios factores como localización geográfica, calidad y tipo de las construcciones existentes, entre otros que lo determinan.<sup>8</sup>

### 3.1.6.1 PARÁMETRO DE SITIO Z: FACTOR DE ZONA

Los parámetros de sitio conforman una parte de los factores que afectan la fuerza sísmica en un edificio. Están relacionados con la aceleración del movimiento sísmico; las condiciones del lugar según el tipo de estrato del suelo y su topografía; y las características de la estructura.<sup>9</sup>

Los parámetros de sitio son tres: factor de zona **Z**, factor de amplificación del suelo **S** y factor de amplificación sísmica **C** en la respuesta de la estructura, como se puede observar en la figura 3.6.



**Figura 3.6** Las aceleraciones en la roca, el suelo y el edificio, utilizando los parámetros de sitio, (E.030).

La norma E.030 divide al Perú en cuatro zonas sísmicas, tal como se puede observar en el mapa de la figura 3.7, donde además se muestran los valores del factor de zona **Z** para cada una de las cuatro zonas.<sup>10</sup>

<sup>8</sup> Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, Rochel Awad. Año 2012. Pág. 101

<sup>9</sup> Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura, Sánchez Arévalo, PUCP. Año 2006. Pág. 132

<sup>10</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, año 2016. Art. 2.1

El factor de zona  $Z$  multiplicado por la aceleración de la gravedad,  $g$ , representa la aceleración máxima en la base rocosa, figura 3.6. En la zona 4 de mayor sismicidad, la aceleración máxima en la roca es de 0,45  $g$  y para las otras zonas es 0,35 $g$  y 0,25 $g$  y 0.1 $g$  en forma descendente.



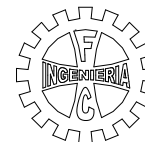
**Figura 3.7** Mapa de zonificación sísmica y factores de zona  $Z$ .

Los valores  $Z$  indica la amenaza sísmica de una región que está asociada con una probabilidad de excedencia. Se definen para un nivel de amenaza tal que hay una probabilidad del 10% de que sea excedida en un lapso de 50 años, para lo cual el período de retorno del sismo de diseño resulta ser de 465 años. Esta definición es tomada del Código ATC-3, documento que sirvió de modelo para la elaboración de la E.030.<sup>11</sup>

### 3.1.6.2 PARÁMETRO DE SITIO S: AMPLIFICACIÓN DE SUELO

El cálculo de la amplificación debida a condiciones locales está basada en la clasificación de sitios y factores de amplificación propuesto en 1997 por



<sup>11</sup> Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, Rochel Awad. Año 2012. Pag. 32



NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) y adoptada por el International Building Code (IBC).

El movimiento sísmico en la roca puede ser amplificado al pasar por los estratos del suelo donde se ubicará el edificio. Si el suelo es firme, no hay amplificación, pero si es blando o el estrato es muy grande, hay amplificación notoria.

Los parámetros utilizados en la selección del perfil del suelo corresponden a los 30 m. superiores del perfil, de acuerdo a ensayos de muestras tomadas cada 1.5 m. de espesor del suelo para los perfiles S<sub>0</sub> a S<sub>3</sub>. Para el perfil tipo S<sub>4</sub> se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los últimos 30 m. superiores del perfil.<sup>12</sup>

Párametros de Suelo (NTE – 030)							
Tipo	Descripción	T <sub>p</sub> (s)	T <sub>l</sub> (s)	Factor de Suelo “S”			
				Z <sub>1</sub>	Z <sub>2</sub>	Z <sub>3</sub>	Z <sub>4</sub>
S <sub>0</sub>	 Roca Dura	0,3	3,0	0,80	0,80	0,80	0,80
S <sub>1</sub>	 Roca o suelos muy rígidos	0,4	2,5	1,00	1,00	1,00	1,00

<sup>12</sup> Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura, Sánchez Arévalo, PUCP. Año 2006. Pág. 133

S <sub>2</sub>	 Suelos intermedios	0,6	2,0	1,60	1,20	1,15	1,05
S <sub>3</sub>	 Suelos flexibles o con estratos muy altos	1,0	1,6	2,00	1,40	1,20	1,10
S <sub>4</sub>	 Condiciones excepcionales	* Los valores de T <sub>p</sub> , T <sub>L</sub> y S, serán establecidos por especialistas, pero deberán ser mayores o iguales que los especificados para S <sub>3</sub>					

**Tabla 3.1** Parámetros del suelo.

La Norma E.030, considera el factor de amplificación de suelo **S** con respecto a la aceleración sísmica en el lecho rocoso, con lo que la aceleración máxima en la cimentación del edificio, es  $SZ(g)$ . Los factores de amplificación sísmica **S**, considerados por la norma, corresponden a 5 tipos de suelos. En la norma sólo se dan valores de **S** para los tres primeros tipos de suelos, como se ve en la Tabla 3.1. También existe el parámetro T<sub>p</sub> (período límite para cada tipo de suelo), el cual será tratado más adelante.

Por ejemplo, en un edificio de 9 pisos, ubicado en la zona 3, sobre suelo de buena calidad (tipo S<sub>1</sub>, S=1.0), la aceleración en su base sería  $1.0 \times 0.35(g) = 0.35(g)$ . Si el mismo edificio estuviera ubicado sobre un suelo flexible (tipo S<sub>3</sub>, S=1.2), la aceleración máxima en su base sería:  $1.2 \times 0.35(g) = 0.42(g)$ .



### 3.1.6.3 PARÁMETRO DE SITIO C: AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Considerando que la aceleración máxima que recibe un edificio en su cimentación puede aumentar o no, de acuerdo a su período de vibración  $T$  y su amortiguamiento. La norma E.030, considera este efecto con el factor de amplificación sísmica  $C$ , que se calcula con <sup>13</sup>

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 * \left( \frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \quad \text{ec. 3.7}$$

El período del edificio  $T$ , es el período según se define en el artículo 4.5 (4.5.4) de la norma E.030. El valor  $T_p$  y  $T_L$  como se observa en la Tabla 3.1, varía según el tipo de suelo. Representa el máximo período que puede tener un edificio para experimentar la mayor amplificación sísmica considerada por la Norma.

Muñoz (1998) explica que en base a registros de sismos ocurridos en el pasado, se han obtenido aceleraciones para edificios de diferentes períodos. Estos datos muestran que los edificios con períodos menores o iguales a  $T_p$  experimentan la máxima amplificación de la aceleración del suelo y los edificios con períodos mayores a  $T_p$ , experimentan menores amplificaciones.

De acuerdo a lo expuesto, la aceleración en el edificio será:  $ZSC$  (g), según la figura 3.6. Siguiendo con el mismo ejemplo expuesto en la sección 3.1.5.2, para el edificio en la zona 3 cuyo período es  $T=0,9$  s, la aceleración de diseño en el edificio para los dos tipos de suelo sería:

$$\text{Suelo S1: } S=1.0; T_p=0,4s < T=0,9s < T_L=2,5s; C=2.5(0.4/0.9)=1.11 < 2.5;$$

$$\text{Aceleración } ZSC=0.35*1.0*1.11 \text{ (g)} = 0.39 \text{ (g)}.$$

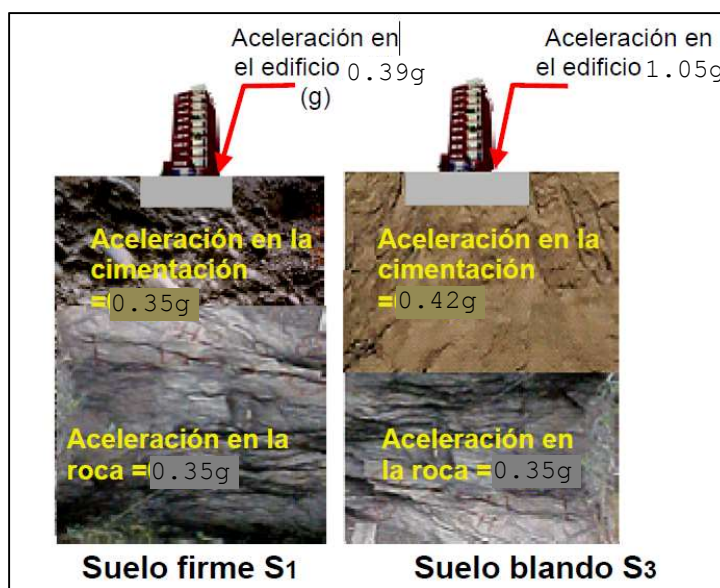
<sup>13</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. Año 2016. Art. 2.5



Suelo S3:  $S=1.2$ ;  $T=0,9s < T_p=1,0s$ ;  $C=2.5$ ;

Aceleración  $ZSC=0.4*1.2*2.50$  (g) = 1.05 (g).

En conclusión, el edificio sobre suelo S3 experimentará una aceleración máxima  $1.2/0.44=2,69$  veces mayor que si tuviera ubicado sobre suelo S1, como se muestra en la figura 3.8.

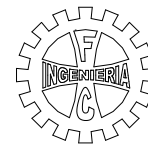


**Figura 3.8** Ejemplo de amplificación sísmica en dos edificios iguales, ubicados en zona de alta sismicidad, en dos suelos diferentes: suelo firme S1 y suelo blando S3.

### 3.1.6.4 PARÁMETRO R: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS

Los factores de reducción, o coeficiente de capacidad de disipación de energía básico **R**, es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio. El factor **R** se utiliza para reducir la intensidad de las cargas inelásticas usadas para diseño a niveles inelásticos.

Durante la respuesta inelástica a la acción de cargas dinámicas, las estructuras disipan energía y hay tres factores esenciales en su comportamiento: la ductilidad ( $\mu$ ), la sobrerresistencia ( $\Omega$ ) y la redundancia ( $\rho$ )



que afectan al coeficiente de reducción. Se determina como el producto del coeficiente Básico de Reducción  $R_0$  mostrado en la Tabla 3.2 y de los factores de irregularidad  $I_a$ ,  $I_p$ , según la ecuación:

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad \text{ec. 3.8}$$

Para efectos de la presente Tesis, no se permite estructuras irregulares para edificaciones de Tipo A2, por lo que para la norma E030 en su subtítulo 3.5 el factor  $I_a$  o  $I_p$  será igual a 1,0. Por lo tanto para edificaciones Educativas el coeficiente  $R$  será igual al coeficiente básico de Reducción  $R_0$ .<sup>14</sup>

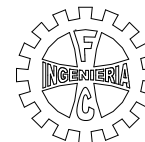
Los factores de reducción sólo pueden ser aplicados a las estructuras que tienen comportamiento dúctil. La ductilidad es un requisito esencial en las edificaciones sismorresistentes, porque permite a los ingenieros estructurales diseñar las estructuras con fuerzas sísmicas reducidas. Una ductilidad adecuada, puede hacer que durante un sismo severo, la estructura se deforme apreciablemente, dando tiempo a sus ocupantes para evacuar el edificio.

El ATC-3 utiliza un factor de reducción constante sobre todo el período, a pesar de que en el método de Newmark depende de él. Pero sus métodos son aproximados, pues los resultados indican que la respuesta no lineal depende del tipo de movimiento y de las características mecánicas y dinámicas de la estructura. De manera que al diseñar una estructura dúctil, ésta sea capaz de sobrepasar la capacidad que se le suministra al utilizar un espectro no lineal construido.<sup>15</sup>

La cuantificación de las fuerzas sísmicas según los códigos actuales no atiende con suficiente claridad el verdadero valor de  $R$ , que debe ser asignado a una estructura en particular, sino que generaliza los valores correspondientes por grupos de sistemas estructurales y su correspondiente ductilidad global del sistema.

<sup>14</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. Año 2016. Art. 3.8

<sup>15</sup> Análisis y Diseño de Edificios, Rochal Awad. Año 2012. Pag. 86



La NTE-030 considera el factor de reducción **R**. En la tabla 3.2, se indican los coeficientes de reducción **R** para concreto armado y albañilería, según el tipo de material y sistema estructural. Cabe mencionar que la Norma establece situaciones que diferencian las estructuras regulares de las irregulares. Si la estructura es irregular, entonces el factor de reducción **R** debe ser tomado como  $\frac{3}{4}$  del valor **R** anotado en la tabla.<sup>16</sup>

**Tabla 3.2 Coeficientes de Reducción R (NTE-030)**

Sistemas Estructurales	Coeficientes de Reducción R
Concreto Armado	
▪ Pórticos	8
▪ Dual	7
▪ Muros Estructurales	6
▪ Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada y Confinada	3

### 3.1.6.5 PARÁMETRO U: FACTOR DE USO

Este parámetro mide la importante de la edificación para la comunidad, y de los niveles de seguridad y funcionabilidad requerida. Es una clara indicación del reconocimiento de que en el caso de un desastre mayor, la destrucción de algunos edificios causa más perjuicios que la de otros.<sup>17</sup>

El factor de uso **U** depende del nivel de importancia de la edificación. A mayor importancia de la edificación, mayor será el factor de uso. La norma E.030, considera estos factores de uso, según se indica en la tabla 3.3.

<sup>16</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. Año 2016. Art. 3.4

<sup>17</sup> Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura, Sánchez Arévalo, PUCP. Año 2006. Pág. 137



**Tabla 3.3 Factor de uso U según categoría de las edificaciones (E.030)**

Categoría	Descripción	U
A esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (Públicos y Privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud	(*)
	A2: Hospitales con comprendidos como A1, centrales de comunicaciones, puertos y aeropuertos, cuarteles de bomberos y policías, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificios que pueden servir de refugio después de un desastre, edificaciones que pueden representar riesgo adicional	1.5
B importantes	Teatros, estadios, centros comerciales, instituciones, penales, museos, bibliotecas, archivos especiales, depósitos de granos y otros almacenes importantes.	1.3
C comunes	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales, cuya falla no acarree peligros de incendios, fugas contaminantes, etc.	1.0
D menores	Cercos menores a 1.5 m de altura, depósitos temporales. Viviendas pequeñas temporales y similares.	(**)

(\*) Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

(\*\*) Se pueden omitir el análisis de fuerzas sísmicas, pero debe dotarse a la estructura de suficiente resistencia y rigidez lateral.

### 3.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA EN LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS.

El Perú está localizado en una zona de alto riesgo sísmico, donde la mayor actividad sísmica (90% aproximadamente), se desarrolla en el Cinturón Circum-Pacífico, en la zona del borde oeste de América del Sur. En esta zona se da la convergencia o subducción, de la placa oceánica de Nazca que se introduce por debajo de la placa Continental Sudamericana, generando terremotos de magnitud elevada, conocidos como terremotos interplaca (falla producida entre los bordes de la placa oceánica y la placa continental).

El 10% restante de la actividad sísmica en el Perú, está producida por fallas geológicas activas, distribuidas en la Cordillera de los Andes con terremotos menos frecuentes y de menor magnitud, los cuáles son conocidos como terremotos intraplaca (la falla se produce en el interior de la placa continental).<sup>18</sup>

### 3.2.1 RECIENTES SISMOS EN EL PERÚ.

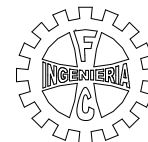
#### 3.2.1.1 TERREMOTO DE NAZCA, 12 DE NOVIEMBRE DE 1996

Este sismo se originó por la subducción entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental suramericana, siendo las localidades más afectadas, Marcona, Nazca, Palpa e Ica. Quiun (1997), señala, que aunque el sismo tuvo intensidad moderada, una gran cantidad de estructuras aporricadas de concreto armado de dos a tres pisos tuvieron daños importantes, especialmente locales escolares, repitiéndose una vez más, los daños por columnas cortas.



**Figura 3.9** Falla por columna corta originado por gran desplazamiento lateral, C.E. Fermín del Castillo, ubicado en la zona más alta del distrito de Vista alegre, Quiun 1997.

<sup>18</sup> Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura, Sánchez Arévalo, PUCP. Año 2006. Pág. 57, 71-77.



También refiere que se pudo observar el fenómeno de amplificación sísmica en la zona más alta del distrito de Vista Alegre, donde se ubican los colegios Fermín del Castillo, como se aprecia en la figura 3.9, y José C. Mariátegui, que en ese entonces tenían antigüedad de un año. Si bien en apariencia no debía darse el efecto de columna corta, por tener los tabiques de las ventanas aisladas de las columnas a través de juntas, al parecer con la amplificación del movimiento del suelo, los desplazamientos originados en los edificios fueron superiores a los considerados en el diseño, formándose columnas cortas en varios casos.

### **3.2.1.2 TERREMOTO DE ATICO, 23 DE JUNIO DE 2001**

El terremoto se originó por la subducción entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental Suramericana, afectando los departamentos de Arequipa, Ayacucho, Moquegua, Tacna en Perú, y Arica en Chile. Media hora después se generó un tsunami en la costa de Camaná. CIP (2001), reportó que los daños en las capitales de Arequipa y Tacna no fueron graves como en Moquegua y en las provincias de Arequipa.

En la ciudad de Arequipa, hubo daños concentrados en el centro histórico. Se perforó la bóveda de la catedral, originada por la caída de la torre izquierda. El colegio La Salle, construido en 1930 con pórticos de concreto armado y muros de sillar, tuvo daños importantes en los muros. En la Universidad de San Agustín, se encontraron daños por excesivos desplazamientos como columnas cortas, entre otros.

Los colegios Infes construidos después de 1997, tuvieron buen comportamiento sísmico, porque las columnas en la dirección del corredor tienen gran dimensión, como se observa en la figura 3.10.



**Figura 3.10** Terremoto de Atico, 2001. Colegio Infes sin daños. Tiene columnas rígidas en la dirección del corredor y muros estructurales en la dirección transversal.

### 3.2.1.3 TERREMOTO DE PISCO, 15 DE AGOSTO DE 2007

Con un epicentro a 50 km al oeste de Chincha Alta, con un foco de 39 km de profundidad; captado por 15 instrumentos, 14 de los cuales estuvieron ubicados en la provincia de Lima, y el restante en Parcona a 122 km al sur este del epicentro.

Desde el punto de vista estructural interesa la aceleración en el lugar de la obra, para ello, en la Norma Sísmica E.030 se especifica una aceleración máxima de 0.4g, asociada al sismo “severo” de diseño para la zona de suelo duro en la costa (Z3).

Cabe indicar que el colegio Tambo de Mora, mostrado en la figura 3.11 queda en un lugar muy cercano a la zona licuada, pero sobre un suelo estable. Este colegio presentó algunas fisuras finas en sus muros de albañilería. La arquitectura de este colegio de tres pisos data de la década de los 90 y es muy similar a la de otros colegios que sufrieron fuertes daños ante terremotos de Nazca y Atico, por lo que se desprende que las aceleraciones en la zona de suelo estable, deben haber sido las correspondientes a un sismo moderado.



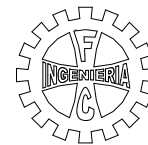
**Figura 3.11** Terremoto de Pisco 2007. Colegio Tambo de Mora donde se presentan pequeñas fisuras en los muros de albañilería.

También se apreció que en instituciones educativas con sistemas aporticados sufrieron daños severos quedando inoperativos debido a la gravedad de las fallas estructurales, como se aprecia en la figura 3.12.



**Figura 3.12** Terremoto de Pisco 2007. Institución Educativa con daños severos en la estructura, por falla en las columnas y los muros.





### **3.2.2 CAUSAS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES EDUCATIVAS.**

Los daños ocurridos en las edificaciones educativas de concreto armado, se da por el comportamiento sísmico de las componentes resistentes (muros o pórticos) resultando crítico para las fuerzas de inercia sísmicas coplanares.

Las causas más frecuentes de los daños sísmicos son debidas generalmente a: falta de rigidez lateral en una o dos direcciones; distribuciones asimétricas en planta; choque entre edificios adyacentes. De los cuales sólo trataremos la primera causa.

La falla de rigidez lateral se presenta en los sistemas estructurales de pórticos, dispuestos en una dirección o en las dos direcciones perpendiculares.

En cualquiera de los casos, estas edificaciones han sufrido daños sísmicos, relacionados a la interacción con los tabiques de albañilería, produciendo dos efectos importantes: a) efecto de los tabiques de albañilería en la respuesta del sistema estructural; y b) efecto de la respuesta del sistema estructural en los tabiques de albañilería.

#### **3.2.2.1 COLUMNA CORTA**

Este efecto se produce en las estructuras de pórticos, que tienen columnas de diferentes alturas.

En los centros educativos es un ejemplo típico, al estar conformados estructuralmente en la dirección longitudinal por pórticos con columnas de poco peralte (fachada frontal y posterior) y por muros en la dirección transversal (fachadas laterales).<sup>19</sup> En la dirección de los pórticos, estos edificios tienen ventanas de poca altura hacia el pasadizo y ventanas de mayor altura hacia la fachada posterior, como se muestra en la figura 3.13.

Ante los movimientos sísmicos en esta dirección, los tabiques en las zonas de las ventanas restringen los movimientos laterales de las columnas, generando así columnas más cortas en los corredores. Al trabajar con una

---

<sup>19</sup> Riesgo Sísmico en Edificaciones Educativas, Astorga y Aguilar. PUCP. Año 2006. Pág. 8.

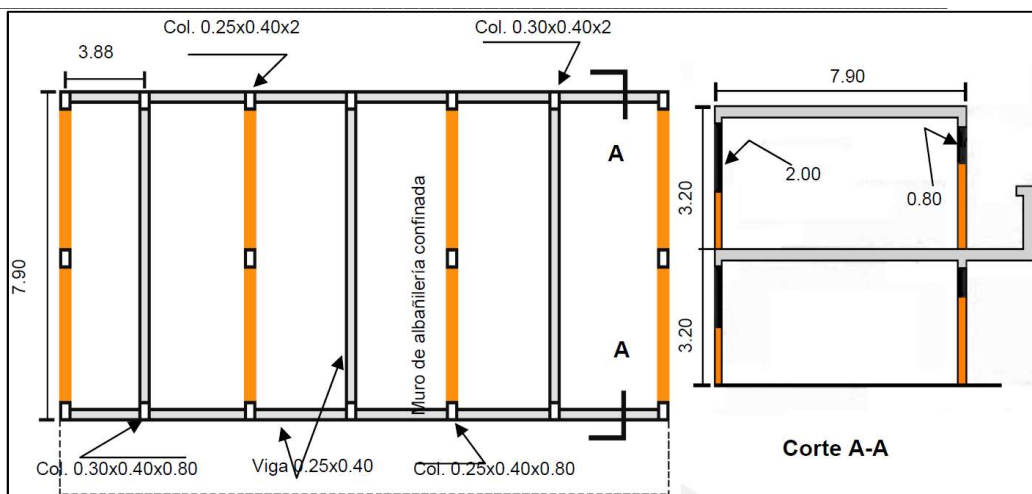
menor longitud, las columnas cortas se vuelven más rígidas y reciben más fuerza. San Bartolomé (1998) ilustra este problema cuantitativamente. Aplicando su procedimiento al de la figura 3.14, la columna corta del lado del pasadizo queda restringida por el alféizar alto, excepto en una longitud de 0.80 m, y la columna del lado opuesto tiene un alféizar más bajo, quedando una longitud libre de 2.0m.

Esto significa que, ante una fuerza sísmica en la dirección longitudinal, la columna del lado del pasadizo recibirá 15 veces más fuerza que la otra. Por tanto, las columnas cortas pueden tener daños severos por no poderse diseñar ante fuerzas tan grandes.

Este tipo de falla no se puede evitar colocando más estribos. En la figura 3.13, se observa dos casos extremos, en la izquierda una columna corta con adecuado confinamiento de estribos y en la derecha una columna corta sin estribos. Las columnas cortas se dan en ambos casos, con la diferencia de que el efecto en la columna sin estribos es más peligroso por la destrucción del concreto en esa zona.



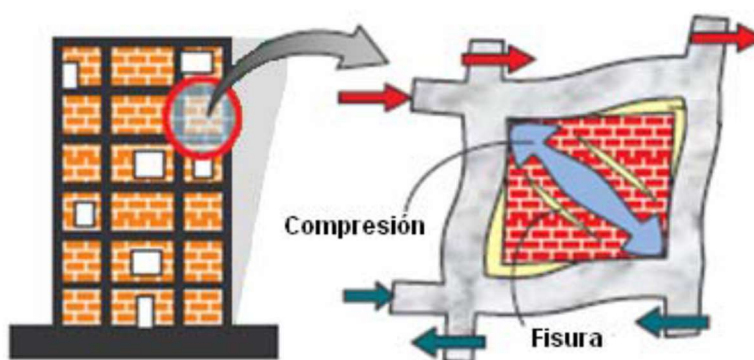
**Figura 3.13** izquierda: falla por columna corta (con estribos) 3/8" a 0.10 m, C.E. Camaná – Terremoto 2001. Derecha: falla por columna corta sin estribos, C.E. Fermín del Castillo – Terremoto Nazca 1996.



**Figura 3.14** Planta típica y corte de elevación de colegios Infes antiguos.

### 3.2.2.2 EFECTO DE LA RESPUESTA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN LOS TABIQUES DE ALBAÑILERIA.

La combinación de pórticos con tabiques de relleno es la de dos sistemas de diferentes características. Los pórticos son flexibles y dúctiles, mientras que los tabiques de albañilería sin reforzar son rígidos y frágiles. Por esta razón, los tabiques de relleno pueden dañarse debido al desplazamiento de los pórticos. La figura 3.15 ilustra este efecto.



**Figura 3.15** Daños en edificios con pórticos de concreto y tabiques de albañilería.

La edificación debe tener rigidez lateral adecuada en las dos direcciones principales del edificio. Esto se puede lograr con la utilización de muros de albañilería o de concreto armado y con la combinación de pórticos y muros (sistemas duales). La rigidez lateral en un edificio sismorresistente limita las



deformaciones originadas por las fuerzas sísmicas. Cuando las deformaciones son muy grandes en los edificios sometidos a sismos, pueden ocurrir daños en los elementos estructurales y no estructurales del mismo edificio y de los adyacentes; además las deformaciones y vibraciones pueden producir pánico y sensación de inseguridad en sus ocupantes.

### **3.3 DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES: GENERALIDADES.**

Una edificación sismorresistente, es aquella que es capaz de soportar cargas de gravedad y fuerzas de inercia generadas por un movimiento sísmico, por medio de sistemas estructurales, cuyas componentes resistentes están dispuestas en sus planos verticales y horizontales.

Por sistema estructural se entiende todo aquel conjunto de elementos que tiene la función común de resistir cargas, cuyo dimensionamiento tiene una serie de condicionantes propios y que cumple diversos estados límites en servicio y rotura.<sup>20</sup> Dadas las características del diseño sismorresistente y, en particular, las indicadas en la sección 3.1, una gran parte de la investigación realizada en este campo en los últimos años se ha centrado en desarrollar sistemas estructurales capaces de transmitir de forma segura las elevadas cargas inducidas por un sismo severo. En este sentido, en la presente sección se estudian los dos sistemas empleados en el estudio comparativo.

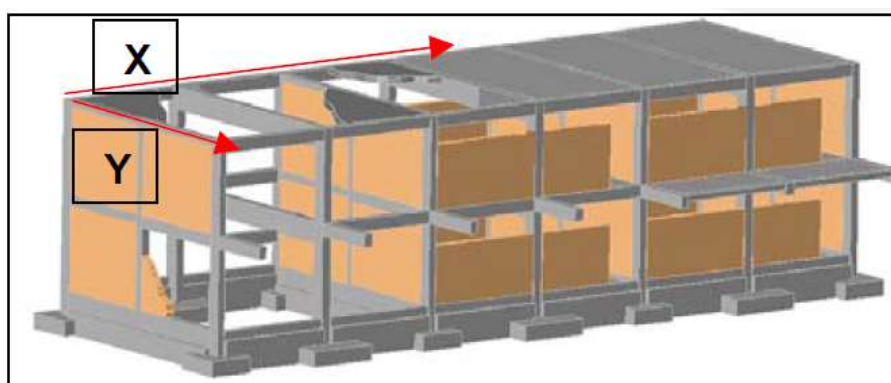
#### **3.3.1 SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO (PÓRTICOS DÚCTILES)**

El primer sistema estructural sismorresistente propuesto y el más conocido es el Aporticado, o Pórticos Dúctiles. Las recomendaciones recogidas inicialmente en la normativa estadounidense del ACI se fundamentaron, entre otras investigaciones, en las recomendaciones de la asociación de ingeniero de California Structural Engineers' Association of California (SEAOC 1973), a consecuencia del terremoto de San Fernando, California, del año 1971.

---

<sup>20</sup> Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, Rochal Awad. Año 2012. Pág. 311.

Los pórticos están conformados por vigas y columnas. Son flexibles ante la acción de las fuerzas de inercia horizontales generadas por los movimientos sísmicos. Sin son bien diseñados y bien construidos pueden alcanzar gran ductilidad. La figura 3.16 tiene dos pórtico con columnas de poco peralte en las fachadas frontal y posterior (dirección X); y tres pórticos intermedios con columnas peraltadas en la dirección de las fachadas laterales (Y).



**Figura 3.16** Estructura aporricada en la dirección X, centro educativo.

Una estructura se divide, en general, en sistemas estructurales para cargas laterales y sistemas estructurales para cargas gravitatorias. Un sistema estructural para cargas laterales puede ser un pórtico arriostrado o un pórtico con muros con muros de cortante, los cuales, debido a su mayor rigidez en comparación con otros pórticos del edificio, transfieren mayoritariamente la carga lateral. Un pórtico perteneciente al sistema estructural para cargas laterales se denomina pórtico dúctil especial si cumple determinadas condiciones de cuantías mínimas de acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal; relaciones ancho-espesor mínimas, entre otras muchas restricciones que buscan evitar cualquier fallo frágil. Estas recomendaciones deben aplicarse por igual a todos los elementos del pórtico ya que se considera implícito el hecho de que por lo general en la práctica de diseño no se podrán determinar con precisión las demandas de ductilidad en cada elemento.

Los sistemas estructurales para cargas gravitatorias también deben cumplir ciertas recomendaciones para asegurar por lo menos una compatibilidad de desplazamientos con los sistemas estructurales para cargas laterales. Estas

recomendaciones, sin embargo son mucho menos exigentes que las recomendaciones para pórticos dúctiles.

La figura 3.17 muestra un resumen de las recomendaciones mínimas que se presentan a continuación, tanto para elementos a flexión, como a flexo-compresión y conexiones entre elementos estructurales.

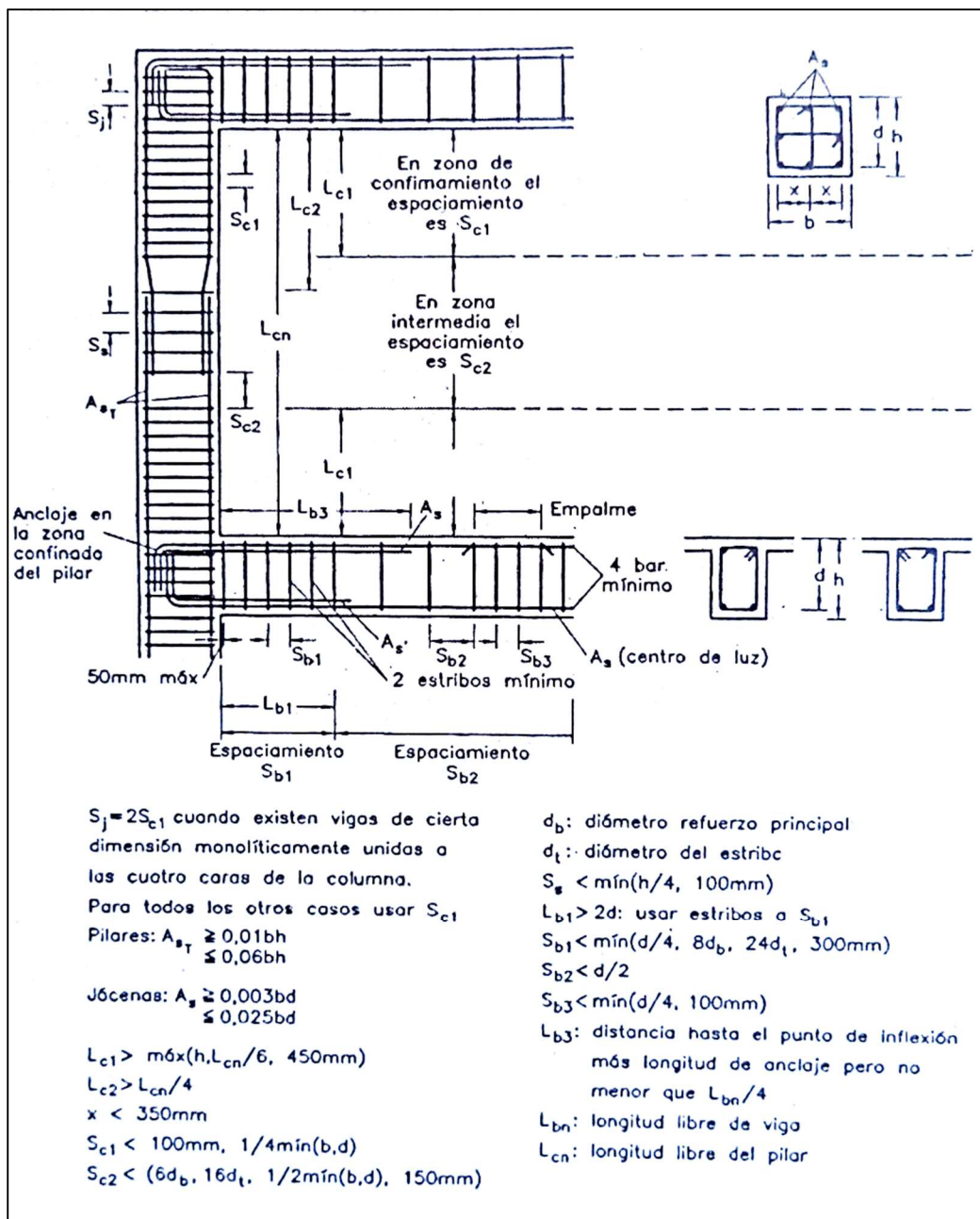
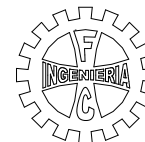


Figura 3.17 Pórticos Dúctiles.



### 3.3.1.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FLEXIÓN

Las recomendaciones para elementos sometidos a flexión se aplican si se dan las siguientes cinco condiciones.<sup>21</sup>

- a) El esfuerzo axial incluyendo factores de mayoración entre cargas de servicio y últimas debe de ser menor o igual que  $0,1A_gf'_c$ , donde  $A_g$  es el área completa de la sección transversal.
- b) La longitud libre de la barra debe ser mayor o igual que cuatro veces su canto efectivo.
- c) La relación ancho – canto efectivo debe ser mayor o igual que 0.3, aunque la Norma Peruana E.060 de Concreto Armado, permite hasta una relación de 0.25.
- d) El ancho del elemento a flexión debe ser mayor o igual que 25 cm.
- e) El ancho del elemento a flexión debe ser menor que el ancho del elemento que lo soporte (medido en el plano de la sección transversal) más tres cuartos de su canto efectivo.

Estas restricciones se fundamentaron en observaciones experimentales que indican que, bajo cargas cíclicas y en rango no lineal, el comportamiento de elementos a flexión que no cumplen estas condiciones es distinto del que presentan los elementos relativamente esbeltos que sí las cumplen.

En cuanto al refuerzo longitudinal, las recomendaciones establecen que por lo menos deben emplearse dos barras para refuerzo negativo y dos para refuerzo positivo. La cuantía mínima tanto superior como inferior es igual a la cuantía mínima para secciones de concreto armado recomendado por el ACI, es decir,  $14.1/f_y$ , donde  $f_y$  es la resistencia del acero de refuerzo expresada en kilogramos por centímetro cuadrado. La cuantía geométrica ( $\rho=A_s/bd$  en los planteamientos estadounidenses) máxima es en cualquier caso de 0,025, al igual que en la norma peruana, para facilitar la puesta en obra del concreto y evitar un eventual fallo frágil por compresión del

---

<sup>21</sup> Diseño en Concreto Armado, Morales Morales. ICG PT-06. Año 2006. Pag. 24



hormigón. Además debe recordarse que en zonas de solapas la cuantía real en obra es muy superior a la del cálculo.

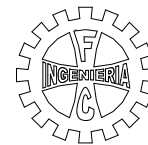
En los nudos la resistencia a momento positivo debe ser por lo menos igual al 50% de la resistencia a momento negativo, para tener en cuenta una eventual inversión de momentos debido a la acción sísmica. Además, en cualquier sección del elemento se debe cumplir que tanto la resistencia a momento positivo como la resistencia a momento negativo deben ser igual o mayor que un 25% de la máxima resistencia a momentos negativos en los nudos del elemento.

Las recomendaciones con relación al refuerzo transversal indican que a una distancia mínima de 2 veces el canto efectivo medido desde los nudos del elemento, y en general en cualquier zona donde se espera se produzcan rótulas plásticas, se debe proporcionar refuerzo transversal a una distancia máxima de  $1 \text{ a } 0.05 + \text{mín. } (d/4, 8d_b, 24d_t, 30 \text{ cm})$ , donde  $d$  es el canto efectivo,  $d_b$  es el diámetro menor de los aceros longitudinales y  $d_t$  es el diámetro de las barras transversales. El espaciamiento máximo en toda su longitud es de  $0,5d$ .

En general no se permiten empalmes de todas las barras en los nudos y en zonas donde se espera la formación rótulas, como por ejemplo a una distancia  $2d$  de los nudos. En estas zonas se pueden soldar hasta la mitad de las barras y los empalmes deben estar separados, como mínimo, a una distancia de 75 cm entre sí. En zonas de empalmes el espaciamiento máximo del refuerzo transversal no debe exceder de 10 cm ni de  $d/4$ .

Si se cumplen todas estas condiciones, la ductilidad que se puede esperar de secciones de concreto armado sometidas principalmente a flexión es de 6 a 10, variando, entre otros factores, en función del refuerzo transversal y el esfuerzo axial.





### 3.3.1.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESIÓN

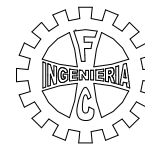
Las recomendaciones del ACI 318-02 para elementos sometidos a flexo-compresión se aplican si se dan las siguientes tres condiciones:

- a) El esfuerzo axial incluyendo factores de mayoración de acciones es mayor que  $A_g f'_c / 10$ .
- b) La menor dimensión de la sección transversal que pasa por su centroide debe ser mayor que 30 cm.
- c) La relación entre la menor dimensión y la correspondiente dimensión perpendicular que pase por el centroide de la sección debe ser mayor que 0,40.

Si una columna no cumple alguna de las condiciones b) y c), no se le debe incluir como parte del sistema estructural para cargas laterales.

Con relación al refuerzo longitudinal estas recomendaciones establecen que la cuantía total mínima,  $\rho = A_{ST} / bh$ , donde  $A_{ST}$  es el área total de acero en la sección, es del 1% y la cuantía máxima es del 6%. Con el objeto de tratar de evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas y seguir el criterio “columna fuerte – viga débil” se establece que si el esfuerzo axial es mayor que  $0.1 A_g f'_c$ , la suma de las resistencias para los momentos en las columnas incluyendo el esfuerzo axial debe ser mayor que  $6/5$  de la suma de las resistencias para los momentos en las vigas. Las resistencias a flexión se suman de manera tal que las resistencias de las vigas se oponen a las resistencias de las columnas. Si esta condición no se cumpliera, se debe proporcionar acero de refuerzo transversal adicional en toda la longitud de la columna, similar al confinamiento de nudos que se presenta a continuación. Con relación al refuerzo transversal, se establece que a una distancia mínima de  $\min(d, L_{cn}/6, 45 \text{ cm})$  se debe proporcionar acero transversal, descrito en la sección 21.6.4 de la norma peruana E.060, con un mínimo de

$$A_{sh} \geq 0,3 \frac{s b c f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \text{ec. 3.6}$$



donde  $A_g$  es el área total de la sección;  $A_{ch}$  es el área de la sección sin incluir el recubrimiento;  $s$  es el espaciamiento de los estribos;  $bc$  es el canto de la columna sin incluir recubrimientos; y  $f_y$  es la resistencia a la fluencia del acero de los estribos. Para dimensiones típicas de recubrimiento esta expresión se puede reducir a

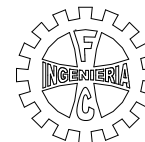
$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s bc f'c}{f_y} \quad \text{ec. 3.7}$$

Para una relación  $f'c/f_y=0.05$ , la expresión anterior se simplifica a  $A_{sh} \geq 0.005s bc$ .

El espaciamiento máximo en zonas de confinamiento es de  $s \leq (b, h)/4$  ó 10 cm. En estas zonas se producirían, generalmente, aquellas rótulas plásticas que se forman en las columnas. El objetivo de las recomendaciones es confinar el concreto y evitar el pandeo del refuerzo longitudinal una vez perdido el recubrimiento. Por ello las recomendaciones son exigentes en relación con el refuerzo transversal. En el resto de la columna, para evitar un cambio brusco de cercos de confinamiento, se establece la máxima separación en  $[6db, 16dt, 15 \text{ cm}, \frac{1}{2} \text{ mín}(b,d)]$ . Esta exigente restricción se debe al daño observado en zonas adyacentes al confinamiento de nudo en terremotos previos. Por otro lado, es recomendable que el refuerzo transversal sea similar en ambas direcciones de la sección. La separación máxima entre las barras longitudinales sin arriostamiento transversal es de 35 cm.

En zonas de cambios bruscos de rigideces es muy difícil garantizar que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las columnas (por ejemplo, si un muro de cortante termina en dos columnas, las rótulas en las columnas pueden estar en cualquier punto de su longitud). Por ello los mencionados requisitos de confinamiento mínimos en los nudos se deben cumplir en toda la longitud de las columnas con menor rigidez. En el caso del muro de cortante sin continuidad en la planta inferior, se deben confinar las columnas en toda su altura.

En general sólo se puede empalmar barras en la mitad central de las columnas y estos se diseñan como de tracción. Empalmes en otras zonas de las



columnas se pueden realizar con soldadura de forma similar al procedimiento indicado anteriormente para elementos a flexión.

### 3.3.1.3 CONEXIONES ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El refuerzo transversal en el interior de una conexión no confinada por elementos perpendiculares en sus cuatro caras es similar al refuerzo transversal antes presentado para los extremos de un elemento sometido a flexo-compresión. Si la conexión está confinada por sus cuatro caras, el refuerzo transversal de nudo se puede reducirse como mínimo a la mitad, siempre y cuando se ubique en el interior del elemento de confinamiento con menor canto y, además, el ancho de los elementos de confinamiento sea por lo menos  $\frac{3}{4}$  el ancho de la columna.

Las fuerzas actuantes en el refuerzo longitudinal de las vigas y en el plano de la conexión debe considerarse como  $1.25f_y$  y su longitud de anclaje debe obtenerse empleando el mencionado valor. El anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas debe extenderse hasta el extremo opuesto de la columna y anclarse en el interior del refuerzo transversal de la columna. Los anclajes a tensión con ganchos a 90 grados requieren una longitud mínima de

$$l_{dh} = \frac{0.058 f_y d_b}{\sqrt{f'c}} \quad \text{ec. 3.8}$$

para barras con diámetros entre  $\frac{3}{8}$ " (10 mm) y  $1\frac{1}{8}$ " (35 mm) y con unidades de kg y cm. El gancho a 90 grados tiene una prolongación de  $12 d_b$ , valor muy superior al  $5 d_b$  en la EHE (Instrucción Española del Hormigón Estructural). Por otra parte, esta expresión toma en cuenta el efecto beneficioso de anclar las barras en el concreto confinado del extremo de barra junto con el efecto negativo de las cargas cíclicas. La longitud mínima de anclaje para barras con ganchos a 90 grados es de  $8 d_b$  ó 15 cm. Para barras ancladas sin ganchos a 90 grados la longitud de anclaje es entre 2,5 y 3,5 veces la longitud antes indicada.



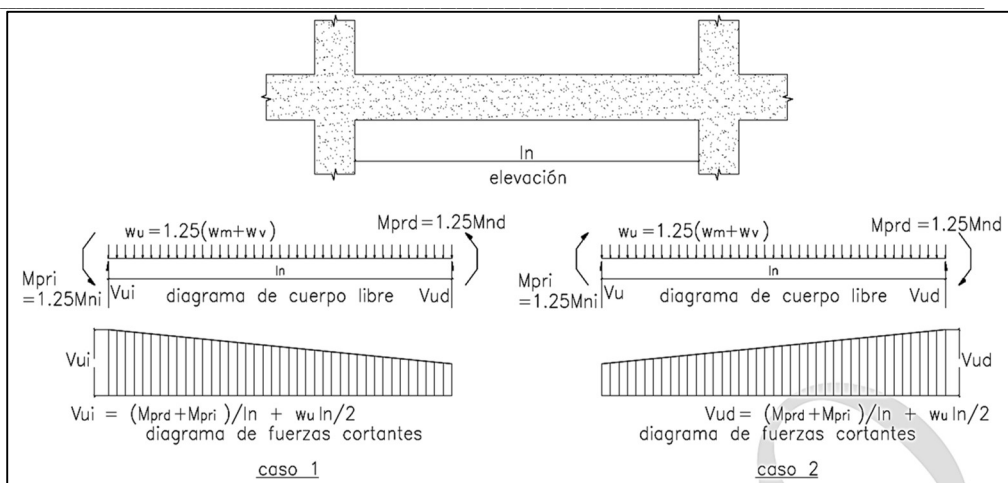
### 3.3.1.4 RESISTENCIA MÍNIMA POR CORTANTE

La experiencia indica que las fuerzas de cortante obtenidas mediante un análisis lineal elástico empleando las cargas estipuladas por las normativas de diseño son relativamente bajas, lo cual originaría erróneamente que los refuerzos transversales estuvieran distanciados entre sí. De hecho, por este motivo entre los años 1930 y 1960 no se solía emplear suficiente cantidad de refuerzo transversal, y bastante menos que en la actualidad. Según se presentó, las fuerzas ejercidas por un terremoto severo se reducen a partir de la ductilidad, la cual no se lograría desarrollar si se produjera un fallo frágil por cortante antes que uno dúctil por flexión. Por este motivo se propuso en la sección 3.1 lo que se denomina un diseño por capacidad que evite un fallo frágil por cortante en todos aquellos elementos pertenecientes al sistema estructural para cargas laterales.

La normativa estadounidense recoge esta recomendación y establece que el cortante de diseño para cargas sísmicas y en elementos a flexión debe ser calculado empleando las leyes de la estática a un diagrama de cuerpo libre del elemento, con la capacidad por momentos últimos (tanto positivos como negativos) en los extremos y considerando las cargas gravitatorias mayoradas. Es decir, el cortante de diseño no se obtiene según el análisis estructural, sino en función de cuatro diagramas de cuerpo libre. Los momentos últimos actuantes en los extremos de la barra, graficado en la figura 3.18, se deben calcular considerando una resistencia a tensión del refuerzo longitudinal igual a  $1,25f_y$  para tener en cuenta el probable endurecimiento del refuerzo bajo cargas extremas y sin considerar los coeficientes de reducción de resistencia de la normativa.<sup>22</sup>

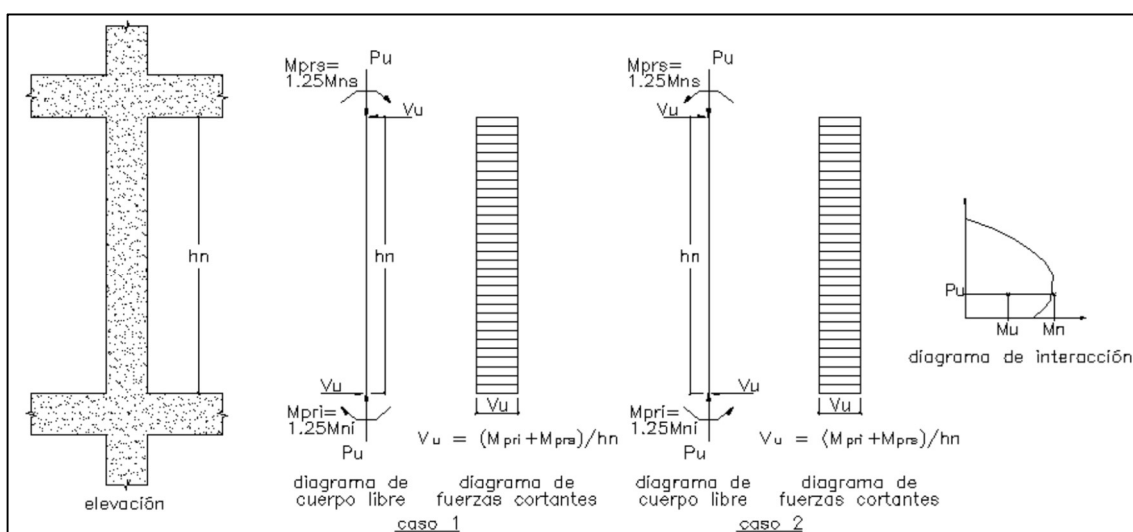
---

<sup>22</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060. Año 2009. Art. 21.4



**Figura 3.18** Fuerza Cortante de diseño en vigas.

Para elementos sometidos a flexo-compresión, la normativa estadounidense indica que le cortante de diseño para cargas sísmicas se termine considerando las fuerzas actuantes en el elemento, con las resistencias últimas a momento obtenidas según la carga axial mayorada que proporcione los momentos máximos. Como por lo general las cargas actuantes en las columnas son bajas, el cortante se determinaría, especificado además en la sección 21.6 de la norma peruana E.030, como  $(M_{pri} + M_{prs})/h_n$ , donde  $M_{pri}$  y  $M_{prs}$  son los momentos últimos en cada extremo y  $h_n$  es la altura de entrepiso. Los momentos últimos son función del esfuerzo axial actuante como se muestran en la figura 3.19.



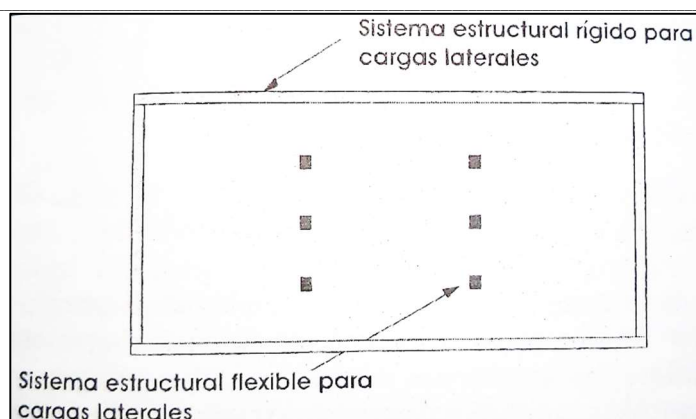
**Figura 3.19** Fuerza Cortante de diseño en columnas.



Si los cortantes de diseño para cargas sísmicas antes obtenidos en elementos a flexión y en elementos a flexo-compresión exceden en más de un 50% el cortante total y, si el esfuerzo axial mayorado incluyendo cargas laterales es menor que  $(A_g f'_c / 20)$ , la contribución de la resistencia del concreto debe suponerse como nula. La contribución de la resistencia del concreto para elementos sometidos a cargas cíclicas que inducen una respuesta no lineal importante es en realidad muy significativa y, por el contrario, el refuerzo transversal sólo confina al concreto incrementando su resistencia. El motivo es asumir la mencionada resistencia del concreto como nula es debido a que estudios experimentales para elementos sometidos a acciones cíclicas demuestran que se requiere más refuerzo transversal que el obtenido para acciones monotónicas, tales como las indicadas para obtener el cortante de diseño sísmico. Este incremento es incluso mayor para aquellos elementos con un esfuerzo axial reducido. Por ello la normativa adopta este procedimiento simple, a pesar de su inconsistencia conceptual con la realidad.

### **3.3.1.5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOMETIDOS A CARGAS GRAVITATORIAS**

Todos aquellos pórticos que no pertenecen al sistema estructural para cargas laterales deben, como mínimo, ser capaces de desplazarse el doble del desplazamiento calculado para las cargas laterales factorizadas, manteniendo su capacidad portante para cargas gravitatorias. Con esta regla simple se pretende tener en cuenta el complejo mecanismo de compatibilidad de desplazamientos entre distintos sistemas estructurales que forman una estructura con pórticos en tres dimensiones. Claramente no es, en general, una condición lo suficientemente estricta para evitar fallos como el mostrado en la figura 3.20, ocurridos de forma importante durante el terremoto de Northridge.

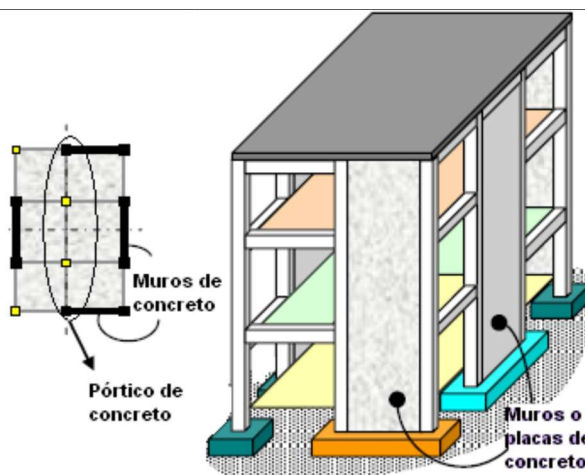


**Figura 3.20** Edificio que falló por incompatibilidad de deformaciones  
(Moehle 1994)

La severidad del mencionado terremoto junto con la elevada magnitud de la componente vertical causó la pérdida de capacidad portante para cargas gravitatorias en varias estructuras prefabricadas de estacionamiento de vehículos originando su colapso total. Según las recomendaciones del ACI, todos aquellos elementos del sistema estructural para cargas gravitatorias que tengan un esfuerzo axial superior a  $(Agf'c/10)$  deben confinar los extremos del elemento en una distancia mayor a  $(L/6, b, h, 45 \text{ cm})$ . En estas zonas el espaciamiento máximo es  $(8d_b, 24d_t, b/2, h/2)$ . El primer refuerzo transversal en los extremos del elemento debe estar a la mitad de la distancia máxima antes indicada. El espaciamiento máximo en el resto del elemento no debe exceder a dos veces el espaciamiento máximo en sus extremos.

### 3.3.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL

Son sistemas resistentes compuestos por pórticos de concreto armado y muros de concreto armado o de albañilería. Con esta combinación se logra niveles adecuados de rigidez y de ductilidad, como se muestra en la figura 3.21.



**Figura 3.21** Estructura mixta o dual, ofrecen un buen comportamiento sismorresistente.

Un aspecto que limita frecuentemente el empleo de pórticos de concreto armado es su relativa flexibilidad, por lo que para edificios altos o donde se requiera limitar su flexibilidad se suelen emplear muros de cortante. Este nombre no es afortunado pues si bien por su gran rigidez tienden a resistir el cortante lateral, no son necesariamente elementos frágiles que fallen por cortante. El parámetro que limita el desplazamiento lateral admisible es el denominado desplazamiento relativo entre pisos (*interstory drift*), el cual se suele medir con un porcentaje de la altura de entrepiso. Básicamente, este parámetro tiene por objeto reducir el daño no estructural que se produciría debido a una excesiva flexibilidad de la estructura. Los límites que la normativa establece para este parámetro se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 3.3** Límites para desplazamiento lateral de entrepiso. (Art. 15 Norma E.030)

<b>LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO</b>	
<b>Estos límites no son aplicables a naves industriales.</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>D_i / h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Muros de Ductilidad Limitada	0,005

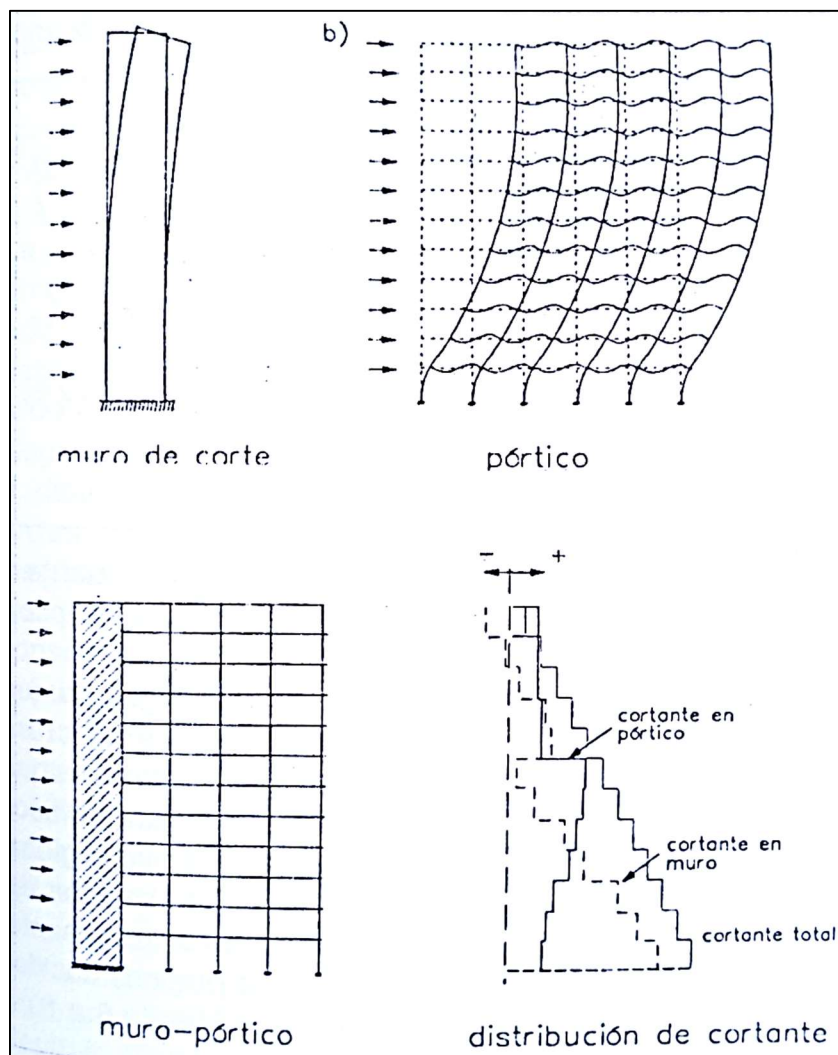




Se ha observado en terremotos recientes que edificios con muros de cortante reducen efectivamente el daño no estructural debido a su rigidez, que reduce el desplazamiento de estructuras porticadas. Por ello, son comúnmente empleadas en varios países, en particular allí donde el costo de la mano de obra no es elevado. Por ejemplo, en ciudades costeras peruanas su empleo es, por el momento, reducido en comparación con el de los pórticos.

Los principales inconvenientes de los edificios con muros de cortante son, por una parte, que al rigidizar la estructura se suele incrementar la carga lateral producida por el sismo, por lo menos para terremotos en suelo firme con un espectro de diseño decreciente con el aumento del período, y, por otra, que los muros de cortante con diseño tradicional son menos dúctiles en comparación con los elementos de los pórticos dúctiles. De esta forma no sólo se deberían incrementar las fuerzas sísmicas debido a la disminución del período, sino que se deberían incrementar también por su menor ductilidad.

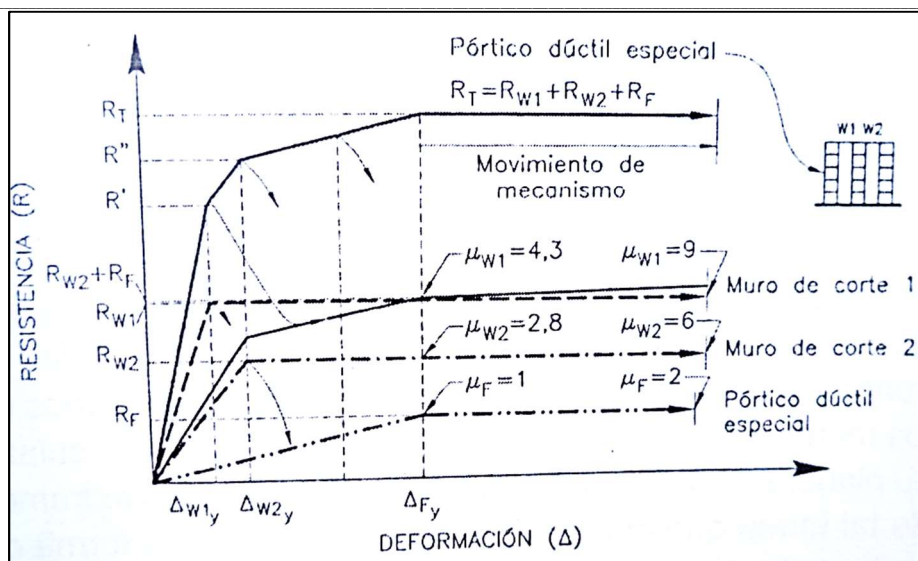
La figura 3.22 se emplea para ilustrar la interacción en la distribución de fuerzas de cortante entre muros de cortante y pórticos para edificios moderadamente altos, donde el desplazamiento vertical de las columnas no es significativo. El número total de plantas es de doce y en las siete primeras la sección de las columnas de concreto es de  $35 \times 70 \text{ cm}^2$  y en las últimas cinco plantas la sección es de  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ . Las vigas son de  $30 \times 60 \text{ cm}^2$  y el espesor del muro es de 30 cm. El edificio tiene una separación entre pórticos de 5 m. El concreto es  $300 \text{ kg/cm}^2$  y las cargas en altura se suponen uniformes. El sistema porticado es más flexible en los niveles bajos del edificio, mientras que para los últimos pisos el desplazamiento entre pisos se reduce considerablemente. Las fuerzas (el cortante en los niveles bajos del edificio son mayoritariamente transmitidas por los muros, mientras que en los niveles superiores son transmitidas por los pórticos. El cortante en los muros del último nivel es incluso negativo.



**Figura 3.22** arriba izquierda se muestra la deformada típica de un muro de corte. Arriba derecha se muestra la deformada típica de un pórtico. Abajo se muestra la interacción muro-pórtico en la transmisión del cortante en altura.

Este hecho es un tanto inesperado si se extrapolan resultados similares para casos de edificios de poca altura en los que los muros resisten mayoritariamente la carga en toda la altura. La explicación básica de este resultado es la necesidad de compatibilizar los desplazamientos de dos sistemas estructurales con distinta deformadas en altura, tal como se aprecia en la figura 3.22. El cambio en la proporción del cortante transmitido en la séptima planta es debido al cambio de secciones de las columnas.

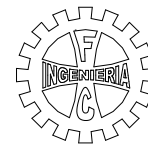
La figura 3.23 muestra la necesidad de proporcionar un mínimo de ductilidad a todos los sistemas estructurales de un edificio si se desea alcanzar la máxima resistencia potencial del edificio (Aktan et al. 1982).



**Figura 3.23** Interrelación entre ductilidad, resistencia y rigidez para alcanzar la resistencia potencial máxima de un sistema estructural que combine placas y pórticos (Aktan et al. 1982)

En esta figura se presentan las curvas de resistencia y de desplazamiento lateral para un edificio formado por dos muros de córtate y un pórtico dúctil. El muro W1 es más rígido que el muro W2 y ambos son más rígidos que el pórtico. La resistencia  $R_{W1}$  del muro W1 es mayor que la resistencia  $R_{W2}$  del muro W2 y ambas son mayores que la resistencia  $R_F$  del pórtico. Si no se proporciona un mínimo de ductilidad a los muros de cortante, no se podría alcanzar la resistencia potencial máxima de la estructura y su correspondiente movimiento de mecanismo que disiparía la energía del terremoto. En particular, si el muro W1 no tuviera ninguna ductilidad sólo se podría alcanzar la resistencia  $R'$  y el comportamiento histórico global del edificio no sería adecuado. Aunque el pórtico fuese diseñado como un pórtico dúctil, su potencial ductilidad y resistencia no serían aprovechadas debido a un fallo frágil inicial de los muros y debido a la flexibilidad de los pórticos. Según la figura 3.23, la ductilidad mínima que se debería proporcionar para disponer de toda la resistencia es de 4.3 para el muro W1, 2.8 para el muro W2 y de 1 para el pórtico.

En la práctica no suelen emplearse estructuras basadas únicamente en muros de cortante, sino que éstos se emplean junto con pórticos y por ello es



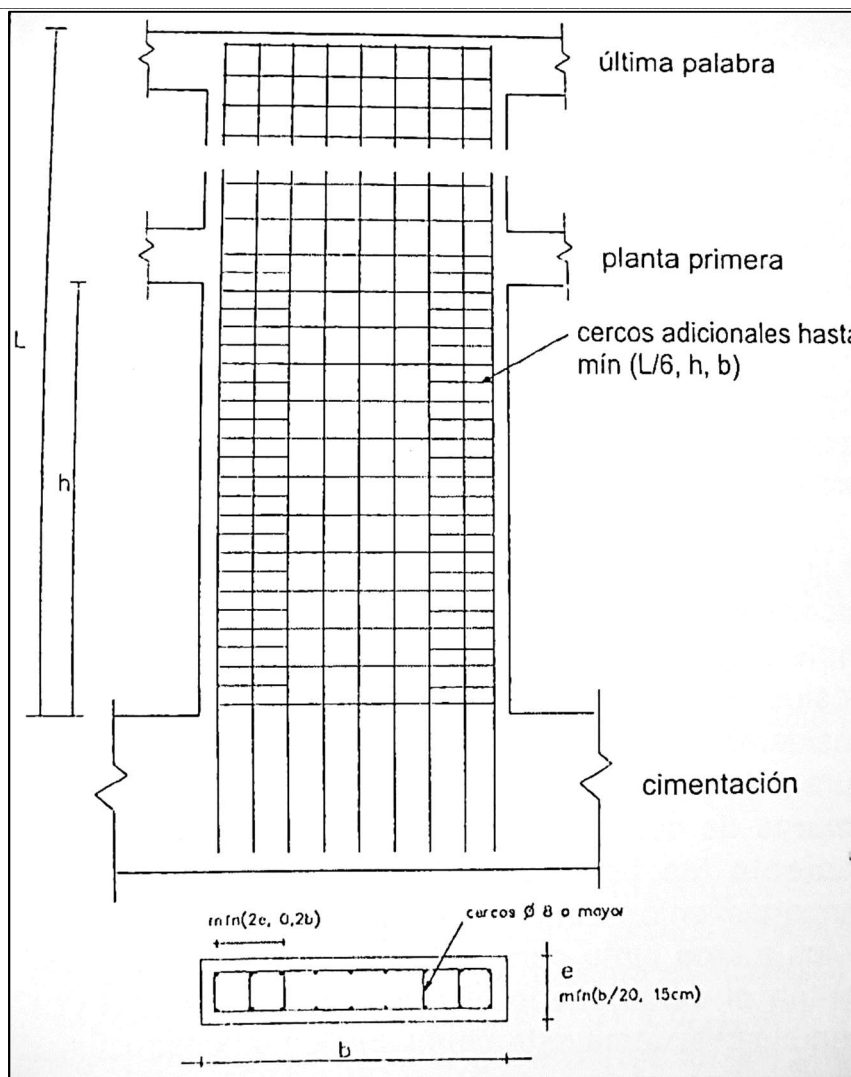
importante considerar su interacción. Dos aspectos importantes a considerar son la distribución de fuerzas de cortante en altura y la rigidez y ductilidad obtenidas al combinar pórticos y muros de cortante. Estos aspectos se han ilustrado mediante las figuras 3.22 y 3.23. Con base en este comportamiento y tratando de utilizar la resistencia y rigidez de los muros junto con la ductilidad de los pórticos, se plantea el denominado sistema dual. El ATC-3 (Applied Technology Council) denomina "sistema estructural dual" a una estructuración que utiliza muros de cortante y pórticos, en la que los muros soportan un 75% de la carga lateral y los pórticos el restante 25%. Si es correctamente diseñado, este sistema estructural es considerado por muchos investigadores y por las diversas normativas como uno de los mejores desde el punto de vista sismorresistente.<sup>23</sup>

Para dar ductilidad a los pórticos en este sistema estructural, las diversas normativas adoptan detalles similares a los de la figura 3.17. La figura 3.24 muestra los detalles recogidos en la normativa española NCSE-94 para muros de ductilidad alta. El objetivo es confinar los extremos de estos elementos estructurales en una altura mínima del ancho de la pantalla, la altura de la planta baja o la sexta parte de su altura total. Los extremos reforzados, tal como se muestra en la figura, tendrán un ancho mayor que la quinta parte del ancho de la pantalla o el doble de su espesor. El espesor mínimo es de 15 cm por dificultades de puesta en obra del concreto, siendo recomendable evitar cambios significativos en rigidez, en altura o huecos no alineados verticalmente. Los cercos de confinamiento serán de un mínimo de  $\phi 8$ , con una separación máxima de 10 veces el diámetro longitudinal menor de las barras longitudinales o la tercera parte del núcleo de hormigón confinado.

En el caso de no poder satisfacer el porcentaje relativo de transmisión de la fuerza de cortante en la base, el sistema estructural se clasifica como de muros de cortante únicamente, y la reducción de las fuerzas de diseño será menor.

---

<sup>23</sup> Criterios Estructurales para la Enseñanza a los Alumnos de Arquitectura, Sánchez Arévalo. PUCP. Año 2006. Pág. 153

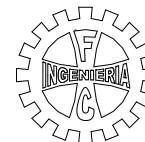


**Figura 3.24** Muros de cortante de ductilidad alta, de acuerdo con la normativa española NCSE-94.

### 3.4 DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES: CASO PARTICULAR DEL EDIFICIO

De las tres secciones anteriores que anteceden, se deduce que gran parte de los daños sísmicos producidos en las edificaciones educativas, están asociadas a las condiciones locales del suelo y la configuración estructural.

La norma E.030, indica que en los suelos blandos, como es el caso de la estructura en estudio, la amplificación del movimiento es significativa. Por eso, las edificaciones sobre suelos blandos requieren ser diseñadas para una mayor



fuerza sísmica, y necesitan mayor atención a la cantidad y calidad de los elementos sismorresistentes. Además, las cimentaciones requeridas pueden ser de gran tamaño o requerir tecnologías especiales.

Durante esta sección se tomarán recomendaciones generales para la configuración de edificaciones, basados en las norma E.030 de Diseño Sismorresistente, y complementadas con las normas E.060 de Concreto Armado y E.070 de Albañilería. Además de tomar lo especificado en la norma E.020 de Cargas para Edificaciones Educativas.

### 3.4.1 ASPECTOS GENERALES DEL EDIFICIO

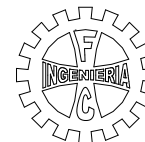
#### 3.4.1.1 INFORMACIÓN GENERAL

- Ubicación del edificio : Distrito Pedro Gálvez, Provincia San Marcos, suelo flexible
- Uso : Centro Educativo – Esencial
- Sistema de Techado : Losa aligerada
- Azotea o Cumbreira : Aligerado a dos aguas
- Altura de entrepiso : Primer piso: 3.30 m y del segundo a cumbreira 3.20 m en columnas + 0.95 hasta cumbreira.
- Peralte de Vigas principales : Dependiendo del requerimiento del diseño Estructural
- Peralte de Vigas secundarias : Dependiendo del requerimiento del diseño Estructural
- Desplante : 1.00 m (contacto con zapata)

#### 3.4.1.2 CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES

##### a) CONCRETO

- Resistencia a la compresión =  $f'c = 210.00\text{kg/cm}^2 = 2,100.00\text{Tn/m}^2$
- Deformación Unitaria Máxima  $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de elasticidad =  $E_c = 150,000\sqrt{f'c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2 = 2173706.51 \text{ Tn/m}^2$
- Módulo de Poisson =  $\nu = 0.15$
- Módulo de Corte =  $G = E_c/2.3 = 94,508.98$



**b) ACERO DE REFUERZO**

- Acero Corrugado, grado 60:  $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 = 42,000.00 \text{ Tn/m}^2$
- Deformación Unitaria Máxima  $\epsilon_s = 0.0021$
- Módulo de Elasticidad =  $E_s = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$

**c) ALBAÑILERÍA: KING KONG (Tabla 9, Artículo 13 NTE E.070)**

- Resistencia a compresión Axial de las Unidades:  $f'_b = 145.00 \text{ kg/cm}^2 = 1450.00 \text{ Tn/m}^2$
- Resistencia a compresión Axial en pilas:  $f'_m = 35.00 \text{ kg/cm}^2 = 350.00 \text{ Tn/m}^2$
- Resistencia al corte en Muretes:  $v'_m = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad =  $E_m = 500 f'_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte =  $G_m = 0.4E_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2$

**3.4.1.3 CARGAS UNITARIAS (Según la Norma E.020)**

**a) PESOS VOLUMÉTRICOS**

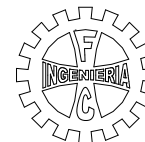
- Peso volumétrico del concreto armado:  $2.40 \text{ Tn/m}^3$
- Peso volumétrico de la albañilería:  $1.80 \text{ Tn/m}^3$

**b) SOBRECARGA**

- Centros Educativos: Laboratorio y Auditorio :  $0.30 \text{ Tn/m}^2$
- Corredores y Escaleras :  $0.40 \text{ Tn/m}^2$
- Techo :  $0.05 \text{ Tn/m}^2$
- Acabados :  $0.10 \text{ Tn/m}^2$
- Tabiquería móvil :  $0.10 \text{ Tn/m}^2$

**c) LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN**

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior (m)	Peso Propio	
		KPa	Kgf/m <sup>2</sup>
0.17	0.05	2.8	280
0.20	0.05	3.0	300
0.25	0.05	3.5	350
0.30	0.05	4.2	420



---

#### **3.4.1.4 DIAFRAGMA RÍGIDO**

La cimentación consiste básicamente en zapatas conectadas para columnas y placas, y cimiento corridos para los muros de albañilería. Si este fuera una platea de cimentación se convertiría en el primer diafragma rígido en la base de la construcción con la rigidez necesaria para controlar asentamientos diferenciales.

Los techos están formados por losas aligeradas que además de soportar cargas verticales y transmitir las a vigas, muros y columnas, cumplen la función de formar un diafragma rígido continuo (todos sus vértices se encuentran en un mismo plano) integrando a los elementos verticales y compatibilizando sus desplazamientos laterales.

En el caso de la losa del techo, esta no se considera un diafragma rígido pues sus lados no se encuentran en un mismo plano horizontal por lo que aunque integra los elementos de vigas, no lograrán compatibilizar sus desplazamientos laterales.





# **Capítulo: IV**

## **PREDIMENSIONAMIENTO**



## CAPÍTULO IV

### PREDIMENSIONAMIENTO

#### 4.1 DATOS GENERALES

##### 4.1.1 MEMORIA PARA PREDIMENSIONAMIENTO

###### a) Descripción de la Estructura

Edificación de 02 pisos, destinado a aulas educativas en el primer y segundo nivel. El diafragma rígido para el primer entre piso es losa aligerada armada en una dirección, y cobertura (losa aligerada armada en una dirección a dos aguas) en la segunda planta.

La arquitectura en el primer piso exige espacios amplios, con luces importantes en las vigas.

###### b) Uso de la Edificación

Primer Piso: Laboratorio y Taller Agropecuario

Segundo Piso: Sala de Cómputo y Sala de Usos Múltiples

###### c) Elementos Estructurales de soporte

Dirección longitudinal : Pórticos de concreto armado ... R=8

Dirección transversal : Pórticos de concreto armado ... R=8

Muros : Ladrillo King Kong

Cobertura : Losa Aligerada armada unidireccional e=17 cm.

Teja Andina.

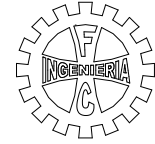
Entrepiso : Losa aligerada; e=20 cm.

###### d) Materiales

Concreto :  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$E = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$

Peso Unitario =  $2400 \text{ kg/m}^3$



Muro Ladrillo :  $f'm = 35 \text{ kg/cm}^2$  Ensayos en Cajamarca

$$E = 17500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso Unitario} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Tabiquería :  $\text{Peso Unitario} = 120 \text{ kg/m}^2$

Techo Cobertura:  $\text{Peso Unitario} = 35 \text{ kg/m}^2$

#### e) Datos para el Análisis Sísmico

Factor de Zona (Z) = 0.35 ... Zona 3

Parámetro de Suelo (S) = 1.2 ... Suelo tipo S3

Período (Tp) = 1.0 seg.

Categoría de la Edificación A2 ... Edificación ESENCIAL

Factor de Uso (U) = 1.5

Factor de Reducción (R) = 8 ... Pórticos de concreto armado

Coefficiente (Ct) = 35 ... Pórticos de concreto armado

El período fundamental **T** y el coeficiente de amplificación sísmica **C**, se calculan a partir de los parámetros anteriores como se verá más adelante.

#### 4.1.2 GEOMETRÍA DEL PROYECTO

Ver los planos de Arquitectura.

#### 4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

##### a) Cargas Vivas

AUDITORIO Y LABORATORIO	400 kg/m <sup>2</sup>
PASADIZO	400 kg/m <sup>3</sup>
TECHO	50 kg/m <sup>3</sup>

Elegimos las mayores cargas vivas, para efectos de predimensionamiento.

##### b) Dimensionamiento de Losa Aligerada Primer Nivel

La máxima luz libre para el aligerado es igual en todos los ejes.

$$e = \text{Ancho tributario} / 21 \dots SC > 350 \text{ kg/m}^2$$



---

$$\text{Máxima luz libre} = 4.13 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de aligerado ( e )} = 4.13 / 21 = 0.19666667 \text{ m}$$

$$\text{Dimensión Asumida} = \text{Peralte de losa aligerada ( e )} = 20 \text{ cm}$$

### c) Dimensionamiento de Losa Aligerada Segundo Nivel

La máxima luz libre para el aligerado es igual en todos los ejes.

$$e = \text{Ancho tributario} / 25 \dots SC < 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Máxima luz libre} = 4.13 \text{ m}$$

$$\text{Peralte de aligerado ( e )} = 4.13 / 25 = 0.1652 \text{ m}$$

$$\text{Dimensión Asumida} = \text{Peralte de losa aligerada ( e )} = 17 \text{ cm}$$

## 4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

### 4.3.1 CRITERIOS GENERALES

Para el dimensionamiento de vigas podemos usar las siguientes expresiones:

#### a) Ancho de Viga (b)

$$b = \text{Ancho tributario} / 20 \dots \text{Vigas Principales}$$

$$b = \text{Ancho tributario} / 15 \dots \text{Vigas Secundarias}$$

#### b) Peralte de Viga (h)

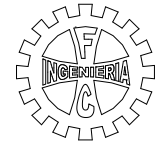
$$h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}} \quad : L \text{ es la luz libre de la viga entre apoyos.} \quad \text{ec. 4.1}$$

Dónde:  $W_u$  es la carga última por unidad de área.

$$W_u = 1.2 * W_D + 1.6 * W_L \dots \text{ACI 318-2014}$$

$$W_D = \text{Carga muerta por unidad de área.}$$

$$W_L = \text{Carga viva por unidad de área.}$$



### 4.3.2 CARGAS Y PESOS UNITARIOS

Según la Norma E.020 "Cargas", para predimensionar las vigas consideramos las siguientes cargas:

#### a) Carga Muerta ( $W_D$ )

Primer Nivel:

Peso de Losa Aligerada e=20cm =	300 kg/m <sup>2</sup>
Peso por Acabado =	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso por Tabiquería =	120 kg/m <sup>2</sup>
<b><math>W_D</math>=</b>	<b>520 kg/m<sup>2</sup></b>

Segundo Nivel:

Peso de Losa Aligerada e=17cm =	280 kg/m <sup>2</sup>
Peso por Acabado =	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso por Cobertura =	35 kg/m <sup>2</sup>
<b><math>W_D</math>=</b>	<b>415 kg/m<sup>2</sup></b>

#### b) Carga Viva ( $W_L$ )

Primer Nivel:

<b>Sobrecarga Corredor y Laboratorio</b>	<b>400 kg/m<sup>2</sup></b>
------------------------------------------	-----------------------------

Segundo Nivel:

<b>Sobrecarga Tejado a dos aguas</b>	<b>50 kg/m<sup>2</sup></b>
--------------------------------------	----------------------------

#### c) Carga Última ( $W_U$ )

Primer Nivel:

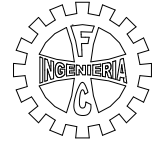
$$W_U = 1.2 * W_D + 1.6 * W_L = 1.2 * (520) + 1.6 * (400)$$

$$W_U = 1264.00 \text{ kg/m}^2$$

Segundo Nivel:

$$W_U = 1.2 * W_D + 1.6 * W_L = 1.2 * (415) + 1.6 * (50)$$

$$W_U = 578.00 \text{ kg/m}^2$$



### 4.3.3 CÁLCULO DE PREDIMENSIONAMIENTO

#### a) Viga Principal – Primer Piso (V-101)

El claro es igual en todos los ejes. Asumiendo columnas de un Ancho en la dirección de las vigas de 40 cm.

#### Ancho de Viga (b)

Ancho tributario = 4.13 m.

$b = \text{Ancho tributario} / 20 = 0.21 \text{ m.}$

#### Peralte de Viga (h)

Luz Libre (L) = 5.7 m.

Carga última ( $W_U$ ) = 1264 kg/m<sup>2</sup>

Peralte de viga (h) = 50.66 cm.      .....  $h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}}$

#### Modificaciones de las Dimensiones de la Viga

Utilizando el concepto de igual de rigideces.

$$bxh^3 = b_0xh_0^3$$

#### Dimensiones iniciales

$b = 0.21 \text{ m.}$

$h = 0.507 \text{ m.}$

Cálculo de la rigidez de dimensiones iniciales = **0.026820024 m<sup>4</sup>**

#### Dimensiones Finales

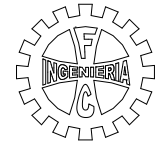
$b_0 = 0.25 \text{ m.}$  (Asumido por diseñador)

$0.026820024 = b_0xh_0^3 \implies h_0 = 0.475 \text{ m.}$

#### Dimensiones Asumidas

Ancho:      **(b) = 0.25 m.**

Peralte:     **(h) = 0.50 m.**



**b) Viga Secundaria – Primer Piso (V-102)**

El claro es igual en todos los ejes. Asumiendo columnas de un Peralte en la dirección de las vigas de 50 cm.

**Ancho de Viga (b)**

Ancho tributario = 3.00 m.

$b = \text{Ancho tributario} / 15 = 0.20 \text{ m.}$

**Peralte de Viga (h)**

Luz Libre (L) = 3.72 m.

Carga última ( $W_U$ ) = 1264 kg/m<sup>2</sup>

Peralte de viga (h) = 33.06 cm.      .....  $h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}}$

**Modificaciones de las Dimensiones de la Viga**

Utilizando el concepto de igual de rigideces.

$$bxh^3 = b_0xh_0^3$$

**Dimensiones iniciales**

$b = 0.20 \text{ m.}$

$h = 0.331 \text{ m.}$

Cálculo de la rigidez de dimensiones iniciales = **0.007229353 m<sup>4</sup>**

**Dimensiones Finales**

$b_0 = 0.25 \text{ m.}$  (Asumido por diseñador)

$0.007229353 = b_0xh_0^3 \implies h_0 = 0.307 \text{ m.}$

**Dimensiones Asumidas**

Ancho:      **(b) = 0.25 m.**

Peralte:     **(h) = 0.40 m.**



**c) Viga Principal en Voladizo – Primer Piso (V-101)**

El claro para vigas en voladizo asumiremos vigas simplemente apoyadas con el doble de su longitud. Asumiendo columnas de un Ancho en la dirección de las vigas de 40 cm.

**Ancho de Viga (b)**

Ancho tributario = 4.13 m.

$b = \text{Ancho tributario} / 20 = 0.21 \text{ m.}$

**Peralte de Viga (h)**

Luz Libre (L) = 4.2 m.

Carga última ( $W_U$ ) = 1264 kg/m<sup>2</sup>

Peralte de viga (h) = 337.33 cm.      .....  $h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}}$

**Modificaciones de las Dimensiones de la Viga**

Utilizando el concepto de igual de rigideces.

$b x h^3 = b_0 x h_0^3$

**Dimensiones iniciales**

$b = 0.21 \text{ m.}$

$h = 0.373 \text{ m.}$

Cálculo de la rigidez de dimensiones iniciales = **0.010729574 m<sup>4</sup>**

**Dimensiones Finales**

$b_0 = 0.25 \text{ m.}$  (Asumido por diseñador)

$0.010729574 = b_0 x h_0^3 \implies h_0 = 0.350 \text{ m.}$

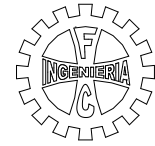
**Dimensiones Asumidas**

Por continuidad de vigas, asumiremos dimensiones de Viga Principal.

Ancho:      **(b) = 0.25 m.**

Peralte:     **(h) = 0.50 m.**





**d) Viga Principal – Segundo Piso (V-201)**

El claro es igual en todos los ejes. Asumiendo columnas de un Ancho en la dirección de las vigas de 40 cm.

**Ancho de Viga (b)**

Ancho tributario = 4.13 m.

$b = \text{Ancho tributario} / 20 = 0.21 \text{ m.}$

**Peralte de Viga (h)**

Luz Libre (L) = 5.7 m.

Carga última ( $W_U$ ) = 578 kg/m<sup>2</sup>

Peralte de viga (h) = 34.26 cm.      .....  $h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}}$

**Modificaciones de las Dimensiones de la Viga**

Utilizando el concepto de igual de rigideces.

$$bxh^3 = b_0xh_0^3$$

**Dimensiones iniciales**

$b = 0.21 \text{ m.}$

$h = 0.343 \text{ m.}$

Cálculo de la rigidez de dimensiones iniciales = **0.008293356 m<sup>4</sup>**

**Dimensiones Finales**

$b_0 = 0.25 \text{ m.}$  (Asumido por diseñador)

$0.008293356 = b_0xh_0^3 \implies h_0 = 0.321 \text{ m.}$

**Dimensiones Asumidas**

Ancho:      **(b) = 0.25 m.**

Peralte:      **(h) = 0.35 m.**



**e) Viga Secundaria – Segundo Piso (V-202)**

El claro es igual en todos los ejes. Asumiendo columnas de un Peralte en la dirección de las vigas de 50 cm.

**Ancho de Viga (b)**

Ancho tributario = 3.00 m.

$b = \text{Ancho tributario} / 15 = 0.20 \text{ m.}$

**Peralte de Viga (h)**

Luz Libre (L) = 3.72 m.

Carga última ( $W_U$ ) = 578 kg/m<sup>2</sup>

Peralte de viga (h) = 22.36 cm.      .....  $h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}}$

**Modificaciones de las Dimensiones de la Viga**

Utilizando el concepto de igual de rigideces.

$$bxh^3 = b_0xh_0^3$$

**Dimensiones iniciales**

$b = 0.20 \text{ m.}$

$h = 0.224 \text{ m.}$

Cálculo de la rigidez de dimensiones iniciales = **0.002235479 m<sup>4</sup>**

**Dimensiones Finales**

$b_0 = 0.25 \text{ m.}$  (Asumido por diseñador)

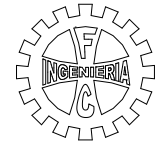
$0.002235479 = b_0xh_0^3 \implies h_0 = 0.208 \text{ m.}$

**Dimensiones Asumidas**

Por requerimientos de rigidez en el sentido de las vigas secundarias, asumimos las dimensiones de la viga principal.

Ancho:      **(b) = 0.25 m.**

Peralte:     **(h) = 0.35 m.**



**f) Viga Principal en Voladizo –Segundo Piso (V-201)**

El claro para vigas en voladizo asumiremos vigas simplemente apoyadas con el doble de su longitud. Asumiendo columnas de un Ancho en la dirección de las vigas de 40 cm.

**Ancho de Viga (b)**

Ancho tributario = 4.13 m.

$b = \text{Ancho tributario} / 20 = 0.21 \text{ m.}$

**Peralte de Viga (h)**

Luz Libre (L) = 4.2 m.

Carga última ( $W_U$ ) = 578 kg/m<sup>2</sup>

Peralte de viga (h) = 25.24 cm. ....  $h = \frac{L}{4 \sqrt{W_u}}$

**Modificaciones de las Dimensiones de la Viga**

Utilizando el concepto de igual de rigideces.

$b x h^3 = b_0 x h_0^3$

**Dimensiones iniciales**

$b = 0.21 \text{ m.}$

$h = 0.252 \text{ m.}$

Cálculo de la rigidez de dimensiones iniciales = **0.003317826 m<sup>4</sup>**

**Dimensiones Finales**

$b_0 = 0.25 \text{ m.}$  (Asumido por diseñador)

$0.003317826 = b_0 x h_0^3 \implies h_0 = 0.237 \text{ m.}$

**Dimensiones Asumidas**

Por continuidad de vigas, asumiremos dimensiones de Viga Principal.

Ancho: **(b) = 0.25 m.**

Peralte: **(h) = 0.35 m.**

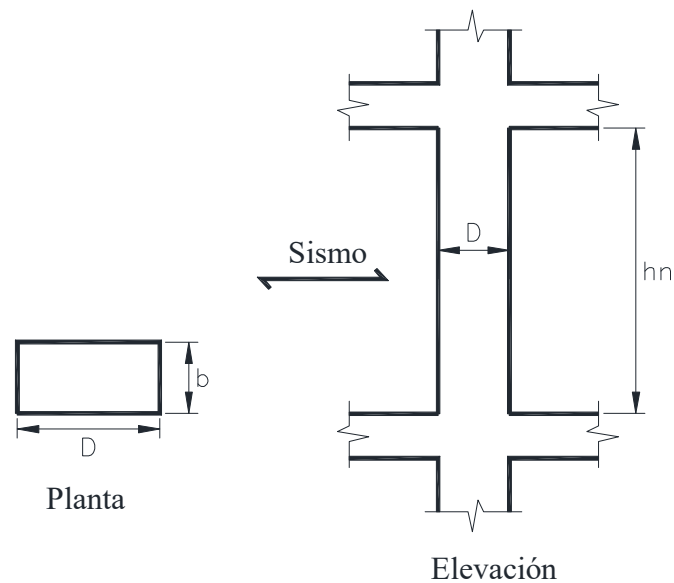
## 4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – SISTEMA DE PÓRTICOS

### 4.4.1 CRITERIOS GENERALES

Según la discusión de algunos resultados de investigación en Japón debido al sismo de TOKACHI 1968, donde colapsaron muchas columnas por:

- Fuerza cortante.
- Deficiencia en el anclaje del acero en las vigas.
- Deficiencia en los empalmes del acero en las columnas.
- Por el aplastamiento.
- Refuerzo de viga hacia columna.

De los resultados se tienen:



**Figura 4.1** parámetros para dimensionar columnas.

Si  $\frac{h_n}{D} \leq 2 \rightarrow$  Fallarán de manera frágil por fuerza cortante por ser columna extremadamente corta, no se admiten en zonas de alto riesgo.

Si  $2 < \frac{h_n}{D} \leq 4 \rightarrow$  Falla frágil o falla dúctil.

Si  $\frac{h_n}{D} \geq 4 \rightarrow$  Falla dúctil por lo que se recomienda esta condición.

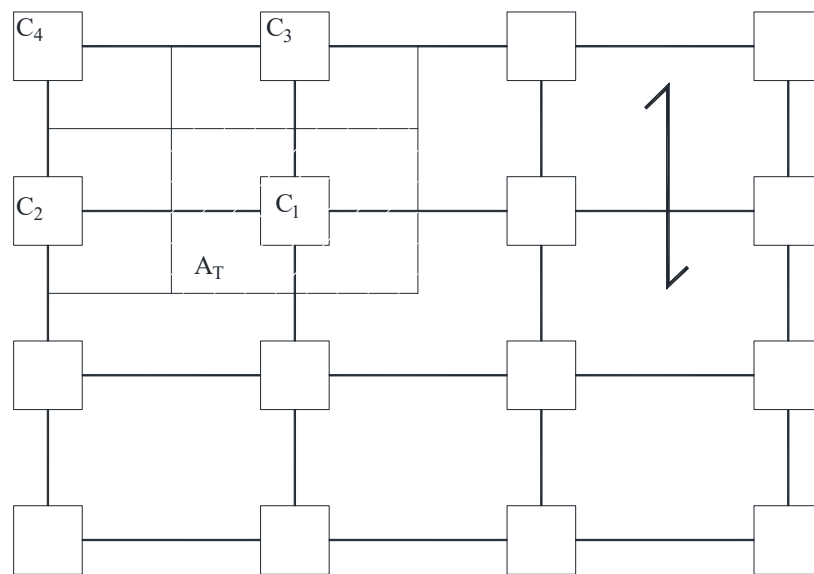
Para el predimensionamiento de columnas podemos usar las siguientes expresiones, según ensayos experimentales en Japón:

$$n = \frac{KP}{f'_c bD} \quad \text{ec. 4.2}$$

Donde n= Índice de Aplastamiento

Si  $n > \frac{1}{3} \rightarrow$  Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas.

Si  $n < \frac{1}{3} \rightarrow$  Falla dúctil.



**Figura 4.2** tipología de columnas en un sistema de pórticos.

Donde:

$A_T$ : Área tributaria.

$C_1$ : Columna central.

$C_2$ : Columna extrema de un pórtico principal interior.

$C_3$ : Columna extrema de un pórtico secundario interior.

$C_4$ : Columna en esquina.

Las columnas se predimensionan con la siguiente expresión:

$$bD = \frac{KP}{nf'_c} \quad \text{ec. 4.3}$$



Donde:

D= dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna.

b= la otra dimensión de la columna.

P= peso total de cargas de gravedad que soporta la columna.

n= valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la table 4.1.

$f'_c$ = resistencia del concreto a la compresión simple.

Tipo de Columna	K	n
C <sub>1</sub> Columna interior primeros pisos	1.1	0.3
C <sub>1</sub> Columna interior para 4 últimos pisos	1.1	0.25
C <sub>2</sub> , C <sub>3</sub> Columnas extremas pórticos interiores	1.25	0.25
C <sub>4</sub> Columna de esquina	1.5	0.2

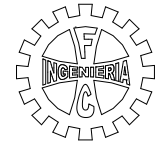
**Tabla 4.1** Valores de K y n para predimensionamiento de columnas

#### 4.4.2 CARGAS Y PESOS UNITARIOS

Según la Norma E.020 “Cargas”, para predimensionar las columnas consideramos las siguientes cargas:

##### a) Carga Muerta ( $W_D$ )

Descripción	1 nivel	2 niveles	Und.
Peso Acabado	100	200	kg/m <sup>2</sup>
Peso Tabiquería	120	120	kg/m <sup>2</sup>
Peso Vigas	100	200	kg/m <sup>2</sup>
Peso Columna	100	200	kg/m <sup>2</sup>
Peso Losa	300	580	kg/m <sup>2</sup>
Peso Cobertura	0	35	kg/m <sup>2</sup>
<b>Total Carga Muerta:</b>	<b>720</b>	<b>1335</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

**b) Carga Viva ( $W_L$ )**

Descripción	Carga	Und.
Auditorio y Laboratorio	400	kg/m <sup>2</sup>
Pasadizo	400	kg/m <sup>2</sup>
Techo	50	kg/m <sup>2</sup>

Elegimos la mayor carga viva, para efectos de predimensionamiento.

**c) Carga de Servicio**

Descripción	1 nivel	2 niveles	Und.
Total Carga Muerta	720	1335	kg/m <sup>2</sup>
Total Carga Viva	400	800	kg/m <sup>2</sup>
<b>Total Carga por Piso</b>	<b>1120</b>	<b>2135</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

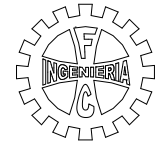
**4.4.3 CÁLCULO DE PREDIMENSIONAMIENTO****a) Columna Extrema de Pórtico Interior (C-1)**

La más crítica está en la intersección de los ejes D-1, E-1, F-1, G-1, H-1, I-1.

Longitud	Ancho	Área Tributaria
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m<sup>2</sup></b>
5.35	4.13	22.07

**Peso sobre Columna (P)**

Área Tributaria	= 22.07	m <sup>2</sup>
Carga por Piso (02 niveles)	= 2135.00	kg/m <sup>2</sup>
Número de Pisos	= 02	niveles
<b>Peso sobre Columna (P)</b>	<b>= 47,116.78</b>	<b>kg</b>



### Área Mínima de Columna

$$bD = \frac{KP}{nf'_c}$$

K =	1.25	
P =	47,116.78	kg
n =	0.25	
$f'_c =$	210	kg/m <sup>2</sup>
<b>b.D =</b>	1121.83	cm <sup>2</sup>
Como el predimensionamiento está en función a la carga axial, y no a momentos, es necesario aumentar la rigidez lateral, utilizaremos:		
Utilizando factor de seguridad <b>1.5</b> <b>==&gt;b.D =1682.74</b>		<b>cm<sup>2</sup></b>

### Dimensión de Columna Adoptada

b	40	cm
D	55	cm
<b>Área</b>	<b>2200</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

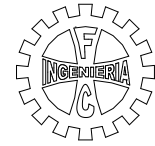
**Nota:** debido a las solicitaciones sísmicas (derivas de entrepiso) en el sentido más largo se escoge 55 cm en dicha dirección y un área de 2200 cm<sup>2</sup>.

### b) Columna de Esquina (C-2)

La más crítica está en la intersección de los ejes C-2 Y J-2.

Longitud	Ancho	Área Tributaria
m	m	m <sup>2</sup>
3.125	4.125	12.89



**Peso sobre Columna (P)**

Área Tributaria	= 12.89	m <sup>2</sup>
Carga por Piso (02 niveles)	= 2135.00	kg/m <sup>2</sup>
Número de Pisos	= 02	niveles
<b>Peso sobre Columna (P)</b>	<b>= 27,521.48</b>	<b>kg</b>

**Área Mínima de Columna**

$$bD = \frac{KP}{nf'_c}$$

K =	1.5	
P =	27,521.48	kg
n =	0.2	
f' <sub>c</sub> =	210	kg/m <sup>2</sup>
<b>b.D =</b>	<b>982.91</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
Utilizando factor de seguridad <b>1.5</b>		
<b>==&gt;b.D =1474.37</b>		<b>cm<sup>2</sup></b>

**Dimensión de Columna Adoptada**

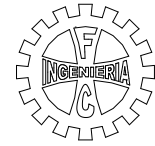
b	40	cm
D	55	cm
<b>Área</b>	<b>2200</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

**Nota:** debido a las solicitaciones sísmicas (derivas de entrepiso) en el sentido más largo se escoge 55 cm en dicha dirección y un área de 2200 cm<sup>2</sup>.

**c) Columna Extrema de Pórtico Interior (C-3)**

La más crítica está en la intersección de ejes D-2, E-2, F-2, G-2, H-2 e J-2.

Longitud	Ancho	Área Tributaria
m	m	m <sup>2</sup>
3.125	4.125	17.02



**Peso sobre Columna (P)**

Área Tributaria	= 17.02	m <sup>2</sup>
Carga por Piso (02 niveles)	= 2135.00	kg/m <sup>2</sup>
Número de Pisos	= 02	niveles
<b>Peso sobre Columna (P)</b>	<b>= 36,328.36</b>	<b>kg</b>

**Área Mínima de Columna**

$$bD = \frac{KP}{nf'_c}$$

K =	1.25	
P =	36,328.36	kg
n =	0.25	
f' <sub>c</sub> =	210	kg/m <sup>2</sup>
<b>b.D =</b>	<b>864.96</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
Utilizando factor de seguridad <b>1.5</b>		
<b>==&gt;b.D =1297.44</b>		<b>cm<sup>2</sup></b>

**Dimensión de Columna Adoptada**

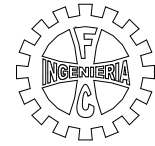
b	40	cm
D	55	cm
<b>Área</b>	<b>2200</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

**Nota:** debido a las solicitaciones sísmicas (derivas de entrepiso) en el sentido más largo se escoge 55 cm en dicha dirección y un área de 2200 cm<sup>2</sup>.

**d) Columna de Esquina (C-4)**

La más crítica está en la intersección de los ejes C-1 Y J-1.

Longitud	Ancho	Área Tributaria
m	m	m <sup>2</sup>
5.35	3.16	16.91



**Peso sobre Columna (P)**

Área Tributaria	= 16.91	m <sup>2</sup>
Carga por Piso (02 niveles)	= 2135.00	kg/m <sup>2</sup>
Número de Pisos	= 02	niveles
<b>Peso sobre Columna (P)</b>	<b>= 36,094.31</b>	<b>kg</b>

**Área Mínima de Columna**

$$bD = \frac{KP}{nf'_c}$$

K =	1.5	
P =	36,094.31	kg
n =	0.2	
f' <sub>c</sub> =	210	kg/m <sup>2</sup>
<b>b.D =</b>	1289.08	cm <sup>2</sup>
Utilizando factor de seguridad 1.5 <b>==&gt;b.D =1933.62</b>		<b>cm<sup>2</sup></b>

**Dimensión de Columna Adoptada**

b	40	cm
D	55	cm
<b>Área</b>	<b>2200</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

**e) Resumen de Dimensiones de Columnas – Sistema de Pórticos**

Descripción	Ancho (cm)	Largo (cm)
<b>C1</b>	<b>40</b>	<b>55</b>
<b>C2</b>	<b>40</b>	<b>55</b>
<b>C3</b>	<b>40</b>	<b>55</b>
<b>C4</b>	<b>40</b>	<b>55</b>



## 4.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS Y COLUMNAS – SISTEMA DUAL

### 4.5.1 CRITERIOS GENERALES

Para el dimensionamiento de placas en un sistema dual se consideran sólo las áreas de placa ( $A_p$ ) de aquellas ubicadas con su mayor dimensión en la dirección analizada. El área de cada placa  $A_p$  en la dirección analizada está definida por su espesor "e" y su mayor dimensión o longitud " $L_p$ ". Entonces el área de la placa queda definida como:

$$A_p = e * L_p \quad \text{ec. 4.4}$$

Los espesores "e" de las placas, pueden ser de 0.10, 0.15, 0.20, 0.25 m, para edificios de poca altura. Blanco (1991 b), señala que en el Perú se han proyectado una serie de edificaciones de hasta 20 pisos con espesores de placas de 0.25 m, pero con longitudes apreciables. Si las placas no son muy abundantes, los espesores pueden ser de 0.30 m o hasta de 0.60 m, en los edificios de mayor altura.

El dimensionamiento de las placas de un sistema dual se simplifica, asumiendo que absorben (según la norma E.030) entre el 20% y 70% de la fuerza cortante sísmica "V" actuando en una dirección determinada. Los pórticos que conforman el sistema dual deben ser capaces de absorber como mínimo el 30% de la fuerza cortante sísmica "V" en cada una de las dos direcciones.

A partir de la expresión para el cálculo de la fuerza cortante sísmica, se explica el procedimiento de dimensionamiento:

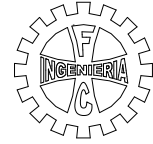
$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Reemplazando los valores correspondientes a sistema dual ( $C=2.5$ ;  $R=7$ ), la fuerza sísmica actuante en el edificio "V", y por lo tanto en las placas,  $V_{ap}$  es:

$$V = V_{ap} = 0.357 * ZUS * P \quad \text{ec. 4.5}$$

La fuerza cortante resistente de la placa,  $V_{rp}$ , es:

$$V_{rp} = 6 \frac{kg}{cm^2} * A_p \quad \text{ec. 4.6}$$



6 kg/cm<sup>2</sup>, es la resistencia del concreto al esfuerzo Cortante para un concreto de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>

Una buena aproximación para encontrar el peso "P" del edificio, es multiplicar el área de la planta del edificio por el valor unitario de 1.0 Ton/m<sup>2</sup>. Y para una losa de techo con cobertura a dos aguas usaremos el valor unitario de 0.8 Ton/m<sup>2</sup>. Es decir:

$$P = \text{Área de la planta} * \# \text{ pisos} * 1.0 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{ec. 4.7}$$

El procedimiento se resume en lo siguiente:

- Calcular la fuerza cortante actuante.
- Calcular la fuerza cortante resistente de las placas  $V_{rp}$ .
- Asumir la configuración y dimensiones de las placas.
- Verificar  $V_{ap} < V_{rp}$ .
- Si la fuerza cortante resistente  $V_{rp}$  de la placa elegida es insuficiente, se deben ajustar las dimensiones de la placa.

#### 4.5.2 CÁLCULO DE PREDIMENSIONAMIENTO

##### a) Cálculo de fuerza Cortante en Edificio.

###### Peso del Edificio (P)

Del Colegio       $\text{Área} = 29.15 * 8.6 = 250.70 \text{ m}^2$

$$P = 250.70 \text{ m}^2 * (1^\circ \text{ piso} + \text{techo})$$

$$P = 250.70 \text{ m}^2 * (1 + 0.80) \text{ ton/m}^2$$

$$P = 451.26 \text{ Ton}$$

###### Fuerza Cortante (V)

$$V = 0.357 * ZUS * P$$

Del Colegio, según la Norma E.030, se tiene:

$$Z = 0.35 \quad U = 1.5 \quad S = 1.2$$

$$V = 0.357 * (0.35 * 1.5 * 1.2) * 451.26 \text{ Ton}$$



$$V = 0.22491 * 451.26 \text{ Ton}$$

$$V = 101.493 \text{ Ton} = 101493 \text{ kg}$$

**b) Dimensionamiento de Placas**

$$V_{ap} < V_{rp}$$

$$V_{rp} = 6 \frac{kg}{cm^2} * A_p \implies A_p = L_p * e = V_{rp} / 6 \frac{kg}{cm^2}$$

Asumiendo una cantidad de 6 placas en cada sentido de análisis, se tiene

Descripción	Valor	Und
Cortante (V)	101493	kg
# placas	6	
Cortante resistente de placa $V_{rp}$	16915	kg
Espesor de placa (e)	<b>25</b>	<b>cm</b>
Cortante resistente de $C^\circ$ (210 kg/cm <sup>2</sup> )	6	kg/cm <sup>2</sup>
Longitud de placa requerida	112.8	cm
Longitud asumida de placa ( <b>L<sub>p</sub></b> )	<b>120</b>	<b>cm</b>
Cortante nominal de la placa $V_{ap}$	18000	kg

Como se observa, la dimensión asumida de las placas de 0.25 m\*1.20 m absorben más del 100% de la fuerza cortante requerida, cumpliendo con lo requerido por la norma técnica E.030

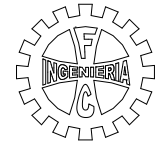
Debido a que en el modelamiento, los resultados mostrarán que en el lado menor de la estructura, debido a la alta rigidez alta, se puede reducir la longitud de las placas a dimensiones de 0.25m \* 1.00 m.

**c) Dimensionamiento de Columnas**

$$V_{ac} < V_{rc}$$

$$V_{rc} = 6 \frac{kg}{cm^2} * A_c \implies A_c = b * D = V_{rp} / 6 \frac{kg}{cm^2}$$

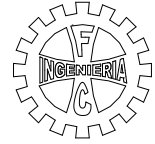
Como se explicó anteriormente, los pórticos deberán asumir como mínimo el 30% de la Fuerza Cortante en la base.



Asumiendo 3 pórticos del sistema dual con sus 6 respectivas columnas cuadradas ( $b=D$ ), se tiene:

Descripción	Valor	Und
Cortante (V)	101493	kg
Cortante resistente pórticos 30%V	30447.9	kg
# columnas	6	
Cortante resistente de columna $V_{rc}$	5074.65	kg
Cortante resistente de $C^\circ$ (210 kg/cm <sup>2</sup> )	6	kg/cm <sup>2</sup>
Área requerida de columna	845.78	cm <sup>2</sup>
Dimensión requerida de columna ( $D_0$ )	29.08	cm
Dimensión asumida de columna ( <b>D</b> )	<b>40</b>	<b>cm</b>
Cortante nominal de columna ( $V_{ap}$ )	9600	cm <sup>2</sup>

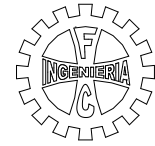
Para nuestro caso, las dimensiones asumidas (Columnas de 40cm\*40cm) cumplen más que necesario lo requerido, tomando dimensiones mayores para asegurar que la estructura cumpla al analizarlo según los requerimientos dinámicos.



## **Capítulo: V**

# **ANÁLISIS SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**





---

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS SISMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

#### 5.1 MODELO ESTRUCTURAL

##### 5.1.1 CONSIDERACIONES INICIALES

Hemos establecido que el edificio educativo consta de dos niveles, cuyo material predominante es concreto, con resistencia característica a la compresión a los 28 días de  $210 \text{ kg/cm}^2$ . Se ha dispuesto que el primer nivel tendrá una altura de 3.3 m. más 1 m. de desplante hasta el contacto con zapata, y el segundo nivel una altura de 3.20 en columnas más 0.95 hasta la cumbrera del techo.

El concepto de diafragma rígido sólo se trabajará con la losa del primer nivel, por todos sus nudos en un mismo plano (horizontal) mientras que para la losa a dos aguas, se trabajará como losas simplemente apoyadas según la delimitación de las vigas.

##### **Descripción de la Estructura – Sistema de Pórticos**

La estructuración se basa en columnas que constituyen el sistema principal resistente a fuerza lateral además de contar con la presencia de muros de albañilería de 25 cm de espesor que para nuestro caso sólo se usarán como muros de división. Los parapetos y tabiquería constituyen muros de ladrillo separados de los elementos estructurales por lo que sus pesos se considerarán como cargas de gravedad durante el análisis.

Se ha establecido que las columnas serán de  $b \times D = 40 \times 55 \text{ cm}^2$ , las vigas principales del primer nivel de  $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}^2$ , las vigas secundarias del primer nivel de  $b \times h = 25 \times 40$  y las vigas del segundo nivel de  $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$ . Se tiene sistemas de losas aligeradas en una dirección, cuyos espesores son de 20cm y 17 cm en el primer y segundo nivel respectivamente, siendo el techo una losa a dos aguas con cobertura de teja andina.

Los pórticos están distribuidos uniformemente a una separación de 4.125m y tienen una luz entre ejes de 6.25m.

## Descripción de la Estructura – Sistema Dual

La estructuración se basa en placas de  $1.2 \times 0.25 \text{m}^2$  en cada dirección de análisis (6 en cada sentido) que constituyen el sistema principal resistente a fuerza lateral y como sistema secundario se tiene 3 pórticos con columnas de  $b \times D = 40 \times 40 \text{cm}^2$ , las dimensiones de las vigas serán las mismas que en el sistema de pórticos (descritos en los párrafos anteriores) así como también las dimensiones de las losas.

La ubicación de las placas se realizó tratando de encontrar la simetría en planta y evitando posibles efectos de torsión de la estructura debido a las fuerzas sísmicas, también evitando afectar la arquitectura de la estructura, respetando la ubicación de vanos y puertas de la arquitectura inicial.

### 5.1.2 MATERIALES

#### a) ACERO DE REFUERZO

- Acero Corrugado, grado 60:  $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 = 42,000.00 \text{ Tn/m}^2$
- Módulo de Elasticidad =  $E_s = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$

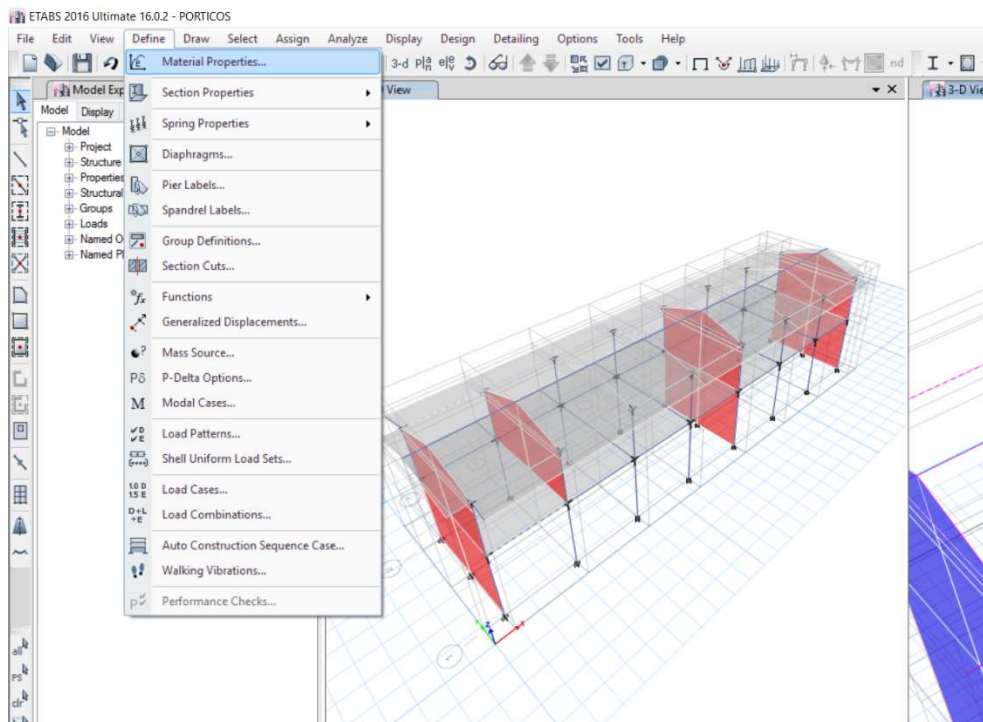
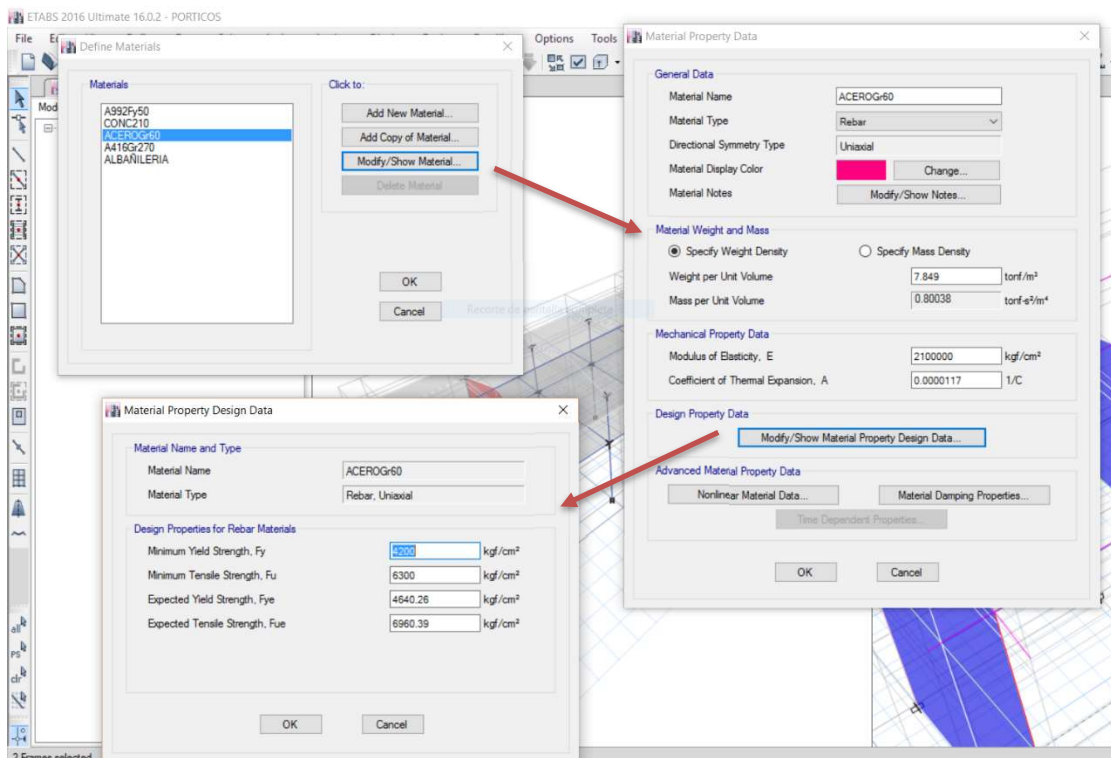


Figura 5.1 Comando Define para la creación de materiales.

En ETABS, el acero que usamos viene predeterminado con el nombre de **A615Gr60** (cambiaremos nombre a ACEROG60), en la ruta "**Define/Material Properties...**" que se muestra en la figura 5.1; luego, se abrirá la ventana de Definición de Materiales "**Define Materials**" mostrada en donde seleccionaremos el nombre A615Gr60 y editamos dándole clic al botón "**Modify/Show Material ...**".

En la ventana "**Material Property Data**", nos cercioramos toda la información indicada de la forma como se muestra en la figura 5.2, luego, se aceptan todos los datos ingresados dándole clic en el botón "**OK**".



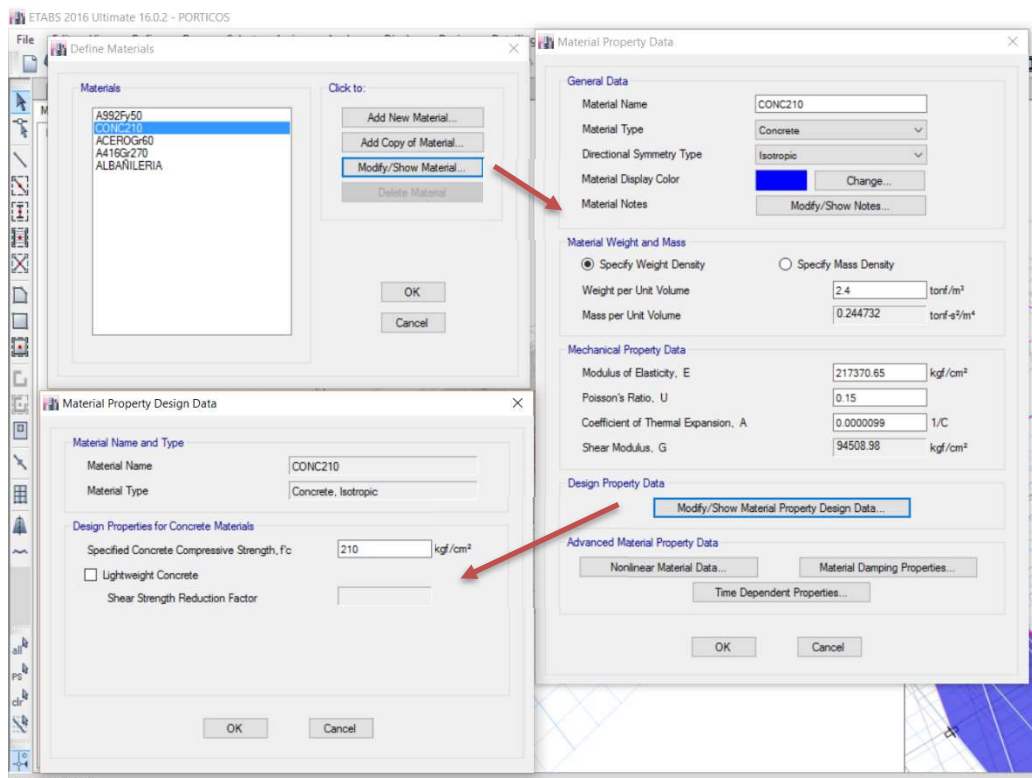
**Figura 5.2** Definición de las propiedades del Material acero.

### b) CONCRETO REFORZADO

- Nombre del material: **CONC210**
- Resistencia a la compresión =  $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
- Peso Específico =  $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$
- Módulo de elasticidad =  $E_c = 150,000\sqrt{f'c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson =  $\nu = 0.15$
- Módulo de Corte =  $G = E_c/2.3 = 94,508.98$

Siguiendo la ruta mostrada en la figura 5.1, luego en la ventana de “**Define Materials**” mostrada en donde seleccionaremos algún concreto predeterminado por ejemplo 4000Psi y editamos dándole clic al botón “**Modify/Show Materials**”

En la ventana “**Material Property Data**”, ingresamos toda la información indicada de la forma como se muestra en la figura 5.3, luego, se aceptan todos los datos ingresados.

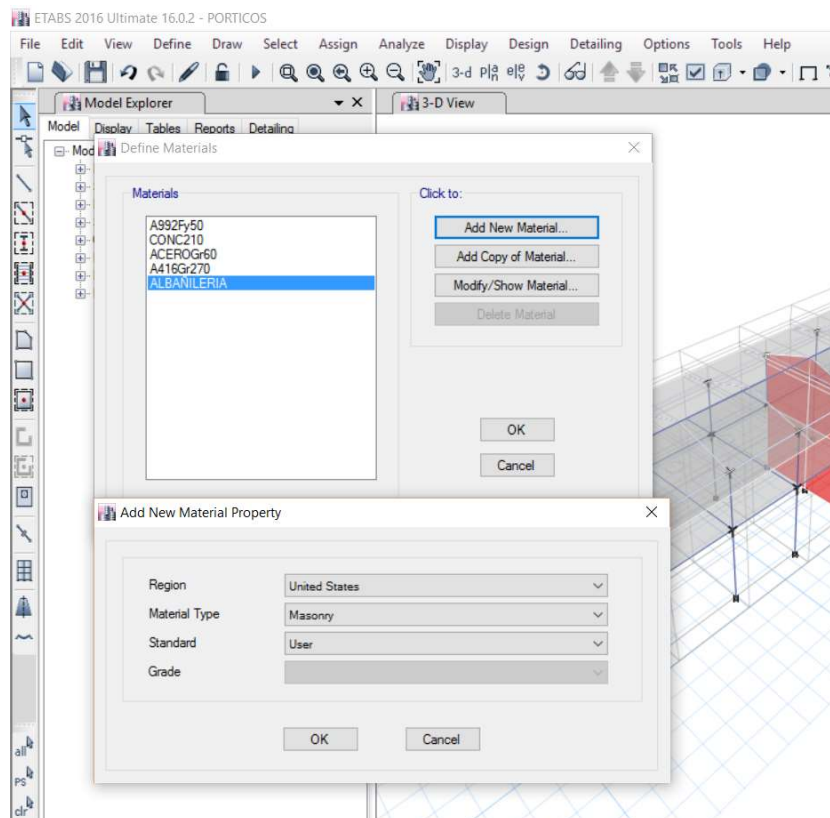


**Figura 5.3** Definición de las propiedades del Material Concreto.

### c) ALBAÑILERIA

- Nombre del Material: **ALBAÑILERIA**
- Resistencia a compresión Axial en pilas:  $f'_m = 35.00 \text{ kg/cm}^2$
- Peso Específico =  $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$
- Módulo de Elasticidad =  $E_m = 500 f'_m = 17,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson =  $\nu = 0.25$
- Módulo de Corte =  $G_m = 0.4E_m = 7000 \text{ kg/cm}^2$

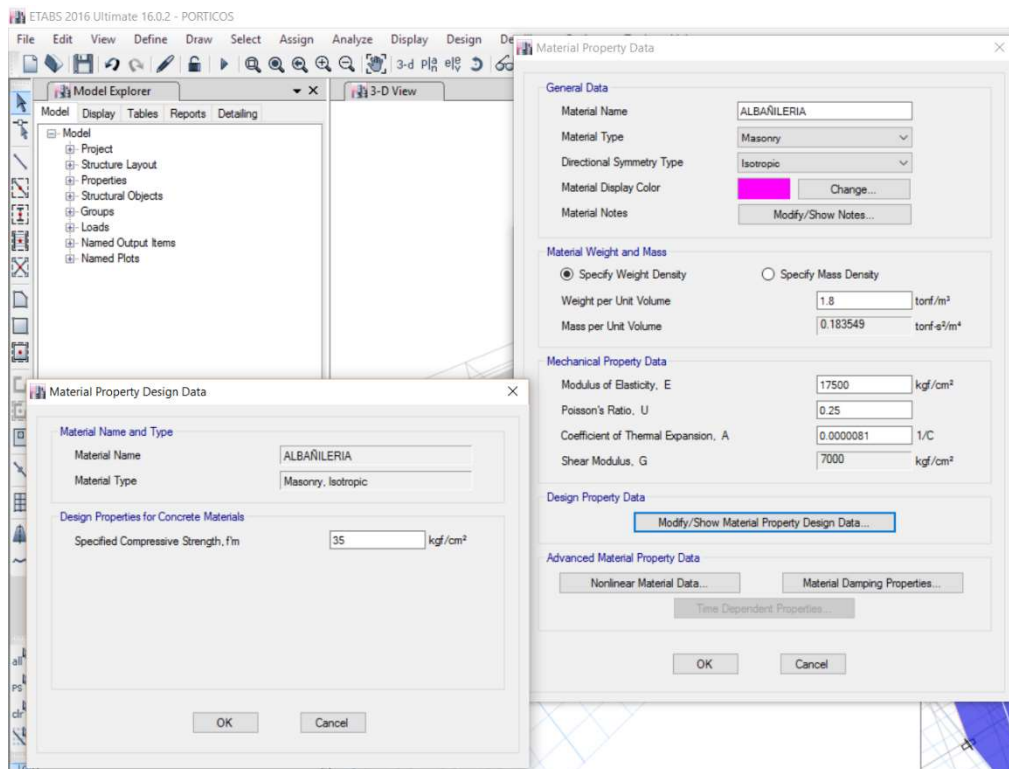
En ETABS, en la ruta “*Define/Material Properties...*” que se muestra en la figura 5.1; luego, se abrirá la ventana de Definición de Materiales “**Define Materials**” mostrada en donde seleccionaremos el botón “*Add New Material*”, y escogeremos según se muestra en la figura 5.4. En la ventana “**Add New Material Property**” se escogerá la opción de Masonry como tipo de material y luego “**OK**”.



**Figura 5.4** Creación del material albañilería.

En la ventana “**Material Property Data**”, ingresamos toda la información indicada de la forma como se muestra en la figura 5.5, luego, se aceptan todos los datos ingresados.

En nuestro caso, los valores de la albañilería son en referencia a valores de muros no estructurales para efectos del análisis de sistemas estructurales donde predomina el concreto armado.

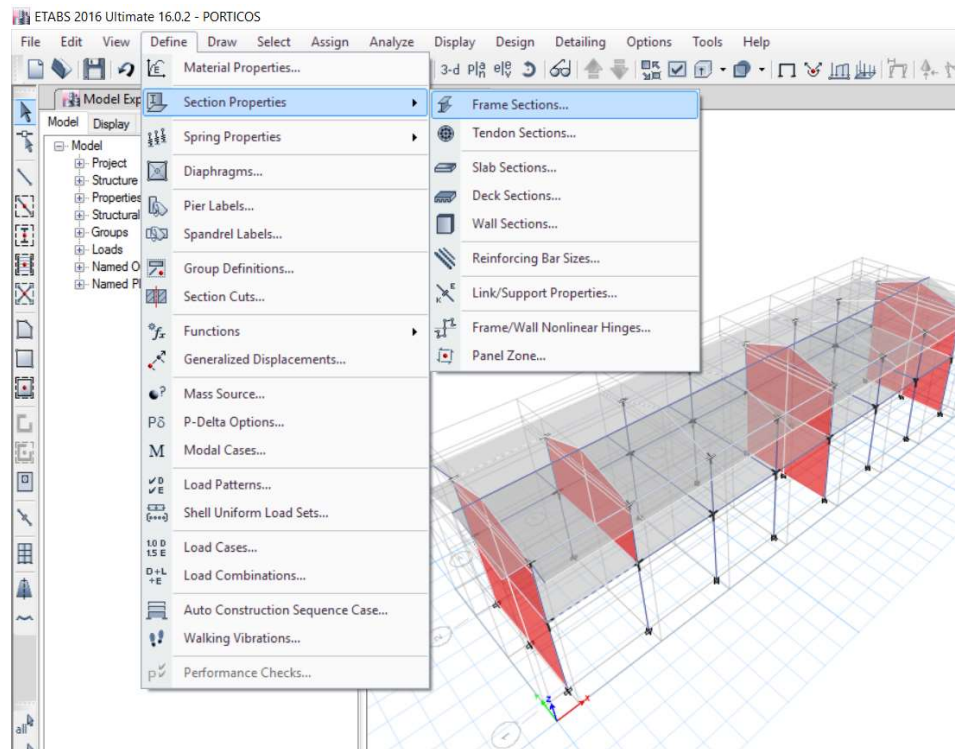


**Figura 5.5** Definición de las propiedades del Material Albañilería.

### 5.1.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para definir todos los elementos estructurales, seguiremos la ruta “*Define/Section Properties*” que se muestra en la figura 5.6; luego, escogeremos “*Frame Sections...*” si definimos vigas y columnas al ser elementos lineales denominados Frame, “*Slab Sections...*” para losas, “*Wall Sections*” para muros y “*Reinforcing Bar Sizes...*” para definir la nomenclatura de las barras de acero a usar.

Para el tipo de barras en el Perú, en la ventana “**Reinforcing Bar Sizes**”, damos clic en “*Add Common Bar Set...*” y aparecerá la ventana “**Select Common Rebar Set**” donde usaremos la **U.S. Customary**, dándole “**OK**”.




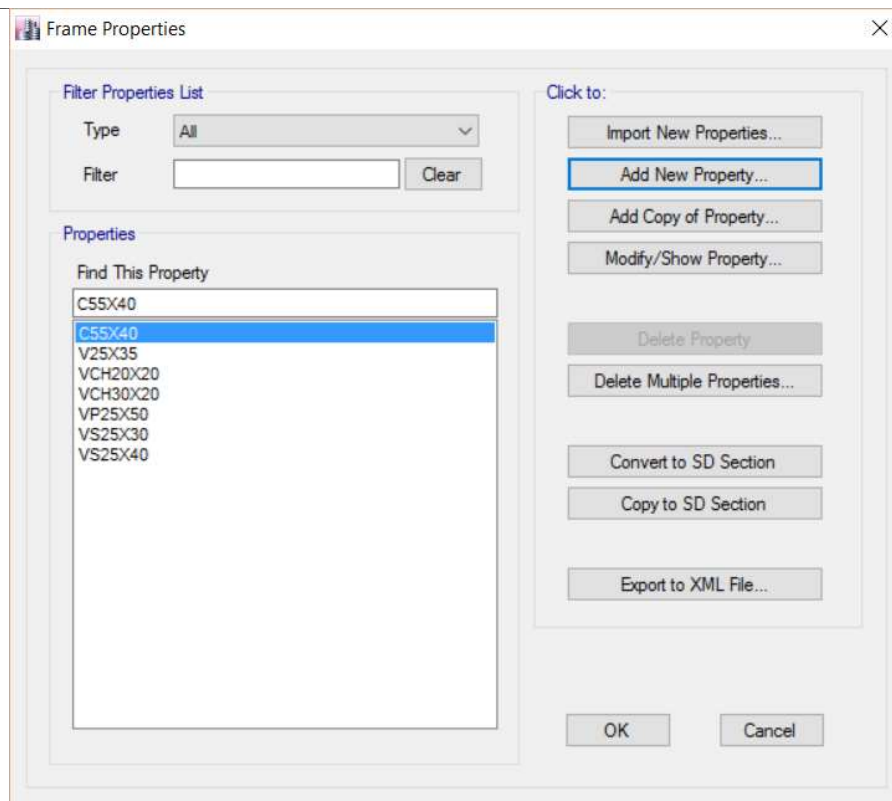
**Figura 5.6** Comando define para la creación de secciones.

**a) VIGAS**

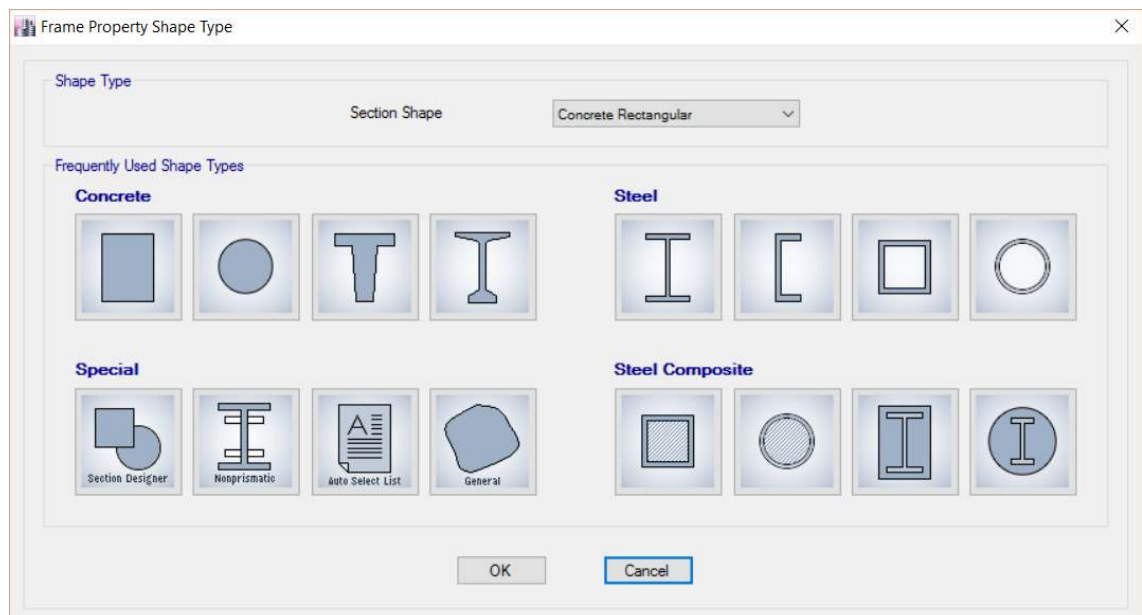
- Nombre = Vbxh
- Recubrimiento + Estribo + varilla/2 = 5.75 cm
- Rigidez a Flexión =  $0.50E_c I_g$
- Rigidez a Corte =  $0.40E_c I_g$
- Rigidez Axial =  $1.0E_c I_g$
- Base y Altura según predimensionamiento.

Al activar el comando “**Frame Section...**” se abrirá la ventana “**Frame Properties**” (figura 5.7), en donde para definir una nueva sección debemos darle clic al botón “**Add New Property...**”

En la ventana “**Frame Property Shape Type**” de la figura 5.8 agregamos una nueva sección mediante un clic al botón: 



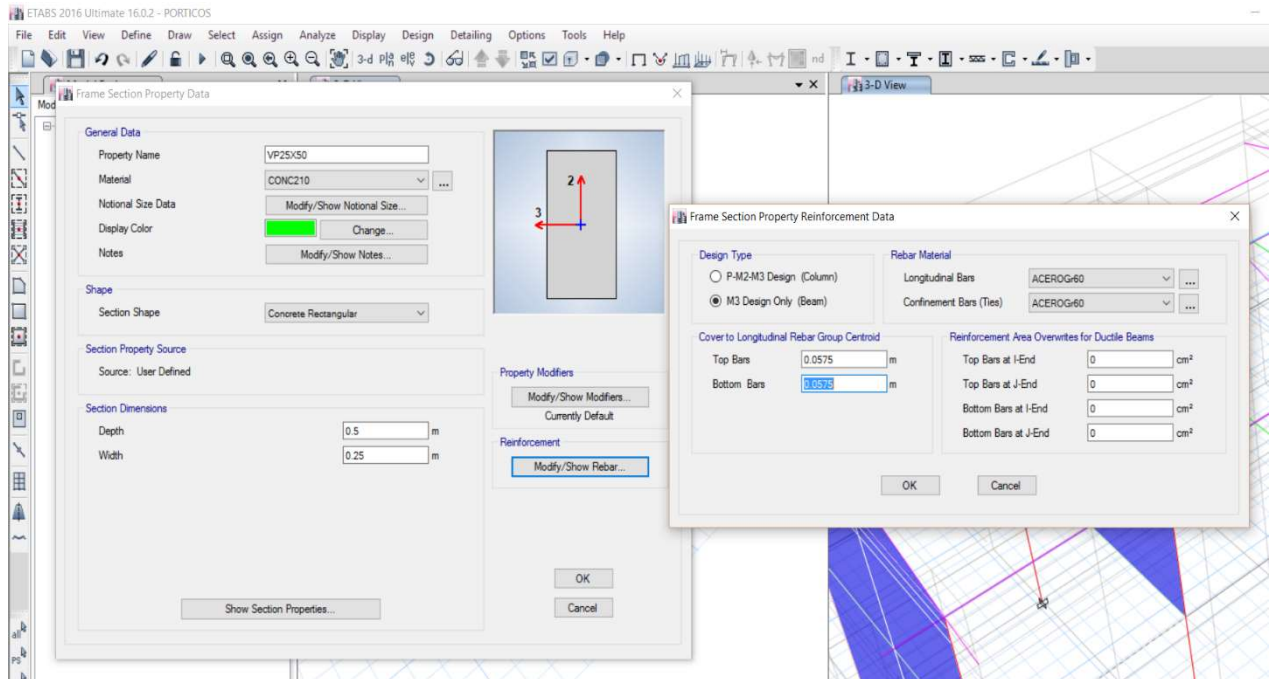
**Figura 5.7** Nombres de Secciones de Vigas y Columnas.



**Figura 5.8** Propiedades de Tipos de Forma de Elementos Frame.



Para crear la sección de la Viga, ingresamos la información de sus dimensiones como se muestra en la figura 5.9. (Depth=Alto y Widh=Ancho)



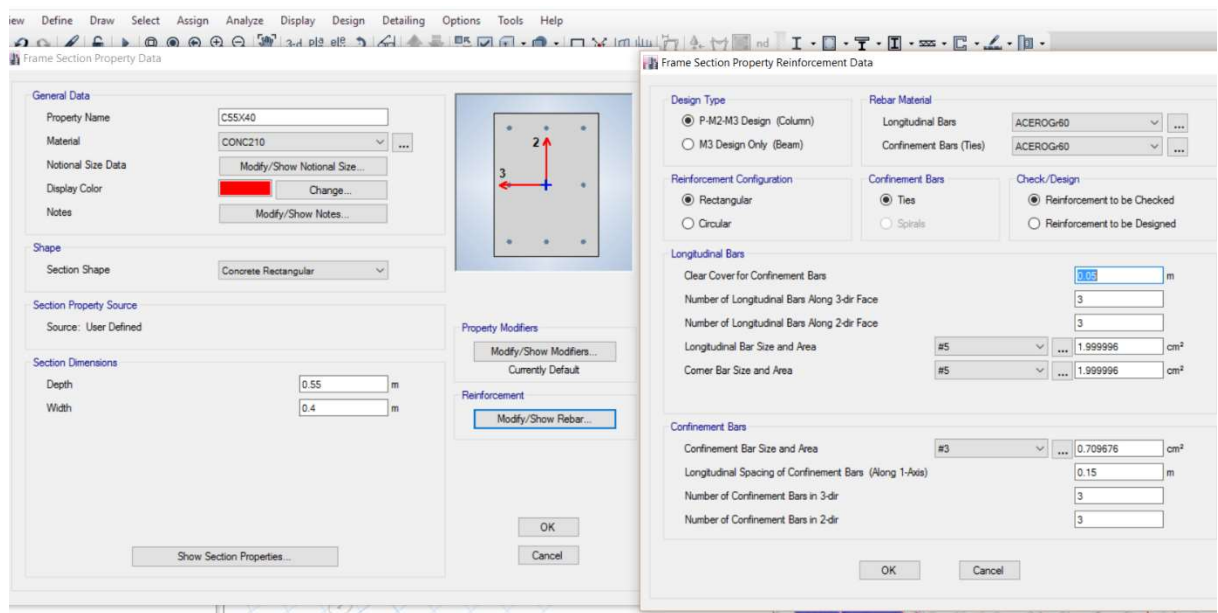
**Figura 5.9** Definición de sección de Viga VP25x50.

## b) COLUMNAS

- Nombre = CbxD
- Recubrimiento + Estribo + varilla/2 = 4.75 cm
- Rigidez a Flexión =  $0.70E_c I_g$
- Rigidez a Corte =  $0.40E_c I_g$
- Rigidez Axial =  $1.0E_c I_g$
- Lados según predimensionamiento.

Para crear la sección de Columna, el procedimiento es muy similar al de vigas. La figura 5.10 muestra los datos ingresados para una sección.

La diferencia radica en la ventana “**Frame Section Property Data**” seleccionar la opción “P-M2-M3 Design (Colum)” de la sección Design Type.



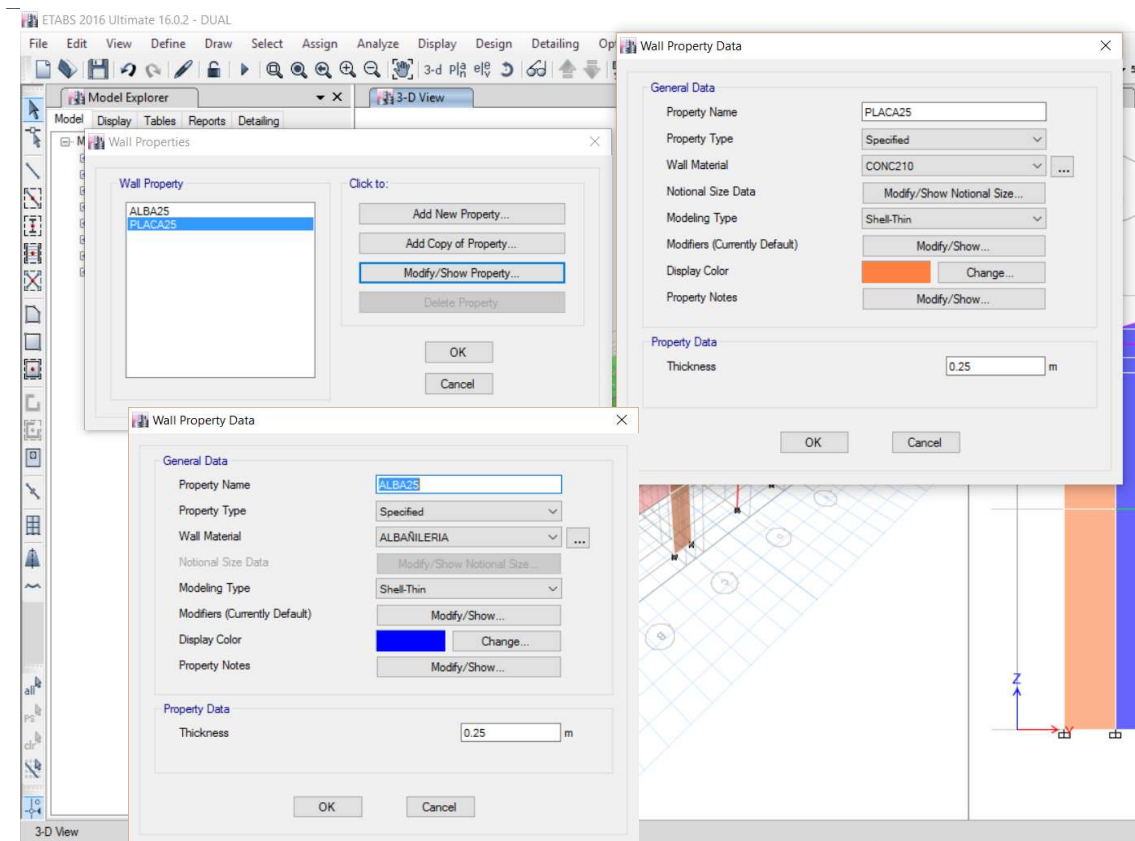
**Figura 5.10** Creación de la sección de columna.

**c) MUROS**

- Nombre = ALBAÑILERIA / PLACA
- Recubrimiento + Estribo + varilla/2 = 6.0 cm
- Rigidez a Flexión =  $0.50E_c I_g$
- Rigidez a Corte =  $0.40E_c I_g$
- Rigidez Axial =  $1.0E_c I_g$
- Espesor = 0.25 m

Al activar el comando “**Wall Section...**” se abrirá la ventana “**Wall Properties**” (figura 5.11), en donde para definir una nueva sección debemos darle clic al botón “**Add New Property...**”

Los muros son elementos modelados mediante superficie (Shell), y al ser elementos verticales y de espesor no muy pronunciados se escogerá el tipo Shell-Thin, como se observa en la figura 5.11. Adicional a ello simplemente hay que escoger el tipo de material y colocar el espesor del muro en la ventana “**Wall Property Data**”



**Figura 5.11** Creación de la Sección de Muros.

**d) LOSAS**

- Nombre = LOSA17 & LOSA 20
- Espesor = 17cm & 20 cm
- Recubrimiento = 2.5 cm

Al activar el comando “*Slab Section...*” se abrirá la ventana “**Wall Properties**” (figura 5.12), en donde para definir una nueva sección debemos darle clic al botón “*Add New Property...*”

Por simplificaciones del análisis sísmico se definirán dos tipos de losas, pero con un espesor de 0.001m, y el peso se adicionará como Carga Muerta en el modelamiento.

Para nuestro análisis usaremos el tipo membrane, y nos aseguraremos que se defina la distribución de cargas en una dirección.

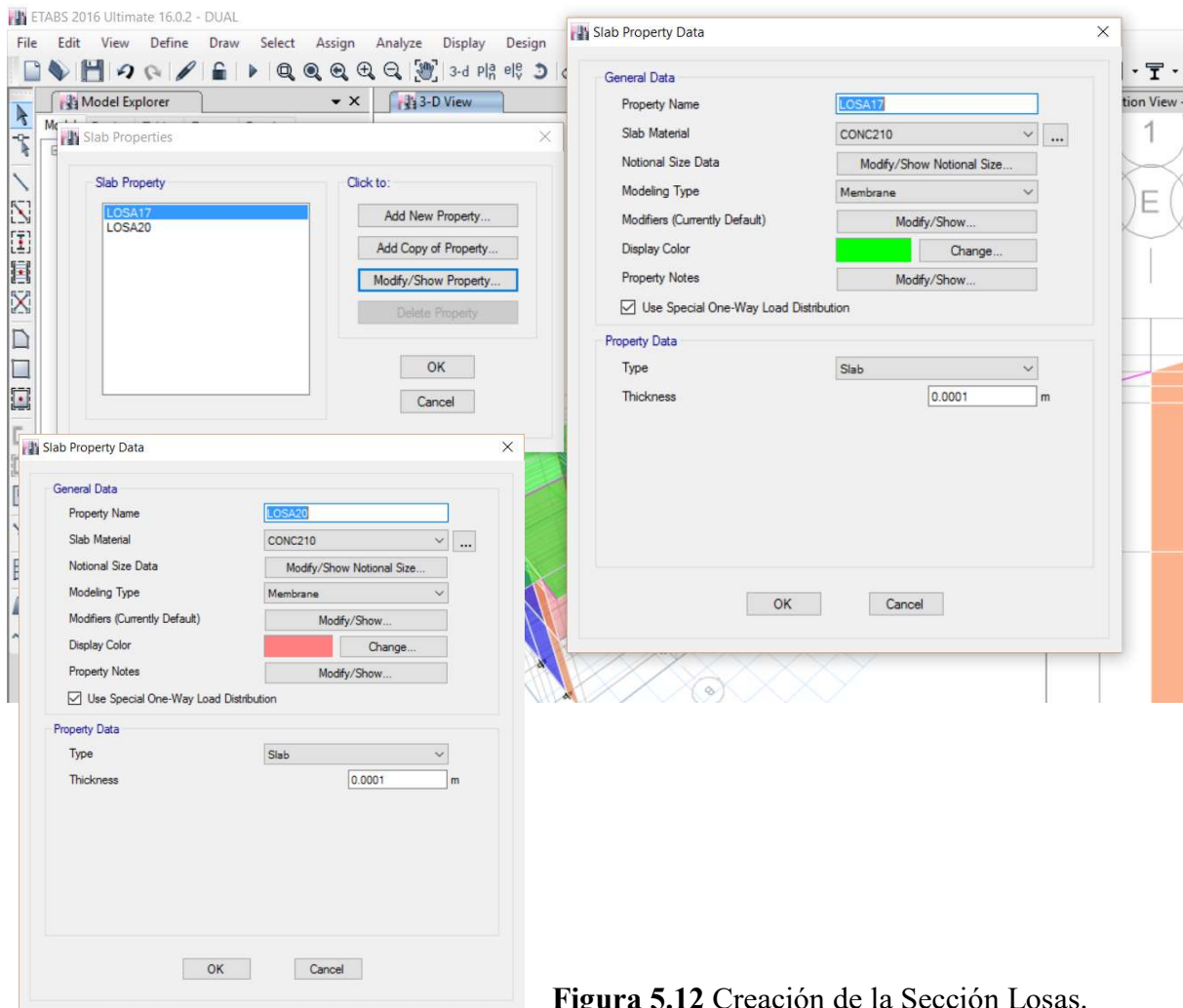


Figura 5.12 Creación de la Sección Losas.

## 5.1.4 MODELAMIENTO DEL EDIFICIO

### a) ASPECTOS BÁSICOS DEL MODELAMIENTO

Luego de haber realizado las definiciones básicas e iniciales se procede con el modelado del edificio según cada sistema estructural. Los comandos de dibujo los encontramos en la barra lateral de herramientas.

Por defecto, ETABS modela todos los elementos verticales con apoyos articulados. Para cambiar esto debemos ir primero al nivel de la base. En ese plano (BASE), seleccionamos los puntos donde se ubican las columnas y seguimos la ruta “*Assign/Joint/Restrains...*”, tal como se indica en la figura 5.13, luego en la ventana “**Joint Assignment -Restrains**” asignamos apoyos de empotramiento perfecto tal como se indica.

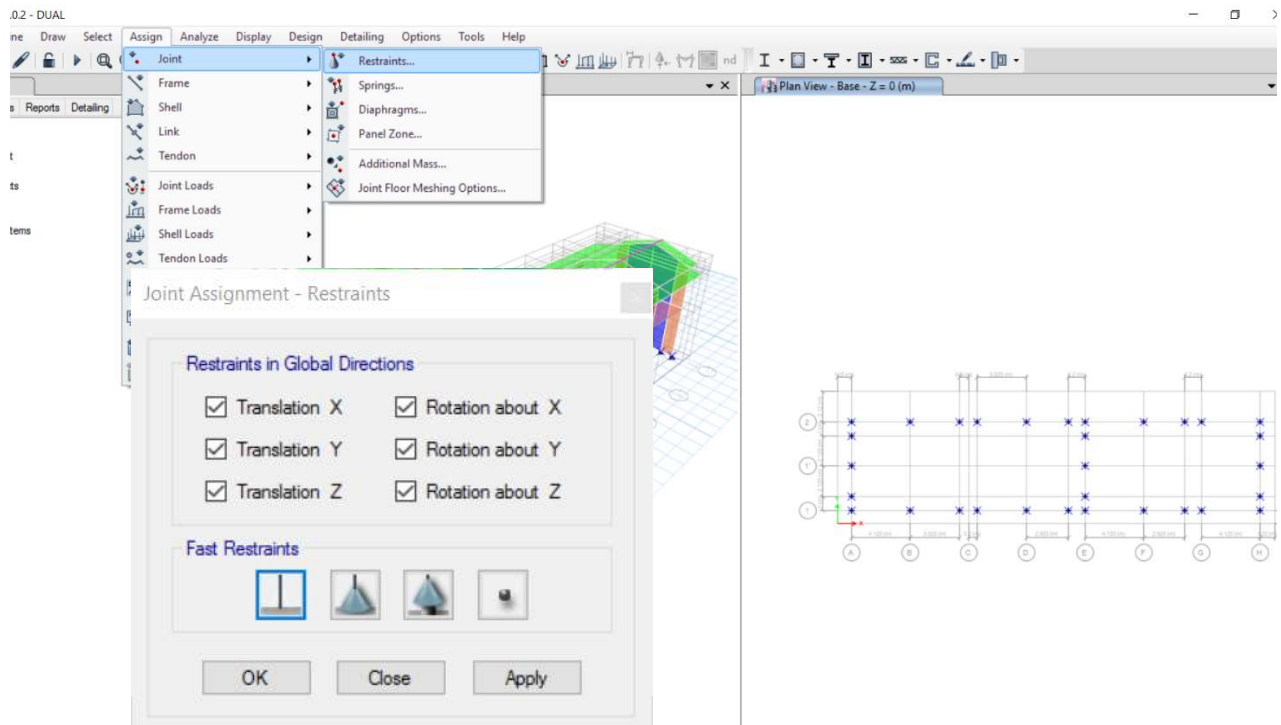


Figura 5.13 Asignación de Apoyos de Empotramiento Perfecto a las columnas.

En el caso de losas en un mismo plano, para el análisis, se considerará la condición de diafragma rígido para tener un modelo con masa concentrada y tres grados de libertad por diafragma. Además de que se pueda compatibilizar las deformaciones de los elementos.

Para definir el diafragma rígido del primer nivel, nos ubicamos en dicho plano. Seleccionamos las áreas donde se ubican las losas y seguimos la ruta “*Assign/Shell/Diaphragms...*”, tal como se indica en la figura 5.14, luego en la ventana “*Shell Assignment -Diaphragms*” damos clic en el botón “*Modify/Show Definitions...*” donde nos dirige a la ventana “*Define Diaphragm*” dando clic en “*Add New Diaphragm*” apareciendo por último la ventana “*Diaphragm Data*” donde colocaremos un nombre enumerado y seleccionaremos la opción Rigid y daremos “*OK*” (ver figura 5.15), repetiremos este último paso según el número de losas horizontales que se presenten.

En el Caso del techo a dos aguas, no se puede trabajar como diafragma rígido por no encontrarse en un mismo plano, por lo que se modelan como losas simplemente apoyadas en sus cuatro lados.

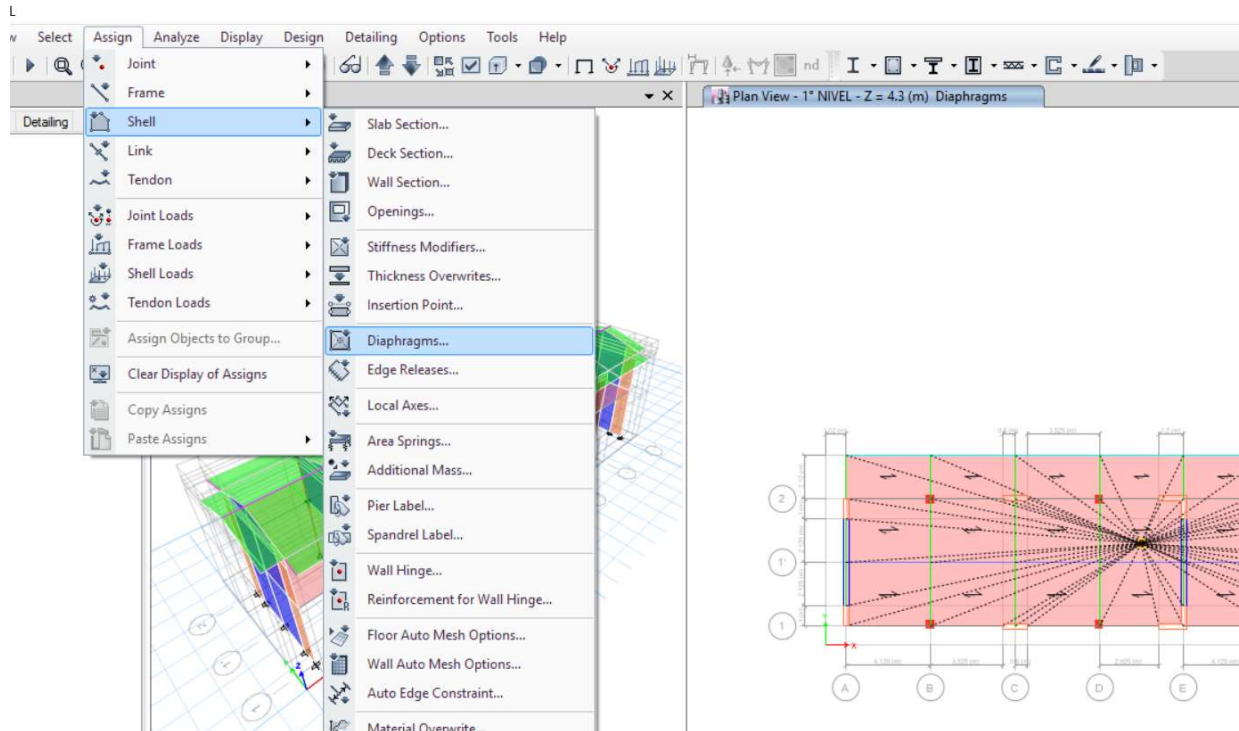


Figura 5.14 Definición del Comando Diafragma

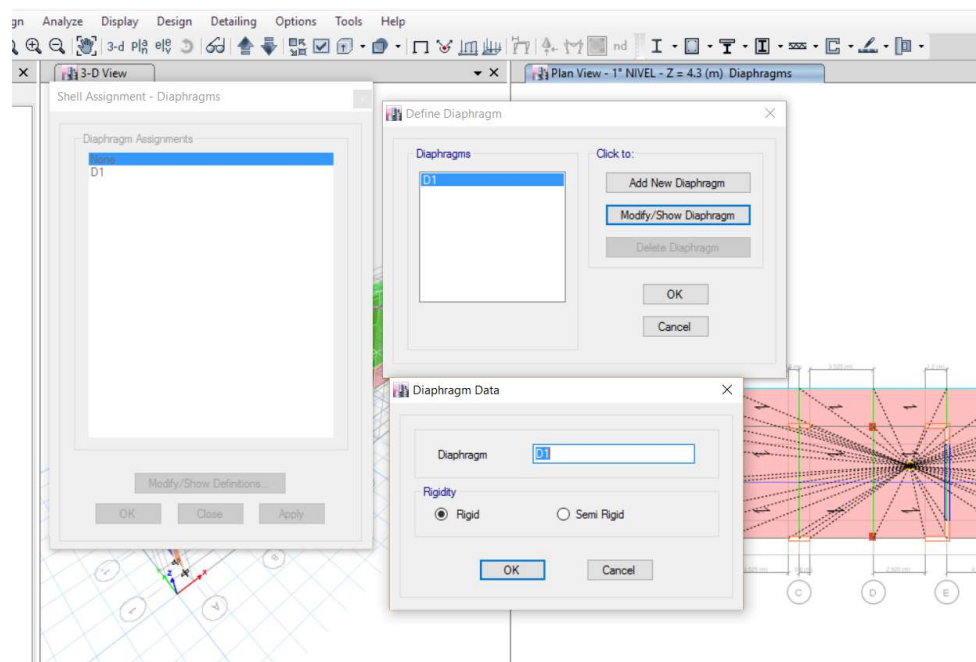
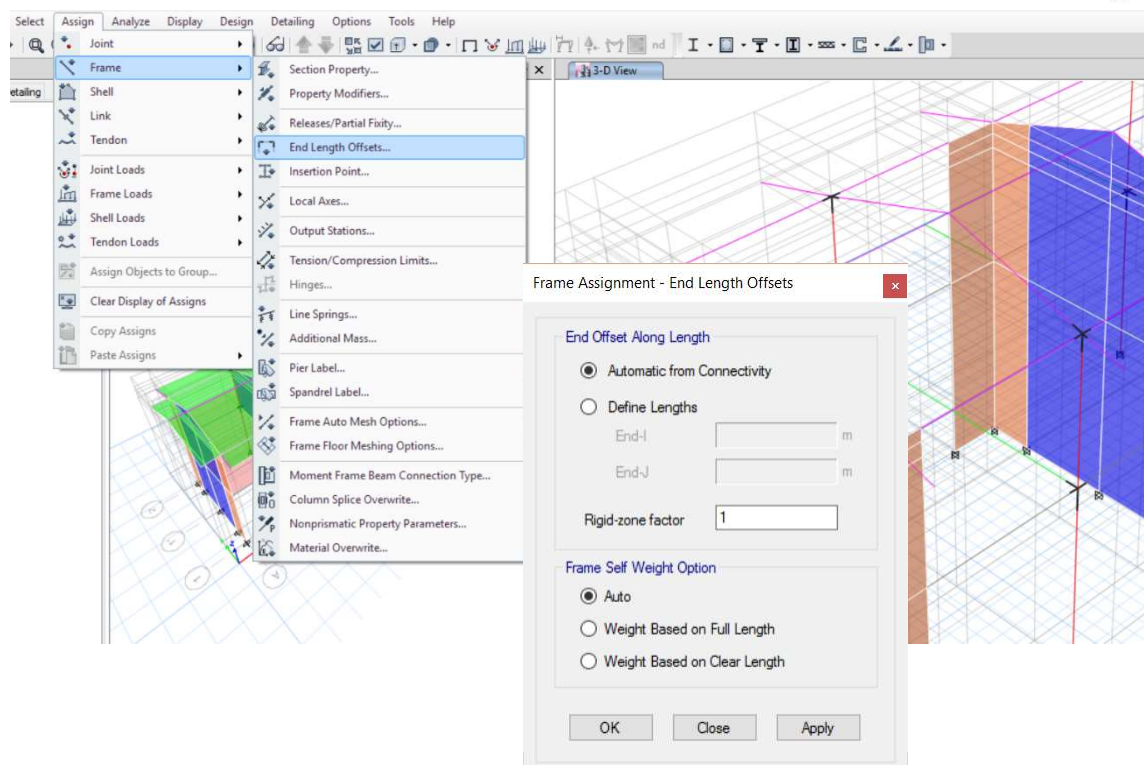


Figura 5.15 Asignación de Diafragma rígido en losas.

Un requisito adicional en nuestros modelos estructurales se ubica en las uniones viga columnas donde se debe asignar el concepto de brazo rígido en vigas.

Para definir los brazos rígidos en las uniones viga-columna, seleccionamos todos los elementos frame mediante la ruta “**Select/Select/Object Type...**” y en la ventana “**Select by Object Type**” seleccionamos los tipos Beams y Columns. Seguimos la ruta “**Assign/Frame/End Length Offsets...**”, tal como se indica en la figura 5.16, luego en la ventana “**Frame Assignment -End Length Offsets**” seleccionamos las opciones que se observan en la figura 5.16 luego daremos “**OK**”.

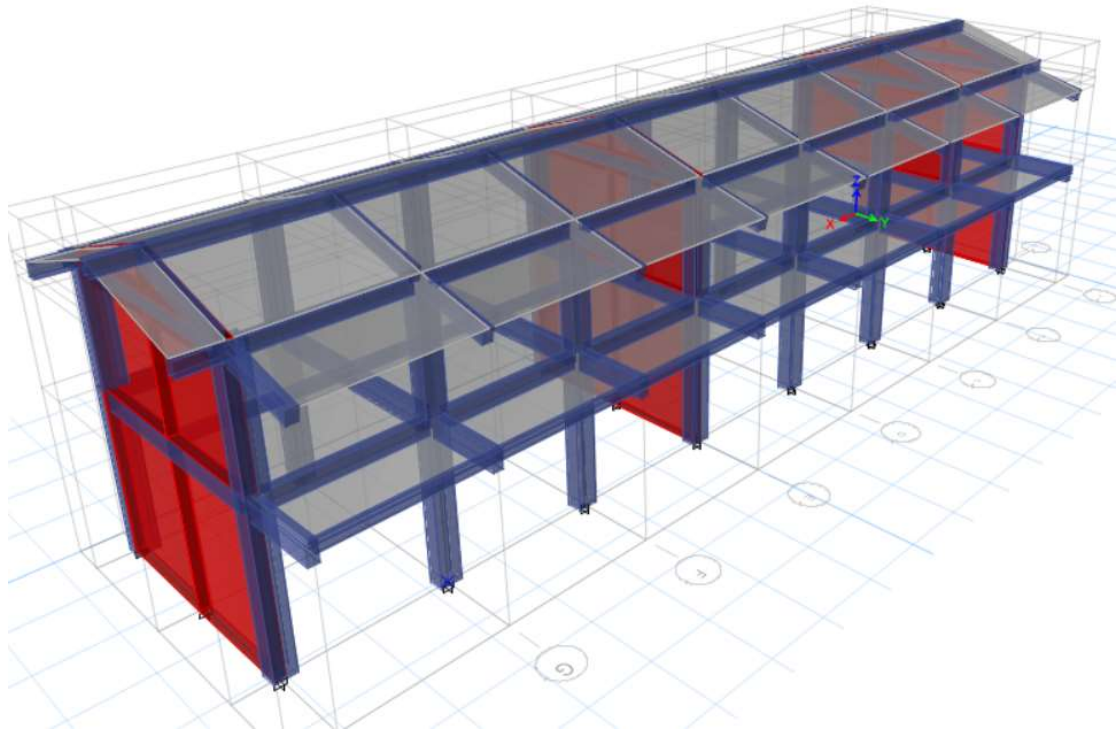


**Figura 5.16** Asignación de brazos rígidos en uniones viga-columna.

Para evitar traslapes y errores en el modelo, el programa ETABS puede revisar errores de dibujo mediante la ruta “**Analyse/Check Model...**” y para efectos de nuestro modelo escogemos una tolerancia de 0.001m.

## b) MODELO SISTEMA DE PÓRTICOS

Habiendo dibujado primeramente las columnas, luego las vigas, así como las losas y habiendo realizado las asignaciones antes mencionadas se obtiene el modelo mostrado en la figura 5.17.



**Figura 5.17** Modelo 3d del sistema estructural de pórticos.



**Figura 5.18** Distribución de primera planta – sistema de pórticos.



### c) MODELO SISTEMA DUAL

Es importante aclarar que las vigas deben terminar en los vértices de las placas, aunque constructivamente sean continuas, en el modelo no deben estar sobrepuestas a las placas para efectos de análisis.

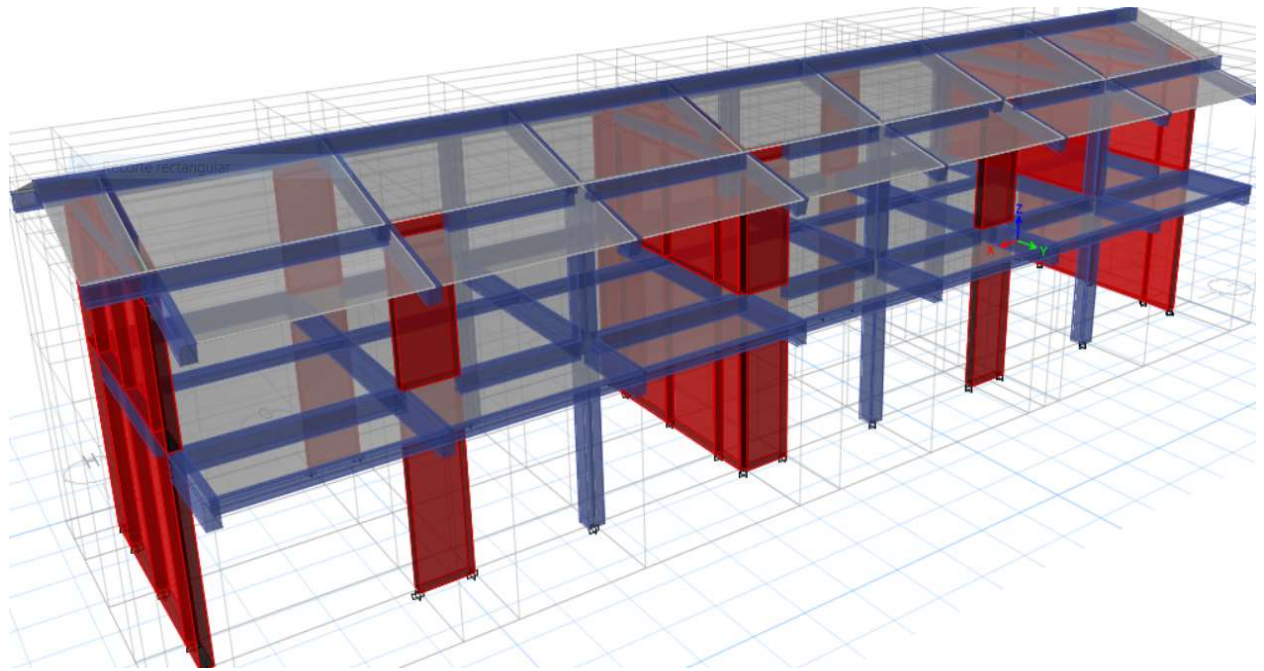


Figura 5.19 Modelo 3d del sistema estructural dual.

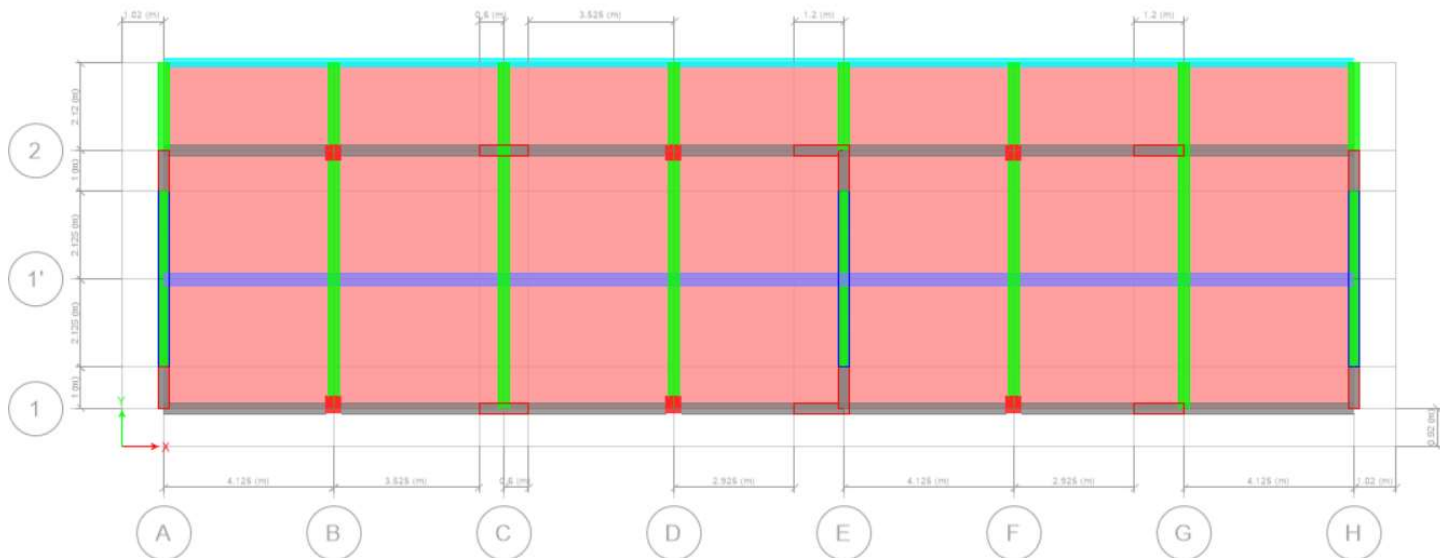
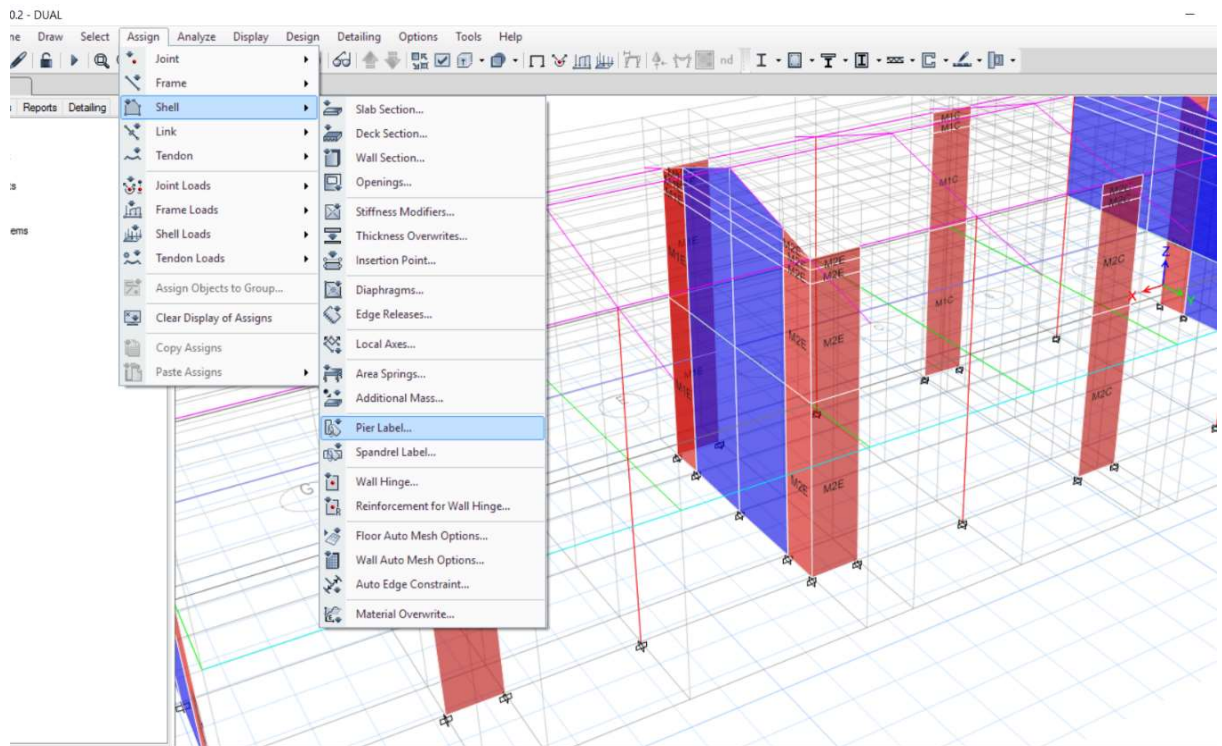


Figura 5.20 Distribución de primera planta – sistema dual.

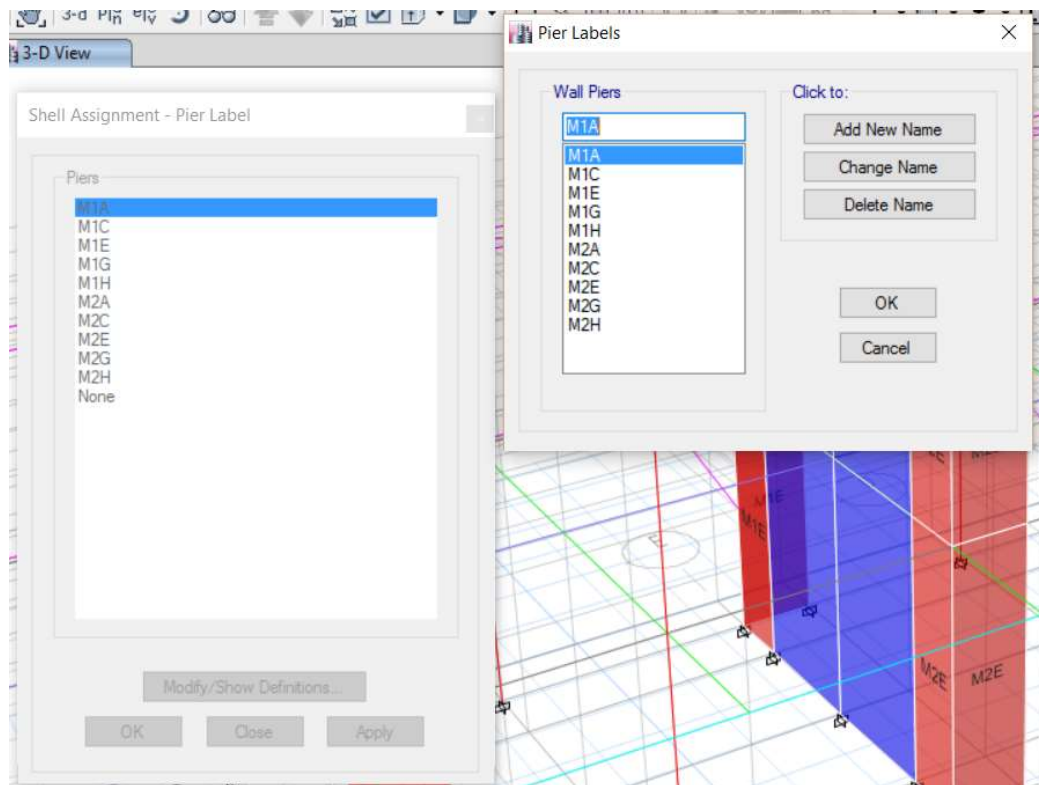
Para poder obtener las fuerzas internas de las placas, es necesario identificar cada muro de concreto como una pila (Pier Label), por lo que seleccionaremos cada muro en todos sus niveles para asignarle un nombre a cada placa.

Para definir Pier Label en las placas, seguimos la ruta “*Assign/Shell/Pier Label...*”, tal como se indica en la figura 5.21, luego en la ventana “*Shell Assignment -Pier Label*” damos clic en el botón “*Modify/Show Definitions...*” que nos lleva a la ventana “*Pier Labels*” donde agregaremos todos los nombres necesarios para cada placa y aceptaremos con el botón “*OK*”, como se observa en la figura 5.22.



**Figura 5.21** Definición del Comando Pier Label.

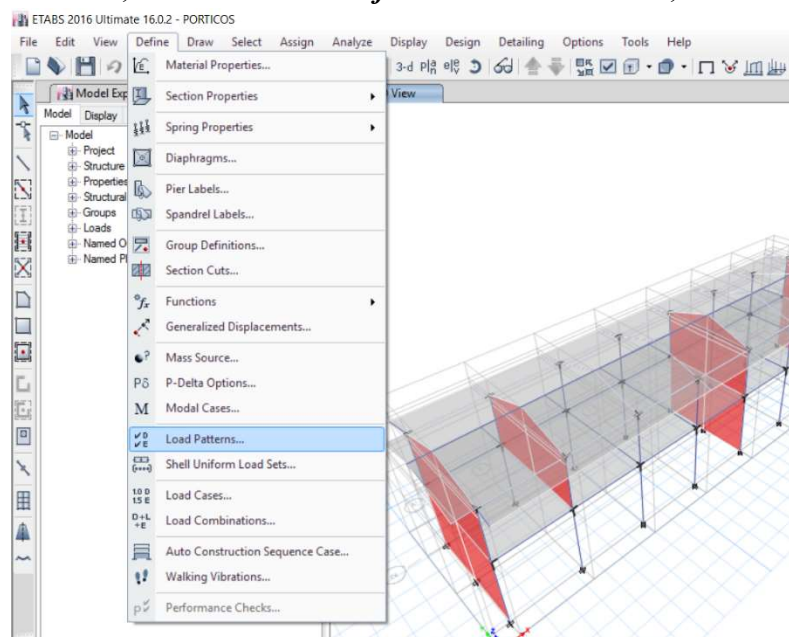
Hay que aclarar que cada nombre creado es para el grupo de placas que convergen, no debemos colocar nombres para cada placa según su dirección de modelamiento.



**Figura 5.22** Asignación de Pier Label en placas.

### 5.1.5 DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE PATRONES DE CARGA

El siguiente paso es la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto usaremos el comando Define, usando la ruta “*Define/Load Patterns...*”, como se muestra.



**Figura 5.23** Definición de Comando Load Patterns.



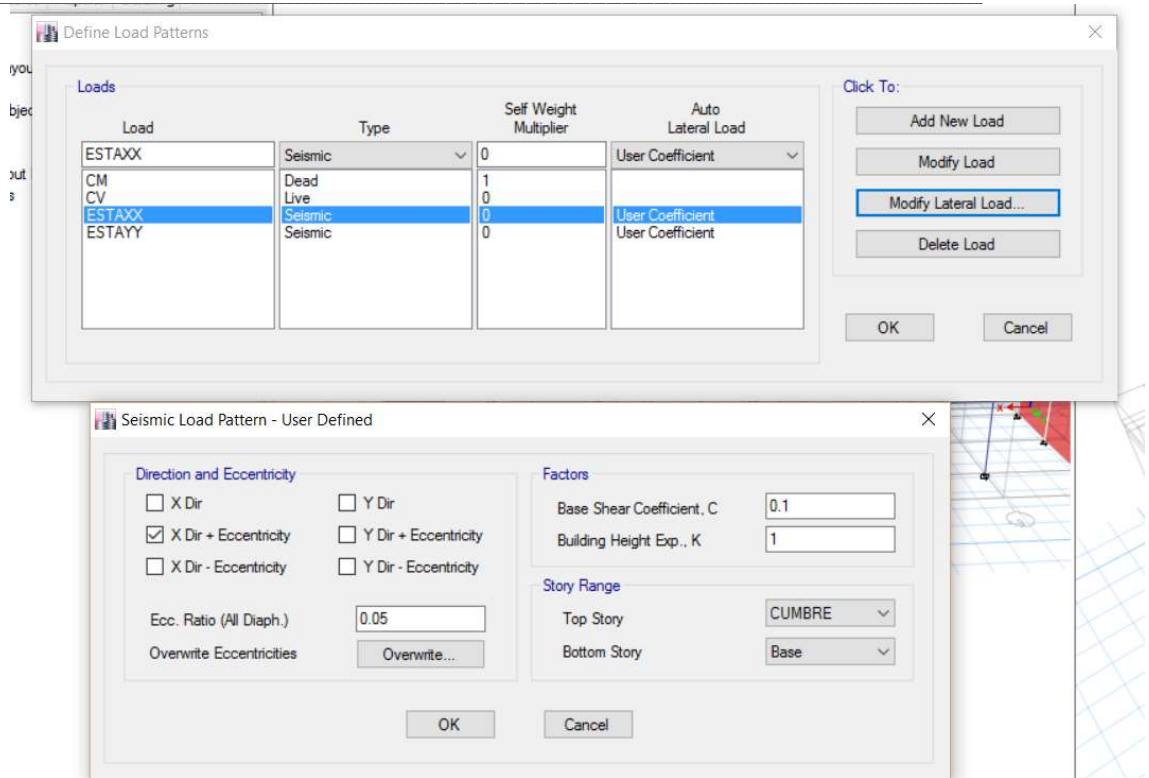
ETABS, nos mostrará la ventana “**Define Load Patterns**” en donde definiremos los nombres y tipos de cargas estáticas que intervienen en este proyecto. Siendo los siguientes:

- **Carga Muera:** proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio, como la losa misma, acabados, piso terminado, tabiquerías internas, etc. Su nombre será “CM” y será del tipo “Super Dead”.
- **Carga Viva:** dado por los componentes móviles, como mobiliario y tránsito de personas. En el caso del techo está dado por los acabados, coberturas e instrumentos. Su nombre será “CV” y será del tipo “Live”.
- **Carga Sísmica Estática X & Y:** representa la fuerza inercial horizontal producida por el peso total del edificio, calculado de acuerdo a la normativa de cada país. Su nombre será “ESTAXX” y “ESTAYY” y será del tipo “Seismic”.

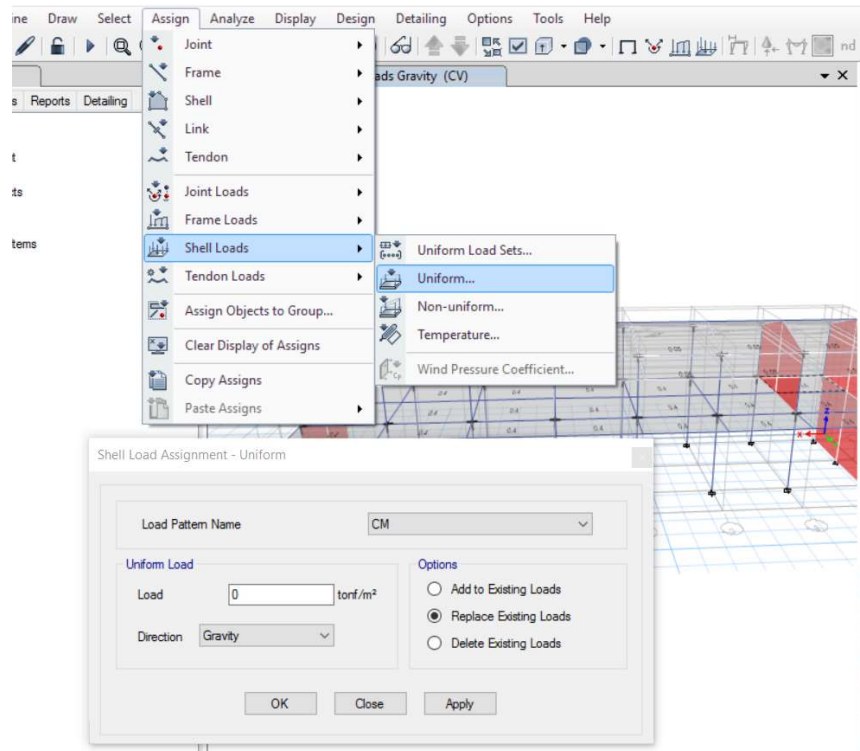
Entonces definidos los patrones de carga, se crean especificando en el caso de las cargas sísmicas estáticas, X & Y, la dirección de aplicación de la fuerza sísmica inercial. Para lograr esto, se usa el botón “**Modify Lateral Load...**” para abrir la ventana “**Seismic Load Pattern – User Defined**” en donde especificamos la dirección y aceptamos con “**OK**”.

Una vez que tenemos creados los patrones de carga, asignamos las cargas distribuidas en losas de acuerdo a su tipo. Los valores para cada tipo se detallan en el siguiente cuadro.

- **CM:**
  - 1° Nivel (Losa + Piso terminado) =  $0.3 \text{ ton/m}^2 + 0.1 \text{ ton/m}^2 = 0.4 \text{ ton/m}^2$
  - 2° Nivel (Losa + Cobertura) =  $0.28 \text{ ton/m}^2 + 0.04 \text{ ton/m}^2 = 0.32 \text{ ton/m}^2$
- **CV:**
  - 1° Nivel (Corredor/Auditorio/Laboratorio) =  $0.4 \text{ ton/m}^2$
  - 2° Nivel (Techo sin tránsito) =  $0.05 \text{ ton/m}^2$

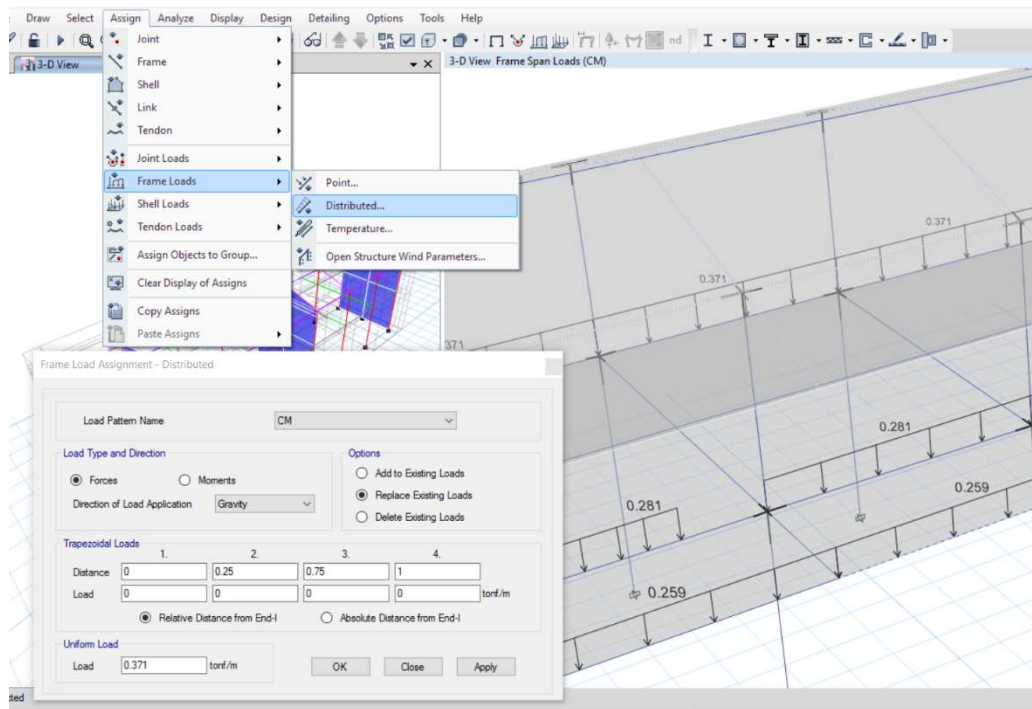


**Figura 5.24** Patrones de carga creados, incluyendo Cargas Sísmico Estático.



**Figura 5.25** Asignación de valores de Carga Distribuida en losas.

En el caso de parapetos y tabiques (muros laterales de aulas y muro de corredor), se deben asignar como cargas distribuidas linealmente sobre las vigas respetando las aberturas de las puertas. Para ello se usa el peso específico de albañilería ( $1.8 \text{ ton/m}^3$ ) multiplicado por su espesor y su altura  $\gamma \cdot e \cdot h$  para obtener el valor de la carga. Se asignará como Carga Muerta (CM).



**Figura 5.26** Asignación de cargas distribuidas de parapetos y tabiques.

Para nuestro caso tenemos los siguientes valores

- Muro de corredor =  $1.6 \text{ ton/m}^3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 1.10\text{m} = 0.259 \text{ ton/m}$
- Muro interior de aula =  $1.6 \text{ ton/m}^3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 1.2\text{m} = 0.281 \text{ ton/m}$
- Muro exterior de aula =  $1.6 \text{ ton/m}^3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 1.6\text{m} = 0.371 \text{ ton/m}$

#### a) **DEFINICIÓN DEL PESO SÍSMICO EFECTIVO SEGÚN LA NTE E.030**

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el artículo 4.3 de la NTE E.030 que se muestra a continuación

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como el edificio es un centro educativo, entonces, de acuerdo con la Tabla N° 5 de la NTE E.030 de Diseño Sismorresistente, la categoría de edificación que le corresponde es del Tipo A2. De acuerdo con lo anterior usaremos en ítem a. para calcular el peso sísmico efectivo.

$$P = CM + 0.5CV$$

ec. 5.1

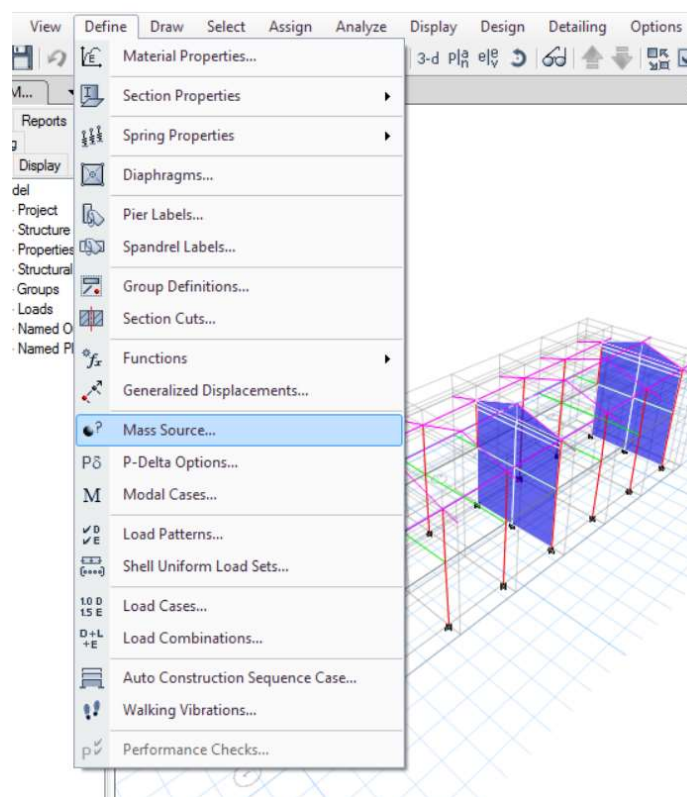
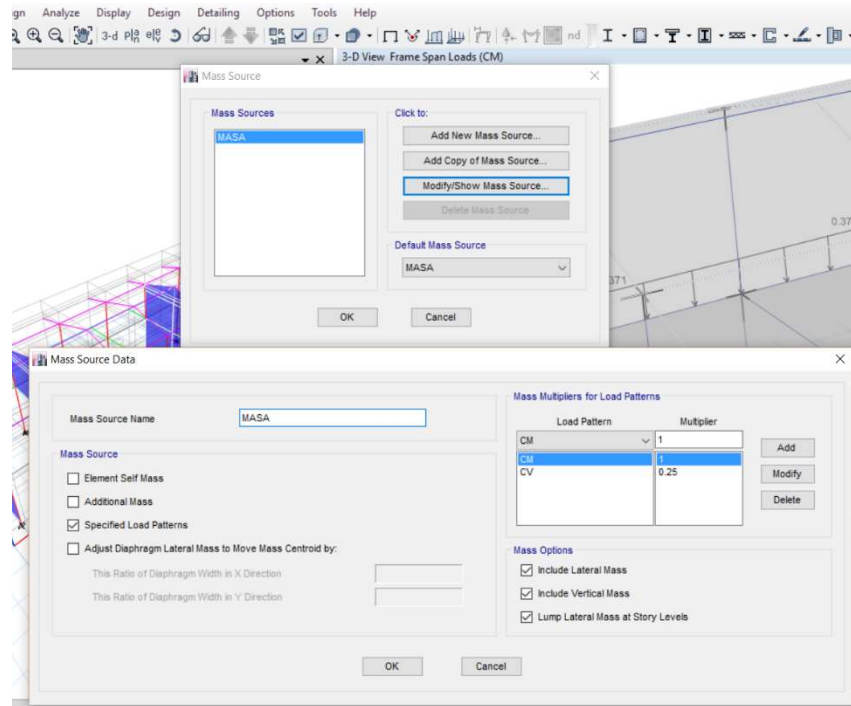


Figura 5.27 Definición del comando para Peso en el programa ETABS.



**Figura 5.28** Asignación de valores para cálculo de Peso Sísmico Efectivo.

### 5.1.6 ESPECTRO DE DISEÑO

La incorporación del Espectro de Diseño, se basa en la aplicación del Artículo 4.6.2, que permite graficar valores de pseudo-aceleración para un determinado período de vibración.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad \text{ec. 5.1}$$

Z es el factor de zona, el cual encontramos en la Tabla N° 1 de la E.030. Para este ejemplo, el Edificio será construido en el Distrito de Pedro Gálvez, San Marcos, Cajamarca.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**Z<sub>3</sub>=0.35**

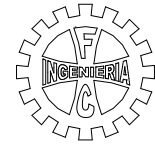




U es el factor de uso, depende de la categoría de la Edificación, en este caso del tipo a2, y de acuerdo a la Tabla N° 03 de la E.030.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	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, 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> Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5

U=1.5



S es el factor de suelo, que tiene que ver con el EMS, de acuerdo a las condiciones locales establecidas en la Tabla N° 02, se trabajará con un suelo tipo S3, por lo tanto,

Tabla N° 2
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO
Table with 4 columns: Perfil, Vs, N60, Su. Rows include S0, S1, S2, S3, and S4 (Clasificación basada en el EMS).

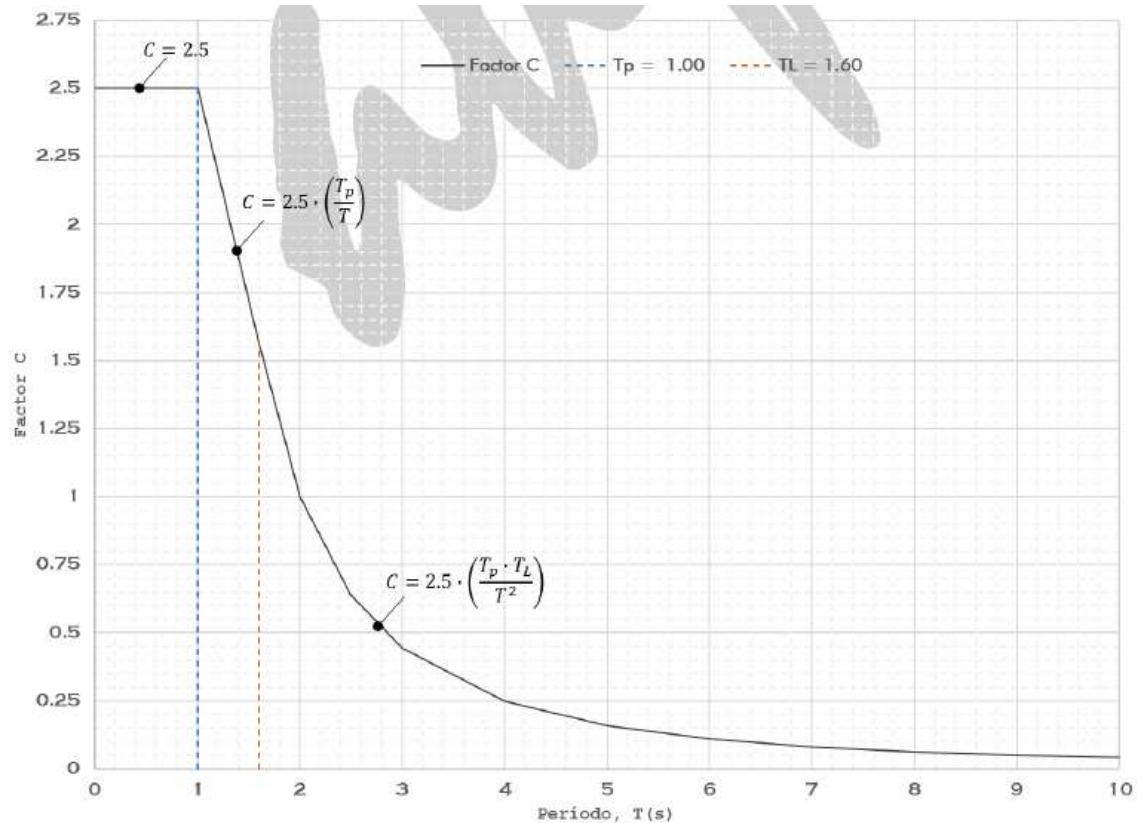
Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"
Table with 5 columns: ZONA, SUELO, S0, S1, S2, S3. Rows include Z4, Z3, Z2, and Z1.

S=1.2

R es el coeficiente de reducción de fuerza sísmica, que depende del sistema estructural y material predominante, como estamos analizando dos sistemas estructurales, se iniciará el análisis con el de Pórticos y luego el Dual:

Tabla N° 7
SISTEMAS ESTRUCTURALES
Table with 2 columns: Sistema Estructural, Coeficiente Básico de Reducción R0 (\*). Rows include Acero (Pórticos, Dual, etc.) and Concreto Armado (Pórticos, Dual, etc.).

C es el factor de amplificación sísmica, que depende del período del edificio y del suelo. Como este valor depende de un período de Tiempo T(s) se puede visualizar en la figura 5.29 la forma que tiene mediante la aplicación de las condiciones indicadas en el Artículo 2.5 de la E.030.



**Figura 5.29** Función del Factor de Amplificación sísmica para un suelo S3.

El factor C es el que le da la forma al espectro de Diseño que a continuación se muestra en la figura 5.30.

El programa ETABS viene predeterminado con la norma E.030 2014 simplificando la operación del diseñador, teniendo que escoger simplemente los parámetros antes vistos. Para ello tendrá que seguir la ruta “*Define/Functions/Response Spectrum...*” y en la ventana “*Define Response Spectrum Functions*” y en la sección “*Choose Function Type to Add*” se escogerá la norma peruana actualmente vigente PERU NTE E.030 2014, y luego se definirán los parámetros.



**Universidad Nacional De Cajamarca**  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
 TESIS: "EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL ENTRE LOS  
 SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PORTICOS  
 RIGIDIZADOS) EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL"



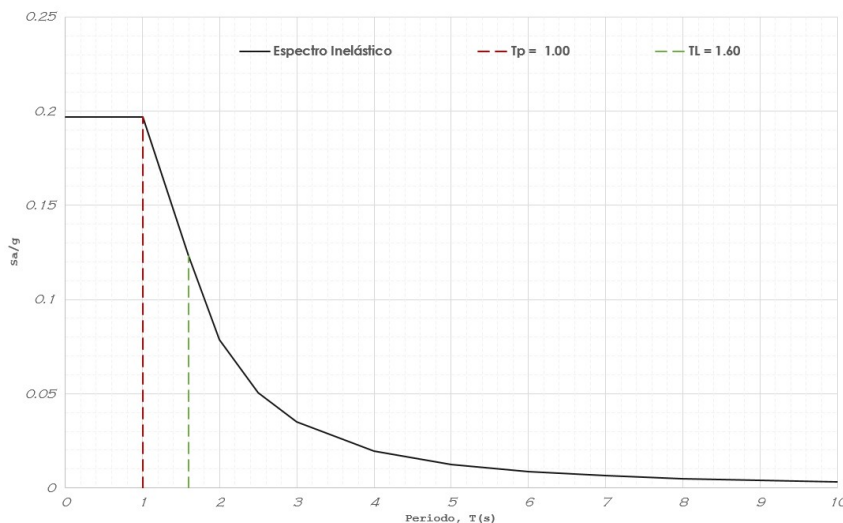
0132

**ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030 Actualizada**

Región : Cajamarca  
 Provincia : San Marcos  
 Distrito : Pedro Gálvez  
 Categoría : A2       $R = R_o \cdot I_p \cdot I_a$        $\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$        $Z = 0.35$   
 Zona : Z3  
 Suelo : S3  
 Sistema Estructural : Concreto Armado, Pórticos  
 Verificación de Irregularidad : Irregular en Planta →  $I_p = 1.0000$   
 Irregularidad : Irregular en Altura →  $I_a = 1.0000$

$U = 1.50$        $T < T_p$        $C = 2.5$   
 $S = 1.20$        $T_p < T < T_L$        $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$   
 $T_p = 1.00$        $T_L = 1.60$   
 $T_L = 1.60$        $R_o = 8.0$        $T > T_L$        $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$   
 $R = 8.00$

T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.196875
0.02	2.5	0.196875
0.04	2.5	0.196875
0.06	2.5	0.196875
0.08	2.5	0.196875
0.1	2.5	0.196875
0.12	2.5	0.196875
0.14	2.5	0.196875
0.16	2.5	0.196875
0.18	2.5	0.196875
0.2	2.5	0.196875
0.25	2.5	0.196875
0.3	2.5	0.196875
0.35	2.5	0.196875
0.4	2.5	0.196875
0.45	2.5	0.196875
0.5	2.5	0.196875
0.55	2.5	0.196875
0.6	2.5	0.196875
0.65	2.5	0.196875
0.7	2.5	0.196875
0.75	2.5	0.196875
0.8	2.5	0.196875
0.85	2.5	0.196875
0.9	2.5	0.196875
0.95	2.5	0.196875
1	2.5	0.196875
1.6	1.5625	0.12304688
2	1	0.07875
2.5	0.64	0.0504
3	0.444444	0.035
4	0.25	0.0196875
5	0.16	0.0126
6	0.111111	0.00875
7	0.081633	0.00642857
8	0.0625	0.00492188
9	0.049383	0.00388889
10	0.04	0.00315



**Figura 5.30** Cálculo Manual del Espectro de Diseño – Sistema Pórticos

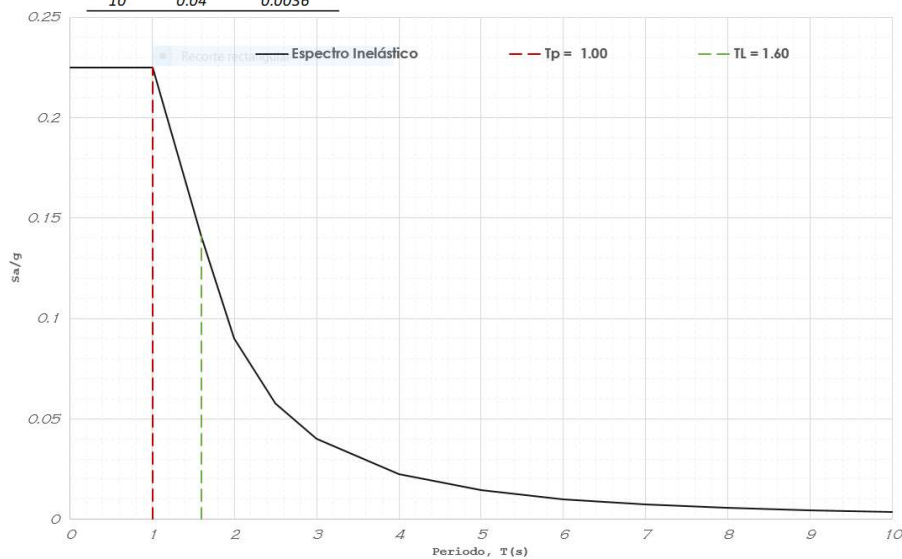


**ESPECTRO DE DISEÑO - NTE E.030 Actualizada**

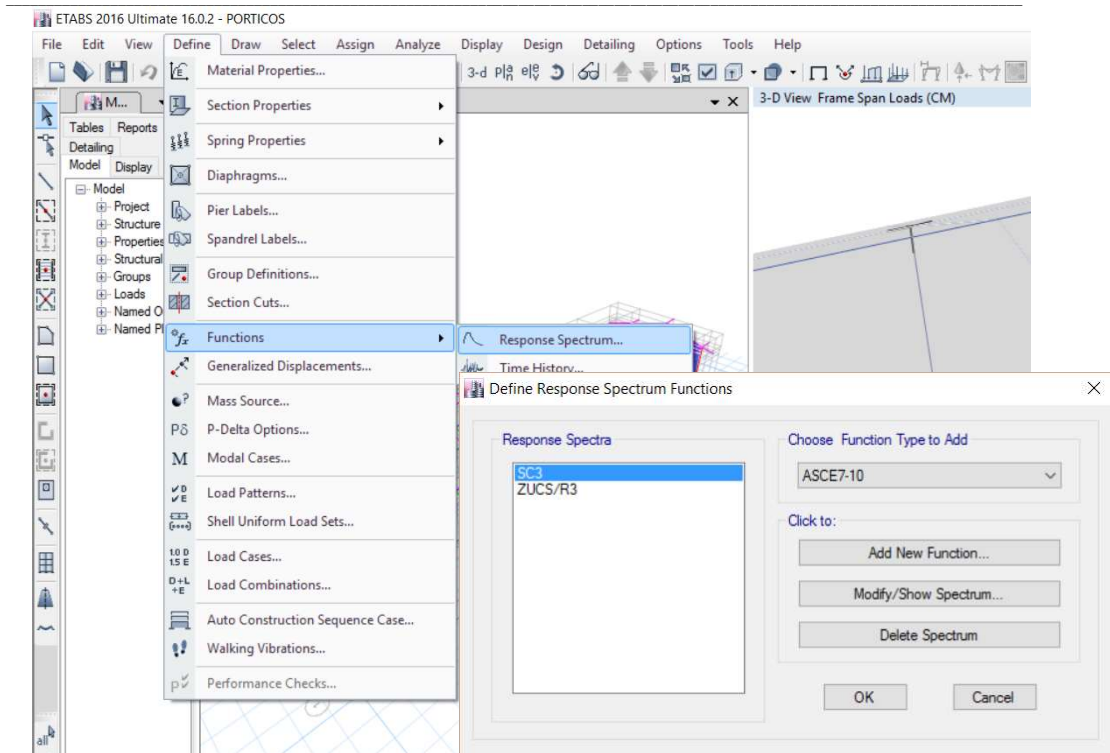
Región : Cajamarca  
 Provincia : San Marcos  
 Distrito : Pedro Gálvez  
 Categoría : A2       $R = R_o I_p I_a$        $\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$   
 Zona : Z3  
 Suelo : S3  
 Sistema Estructural : Concreto Armado, Dual  
 Verificación de Irregularidad : Irregular en Planta →  $I_p = 1.0000$   
 Irregular en Altura →  $I_a = 1.0000$

$Z = 0.35$   
 $U = 1.50$      $T < T_p$        $C = 2.5$   
 $S = 1.20$   
 $T_p = 1.00$      $T_p < T < T_L$      $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$   
 $T_L = 1.60$   
 $R_o = 7.0$        $T > T_L$        $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$   
 $R = 7.00$

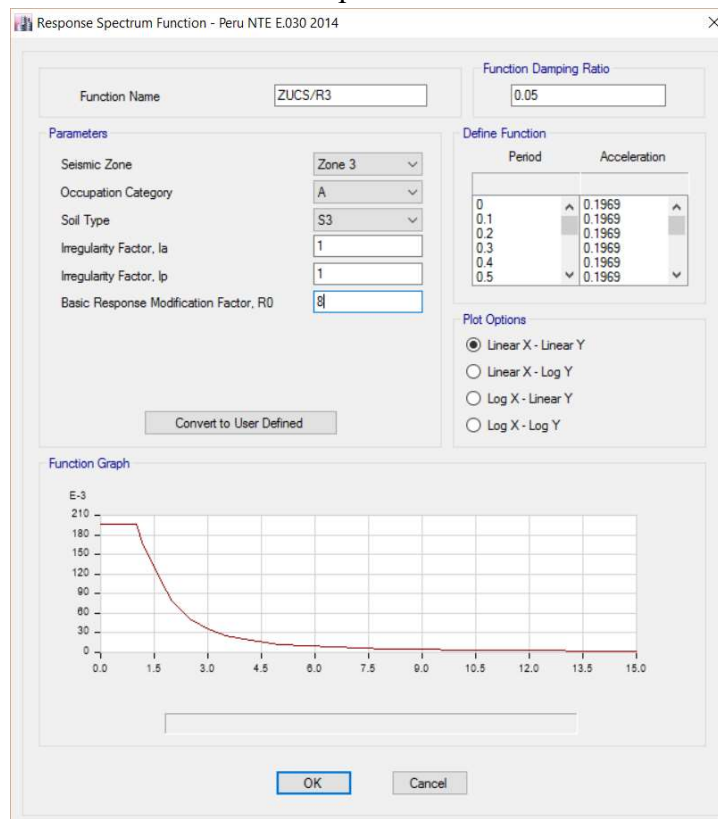
T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.225
0.02	2.5	0.225
0.04	2.5	0.225
0.06	2.5	0.225
0.08	2.5	0.225
0.1	2.5	0.225
0.12	2.5	0.225
0.14	2.5	0.225
0.16	2.5	0.225
0.18	2.5	0.225
0.2	2.5	0.225
0.25	2.5	0.225
0.3	2.5	0.225
0.35	2.5	0.225
0.4	2.5	0.225
0.45	2.5	0.225
0.5	2.5	0.225
0.55	2.5	0.225
0.6	2.5	0.225
0.65	2.5	0.225
0.7	2.5	0.225
0.75	2.5	0.225
0.8	2.5	0.225
0.85	2.5	0.225
0.9	2.5	0.225
0.95	2.5	0.225
1	2.5	0.225
1.6	1.5625	0.140625
2	1	0.09
2.5	0.64	0.0576
3	0.444444	0.04
4	0.25	0.0225
5	0.16	0.0144
6	0.111111	0.01
7	0.081633	0.00734694
8	0.0625	0.005625
9	0.049383	0.00444444
10	0.04	0.0036



**Figura 5.31** Cálculo Manual del Espectro de Diseño-Sistema Dual.



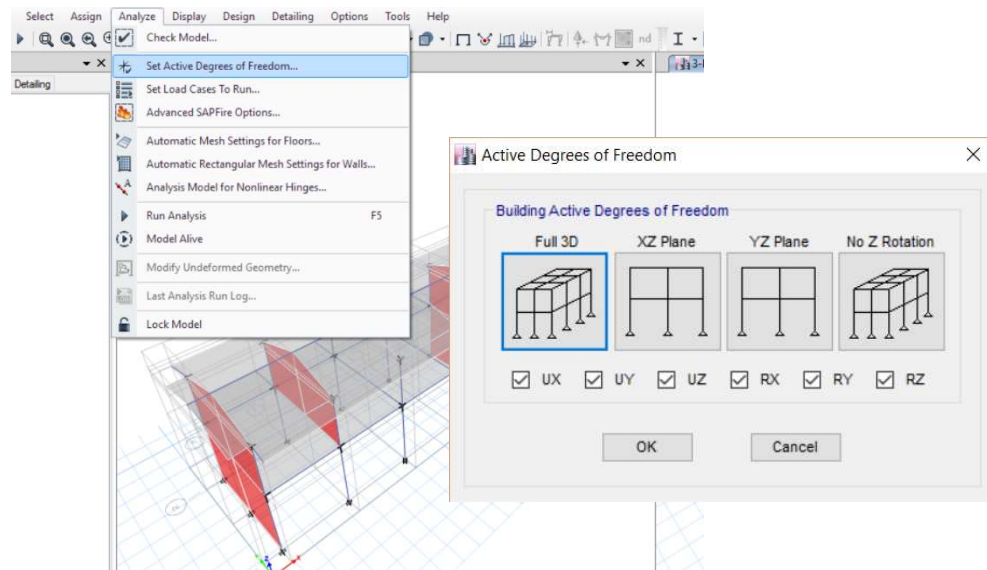
**Figura 5.32** Ruta de acceso al comando de generación de la función espectral.



**Figura 5.33** Cálculo e incorporación Automática del Espectro de diseño en ETABS.

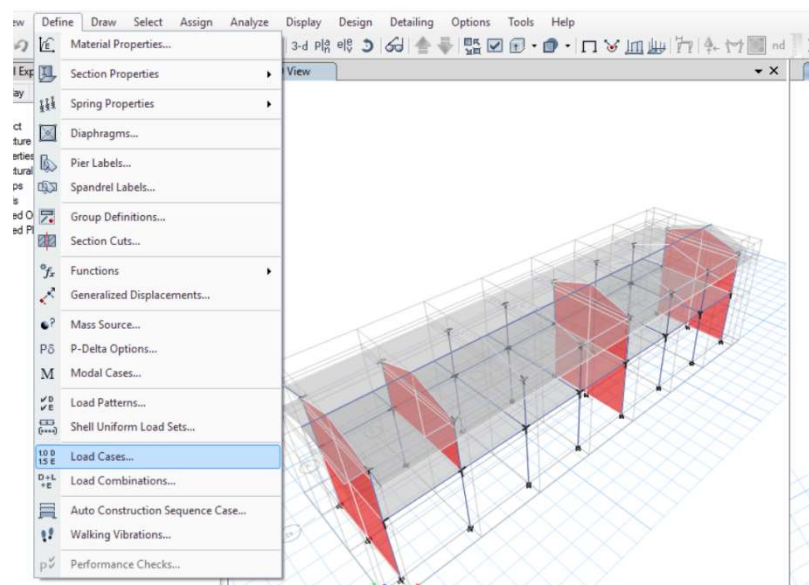
### 5.1.7 CONSIDERACIONES FINALES DEL MODELAMIENTO

Previo al inicio del análisis computacional, es necesario activar los grados de libertad del sistema, para ello seguiremos la ruta “*Analyze/Set Active Degrees of Freedom...*” que abre la ventana “*Active Degrees of Freedom*” donde seleccionaremos la opción Full 3D, como se muestra en la figura 5.34.



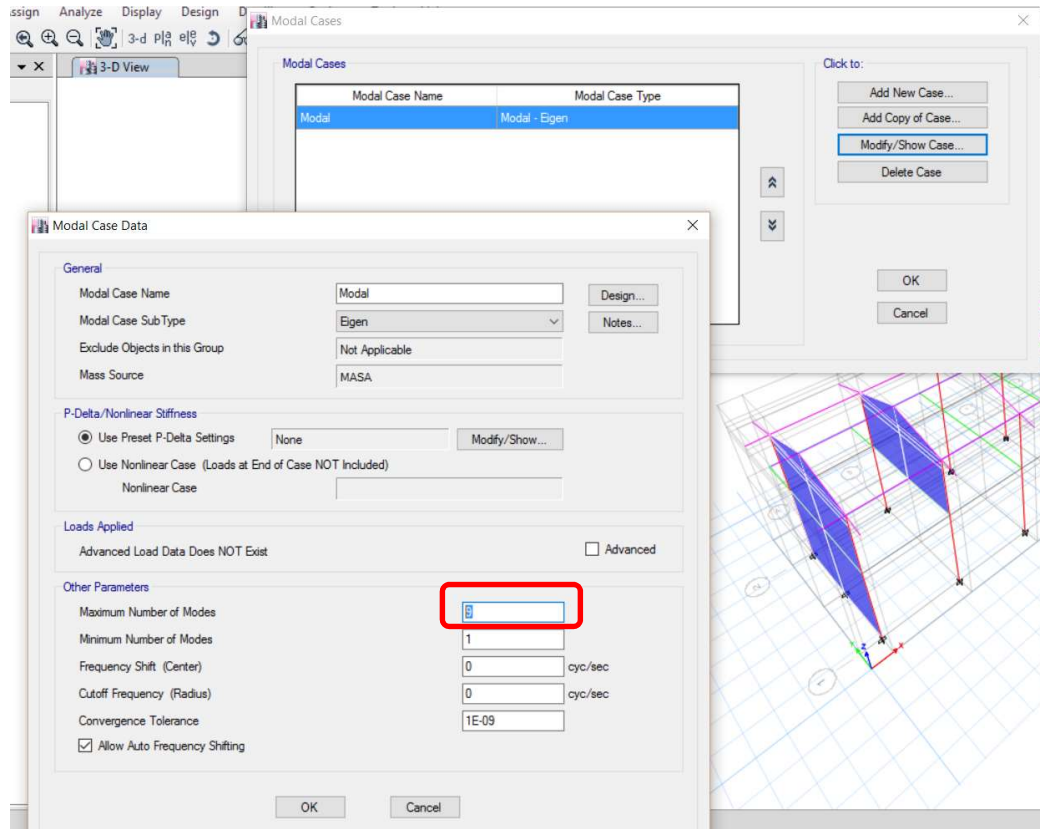
**Figura 5.34** Ruta de Acceso para definir grados de libertad.

Uno de los pasos finales será la definición de los casos de Análisis Modal, por lo que el programa ETABS nos ejecutará tantos números de casos como nos parezca conveniente, sugiriendo un total de 3 casos por nivel de la estructura.



**Figura 5.35** Ruta de Acceso para definir los casos de análisis modal.

Siguiendo la ruta “*Define/Modal Case...*” en la ventana “**Modal Cases**” seleccionamos el caso Modal y damos clic en el botón “*Modify/Show Case...*” abriendo la ventana “**Modal Case Data**” colocaremos el número de casos modales como se indica en la figura 5.36.



**Figura 5.36** Definición del Caso Modal.

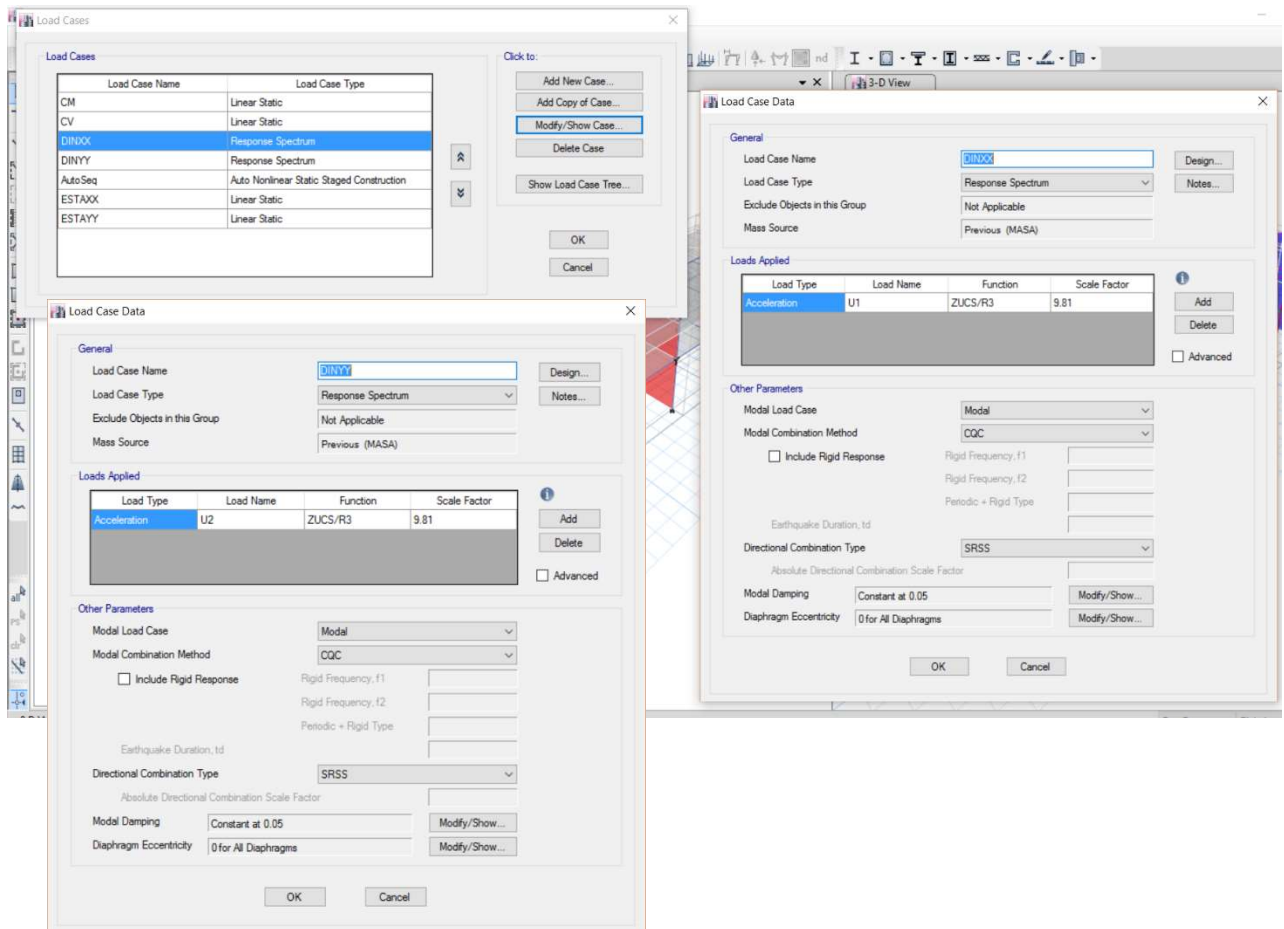
### 5.1.8 CASOS DE CARGA DINÁMICOS

Para calcular las respuestas dinámicas de la estructura, estableceremos los casos de carga que incorporen el espectro de diseño calculado en el ítem 5.1.6. La ruta a seguir para definir estos casos de carga se muestra en la figura 5.37.

Asignaremos dos casos nombrados como DINXX & DINYY que serán los sismos en cada dirección de la estructura tomando la función definida del espectro de diseño.

Seguiremos la ruta “*Define/Load Cases...*” y en la ventana “**Load Cases**” daremos clic en el botón “*Add New Case..*” como se muestran en la figura 5.37.





**Figura 5.37** Definición de los casos de carga dinámico.

## 5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO

El cortante estático en la Base,  $V$ , del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la fórmula 3.6 que mostramos a continuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad \text{ec. 3.6}$$

Teniendo en cuenta en todo momento de que,

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad \text{ec. 5.2}$$

Detallaremos el procedimiento a seguir para determinar el Cortante estático en la base mediante la ayuda del programa ETABS

## 5.2.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

### a) Período Fundamental, T.

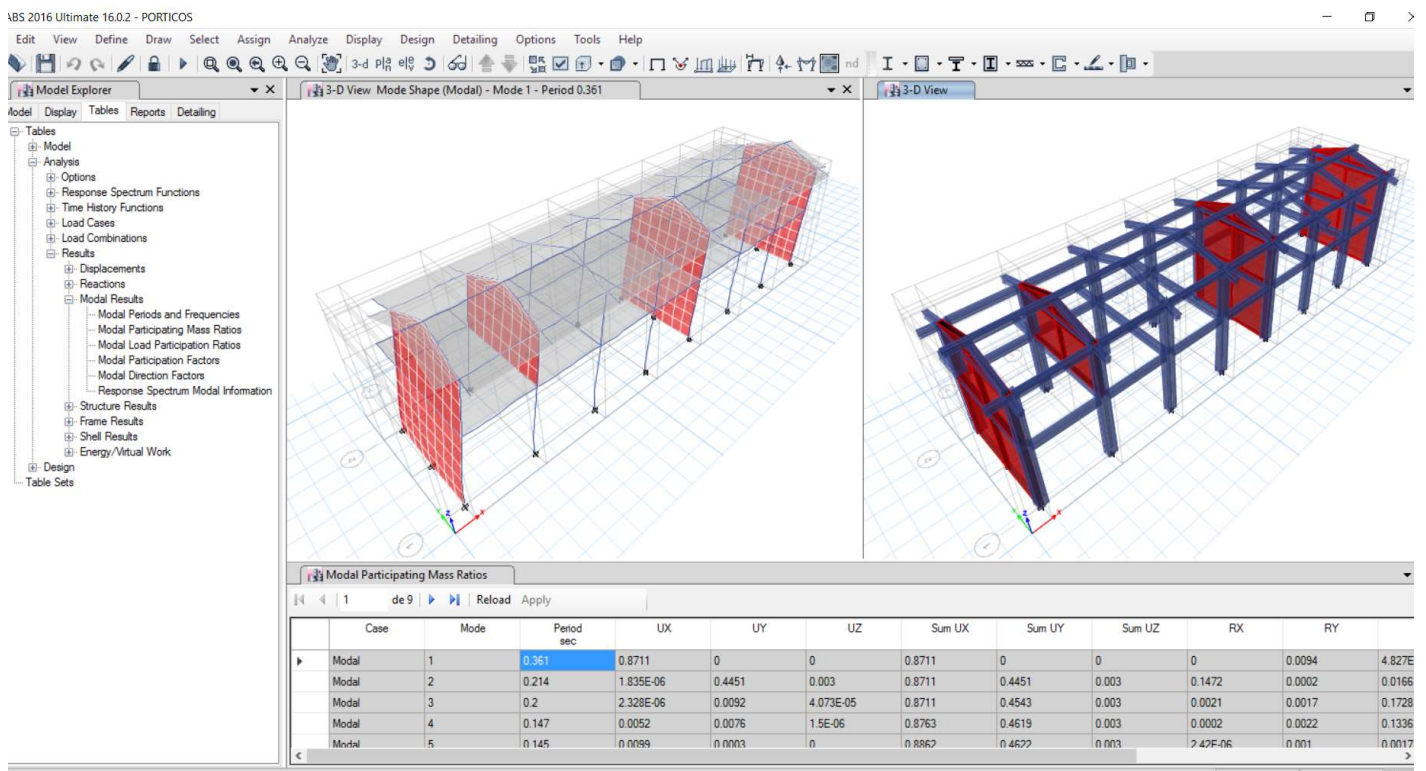
Manualmente, el artículo 4.5.4 de la E.030 nos da la siguiente fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{ec. 5.3}$$

Donde:  $C_T=35$ , edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado sin muros de corte.

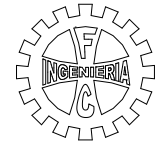
$$T_{portico} = \frac{8.45}{35} = 0.241$$

En el programa podemos visualizar el período fundamental, T, de la estructura mediante la Tabla “*Modal Participating Mass Ratios*”, que se muestra en la figura 5.38



**Figura 5.38** Formas Modales y Tabla de PPMM y períodos Fundamentales – Sistema Pórticos.

Aceptaremos el valor  $T=0.361$  del programa por ser un cálculo más exacto.



**b) Factor de Amplificación, C.**

Según el artículo 2.5 de la E.030, los valores varían según al fórmula 3.7, que depende de las condiciones locales del terreno, estableciendo los siguientes límites,

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 * \left( \frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \quad \text{ec. 3.7}$$

De la tabla N° 4 de la E.030 obtenemos los valores para  $T_p$  y  $T_L$ .

Tabla N° 4 PERÍODOS "T <sub>p</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

De acuerdo a los valores de la tabla y la primera condición de la ecuación 3.7 se tiene:

$$T_x = T_y = 0.361 \text{ s} \leq T_p = 1.0 \text{ s}$$

$$\therefore C_x = C_y = 2.5$$

Evaluaremos la condición de la ecuación 5.2

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{8} = 0.3125 \geq 0.125 \dots OK$$

**c) Coeficiente de Cortante en la Base**

$$ZUS \frac{C}{R} = 0.35 * 1.5 * 1.2 * 0.3125$$

$$\frac{ZUCS}{R} = 0.1969$$

**d) Valor del factor exponencial de distribución  $k$ .**

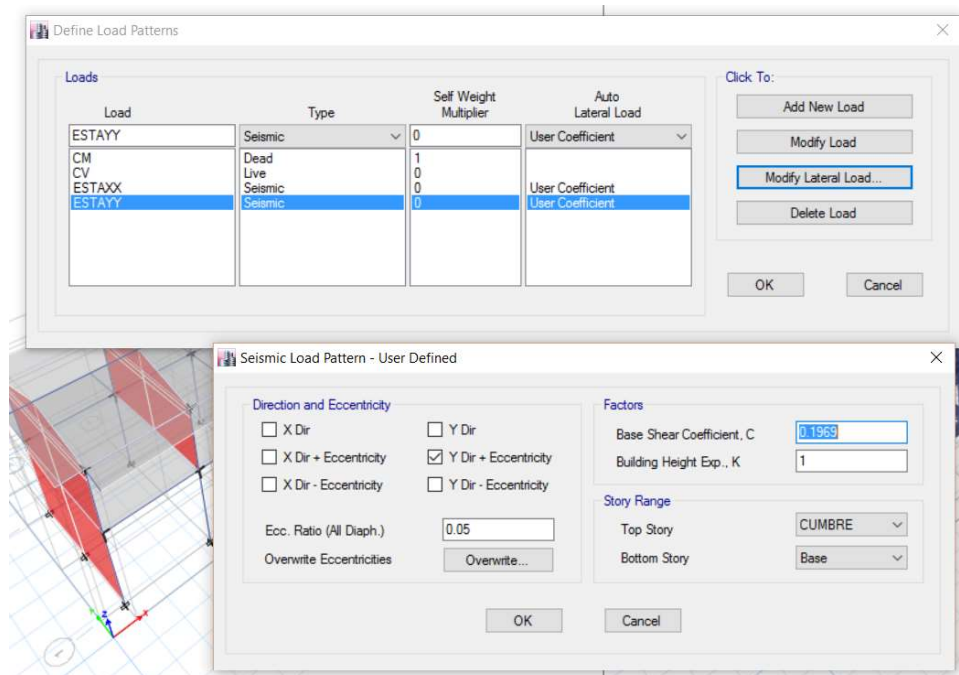
Dependiendo del período fundamental,  $T$ , del edificio el factor  $k$  es igual a:

$$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0, & T \leq 0.50s \end{cases} \quad \text{ec. 5.4}$$

Para ambas direcciones de análisis, X & Y, el período fundamental,  $T$ , es menor que 0.5s, por lo tanto:

$$k_X = k_Y = 1.0$$

En el Programa, este dato se ingresa en la ventana “Define Load Patterns” (figura 5.39), ingresando los valores de ZUCS/R en **Base Shear Coefficient**,  $C$  además del valor  $k$ .



**Figura 5.39** Definición completa de la fuerza Horizontal Estática.

**e) Cortante en la Base**

Primeramente calcularemos el peso sísmico efectivo; en el programa, se visualiza en “Tables/Model/Structure Data/Mass Summary/Mass Summary by Story”. Aquí podemos ver las masas sísmicos efectivos calculados para cada nivel. Realizando una sumatoria (excepto la Base) de dichas masas y multiplicándolo por el valor de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) tendremos el Peso del Edificio.

Mass Summary by Story

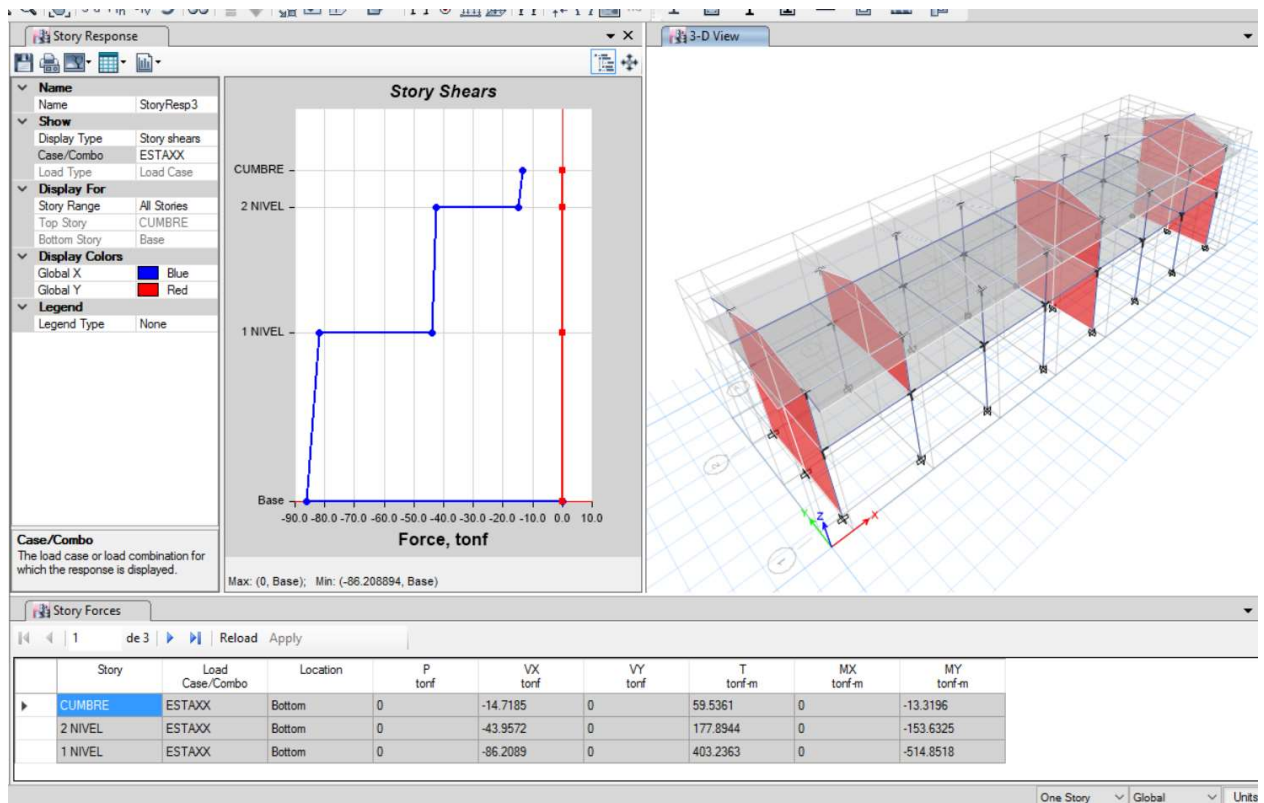
Story	UX tonf-s <sup>2</sup> /m	UY tonf-s <sup>2</sup> /m	UZ tonf-s <sup>2</sup> /m
CUMBRE	5.02811	5.02811	5.02811
2 NIVEL	9.02255	9.02255	9.02255
LOSA POST	0.85458	0.85458	0.85458
LOSA FR	3.95633	3.95633	3.95633
1 NIVEL	25.78475	25.78475	25.78475
Base	2.2221	2.2221	2.2221

**Cuadro 5.1** Masas Sísmicas Efectivas por nivel.

$$P = 44.646 \text{ ton} \cdot \frac{s^2}{m} * 9.81 \frac{m}{s^2} = 437.98 \text{ ton}$$

$$V_{EST} = \frac{ZUCS}{R} P = 0.1969 * 437.98$$

$$\therefore V_{EST} = 86.24 \text{ ton}$$



**Figura 5.40** Cortantes por Piso.

## 5.2.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL

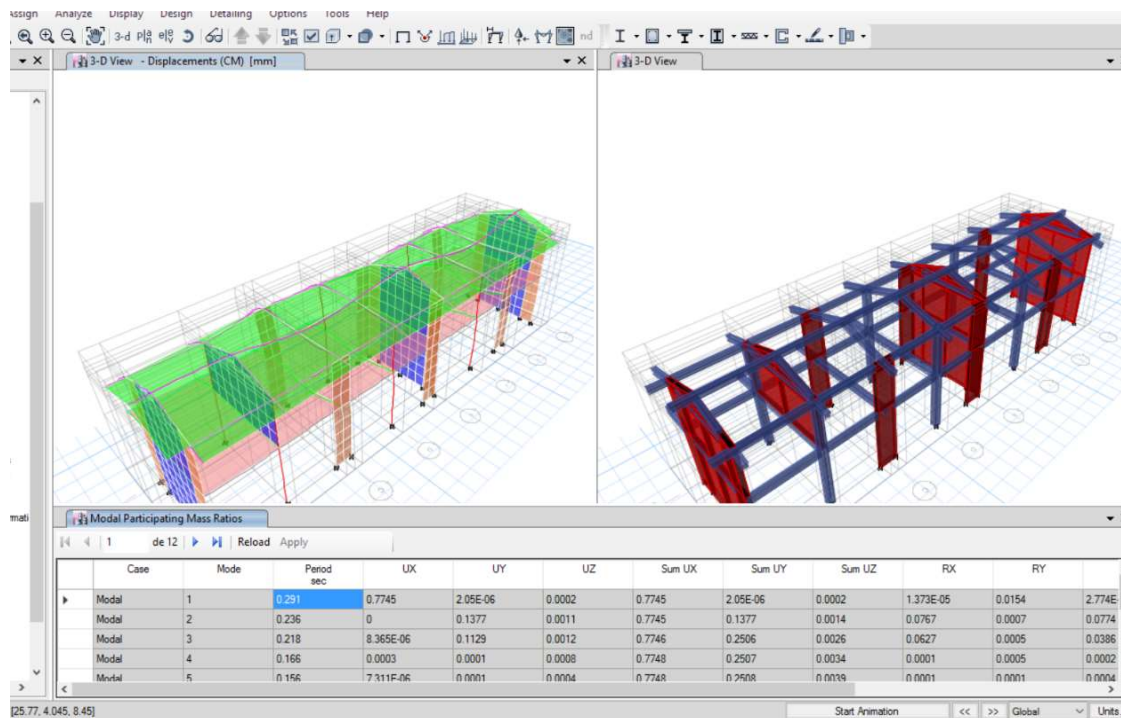
### a) Período Fundamental, T.

Para el caso de sistemas duales, de la ecuación 5.3, se tiene:

$T_T=60$ , edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

$$T_{dual} = \frac{8.45}{60} = 0.141$$

Del programa ETABS, visualizamos el período fundamental, T, mostrado en la figura 5.41



**Figura 5.41** Forma Modales y Tabla PPMM y períodos Fundamentales – Sistema Dual.

Aceptaremos el valor de  $T=0.291$  del programa por ser un cálculo más exacto.

### b) Factor de Amplificación, C.

De acuerdo a los valores de la Tabla N° 4 de la E.030 y a la primera condición de la ecuación 3.7 se tiene:

$$T_X = T_Y = 0.291 s \leq T_p = 1.0 s$$

$$\therefore C_X = C_Y = 2.5$$

Evaluaremos la condición de la ecuación 5.2

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{7} = 0.3571 \geq 0.125 \dots OK$$

**c) Coeficiente de Cortante en la Base**

$$ZUS \frac{C}{R} = 0.35 * 1.5 * 1.2 * 0.3571$$

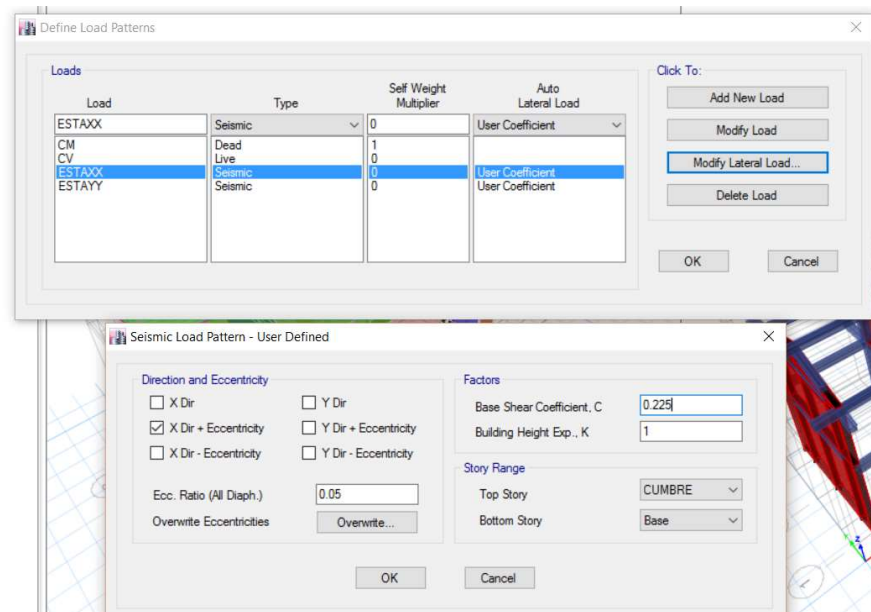
$$\frac{ZUCS}{R} = 0.2250$$

**d) Valor del factor exponencial de distribución  $k$ .**

De la ecuación 5.4, obtenemos en ambas direcciones de análisis, X & Y, el período fundamental, T, es menor que 0.5s, por lo tanto:

$$k_X = k_Y = 1.0$$

Al igual que con el sistema de pórticos, ingresamos los datos en la ventana “Define Load Patterns”.



**Figura 5.42** Definición completa de la fuerza horizontal estática – Sistema Dual.

**e) Cortante en la Base**

Similarmente que con el sistema de pórticos, calculamos el peso sísmico efectivo; con el programa, en el cuadro "Tables/Model/Structure Data/Mass Summary/Mass Summary by Story". Obviamos la Base.

Mass Summary by Story

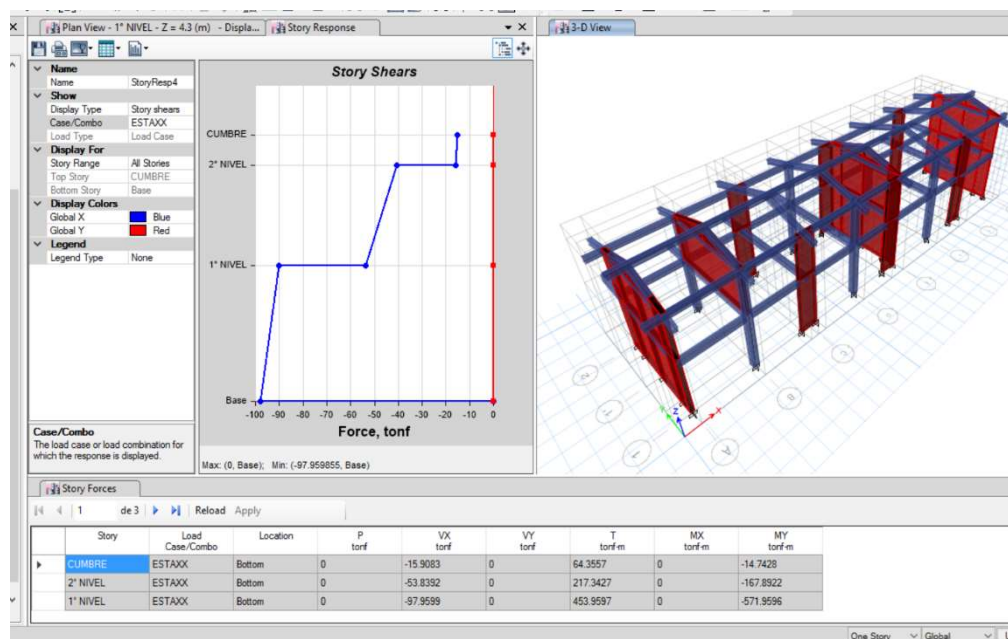
Story	UX tonf-s <sup>2</sup> /m	UY tonf-s <sup>2</sup> /m	UZ tonf-s <sup>2</sup> /m
CUMBRE	4.72683	4.72683	4.72683
aux	0.40697	0.40697	0.40697
2° NIVEL	7.79514	7.79514	7.79514
LOSA POST	1.00723	1.00723	1.00723
LOSA ANTER	5.21794	5.21794	5.21794
1° NIVEL	25.35874	25.35874	25.35874
Base	1.10398	1.10398	1.10398

**Cuadro 5.2** Masas Sísmicas Efectivas por nivel -Sistema Dual

$$P = 44.513 \text{ ton} \cdot \frac{s^2}{m} * 9.81 \frac{m}{s^2} = 436.67 \text{ ton}$$

$$V_{EST} = \frac{ZUCS}{R} P = 0.2250 * 436.67$$

$$\therefore V_{EST} = 98.25 \text{ ton}$$



**Figura 5.43** Cortantes por Piso-Sistema Dual.



### 5.3 ANÁLISIS DINÁMICO

El cortante dinámico se determina con la incorporación de un espectro de diseño visto en el ítem 5.1.6 que combinando todos los efectos producidos por las formas modales mediante métodos conocidos de combinación modal se logra obtener un valor para el cortante en la base. Los casos de carga dinámicos (visto en el ítem 5.1.8) deben estar establecidos para el cálculo.

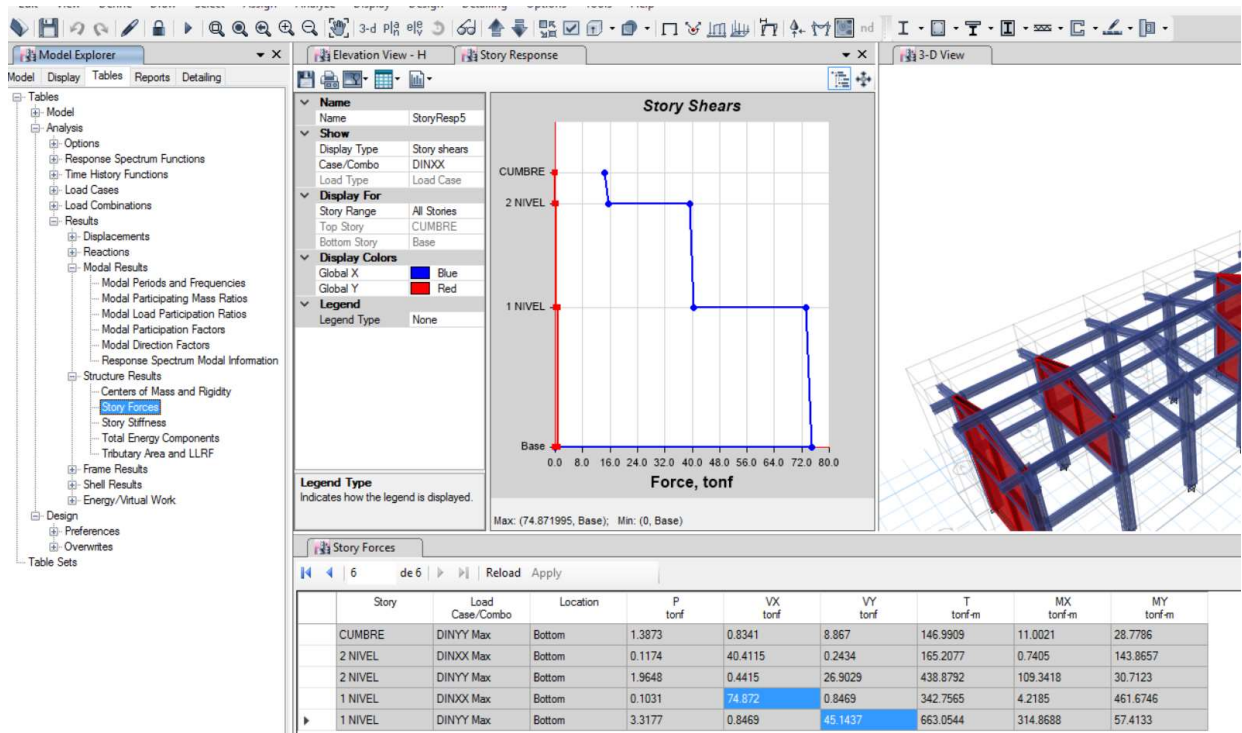
Después de haber ejecutado el análisis, se procede con la visualización del Cortante Dinámico mediante Tablas, siendo la tabla “Story Forces” la que usamos para este propósito.

#### 5.3.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

Del programa ETABS, obtenemos los siguientes resultados según la dirección de análisis:

Dirección de Análisis	Cortante Basal Dinámico $V_{din}$
XX	74.87 ton
YY	45.14 ton

**Cuadro 5.3** Cortante Basal Dinámico – Sistema de Pórticos.



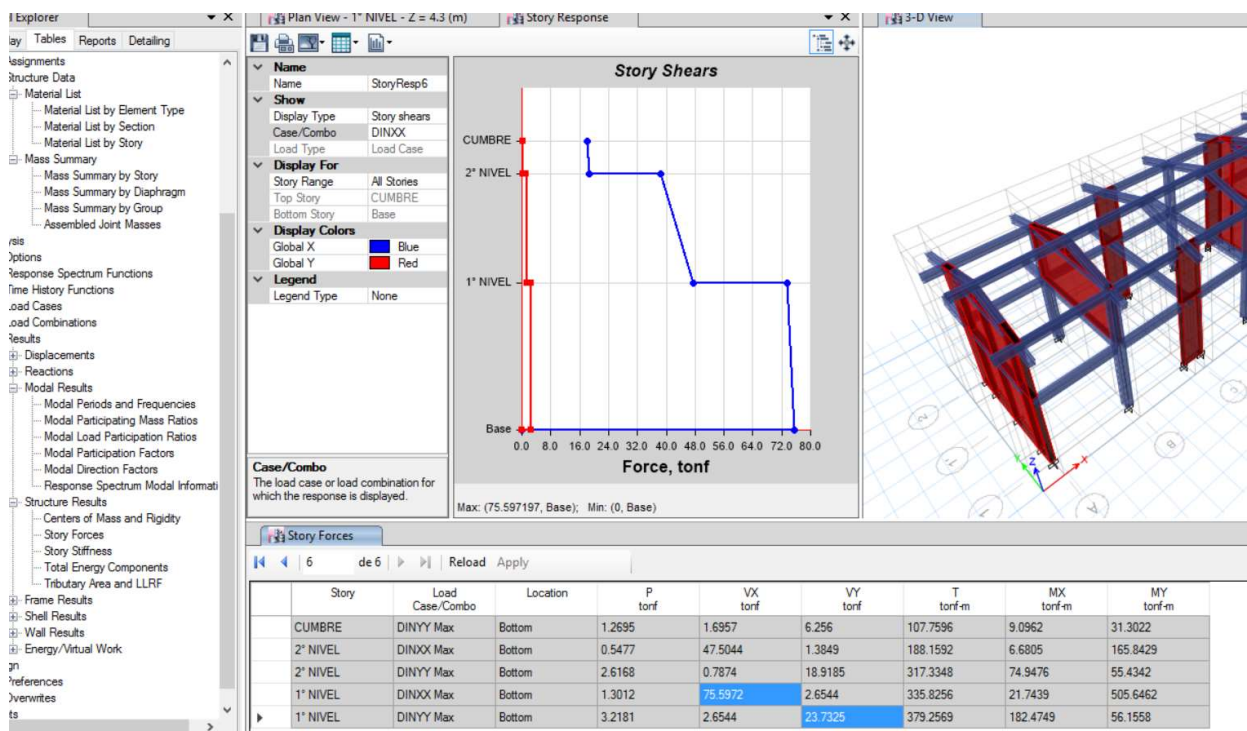
**Figura 5.44** Obtención de valores del Cortante Basal Dinámico.

### 5.3.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL

Del programa ETABS se obtiene:

Dirección de Análisis	Cortante Basal Dinámico $V_{din}$
XX	75.60 ton
YY	23.73 ton

**Cuadro 5.4** Cortante Basal Dinámico – Sistema Dual.

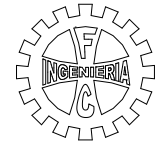


**Figura 5.45** Obtención de valores del Cortante Basal Dinámico-Sistema Dual.

### 5.4 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO – NTE E.030

En ETABS, los desplazamientos son obtenidos de manera visual y en tablas y, las derivas de piso, que son desplazamientos relativos de cada piso.

Para tener la seguridad de que nuestro edificio o construcción sea lo suficientemente rígido ante fuerzas laterales, esto es, que no se presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, el artículo 5.1 de la E.030 indica:



Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por  $R$  los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de  $C/R$  indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

De acuerdo con lo indicado,

$$\Delta_{inelástico-i} = \begin{cases} 0.75R\Delta_{elástico} & \text{ESTRUC. REGULAR} \\ R\Delta_{elástico-i} & \text{ESTRUC. IRREGULAR} \end{cases}$$

Valores que de acuerdo con la tabla N°11 del artículo 5.2, que para estos ejemplos de sistemas estructurales de concreto, deben ser menores a 0.007.

<b>Tabla N° 11</b>	
<b>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i / h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

ec. 5.5

Para ubicar las derivas elásticas en el programa usaremos la ruta en el Model Explores “*Tables/Analysis/Results/Displacements/Story Drifts*”. Y de manera gráfica debemos seguir la ruta “*Display/Story Response Plots...*”

Adicionalmente, la separación,  $s$ , entre construcciones adyacentes debe ser de por lo menos lo indicado en el artículo 5.3.

$$s = \text{máx} \left\{ 0.6h; \frac{2}{3} \delta_n; 3 \right\} [cm]$$



### 5.4.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

El cuadro 5.5 muestra las derivas elásticas calculadas por el ETABS, seguidamente del cuadro 5.6 que muestra el cálculo de las derivas inelásticas calculadas teniendo en cuenta lo indicado por la norma E.030.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	Z <sub>m</sub>
CUMBRE	DINXX Max	X	0.000876	32	29.895	4.045	8.45
2 NIVEL	DINXX Max	X	0.001091	26	5.145	4.045	7.5
1 NIVEL	DINXX Max	X	0.000979	16	29.895	7.17	4.3

**Cuadro 5.5** Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección X.

Piso	Altura m	Derivas elásticas	0.75R	Derivas inelásticas	Deriva límite
1 Nivel	4.3	0.000979	6	0.00587	0.007

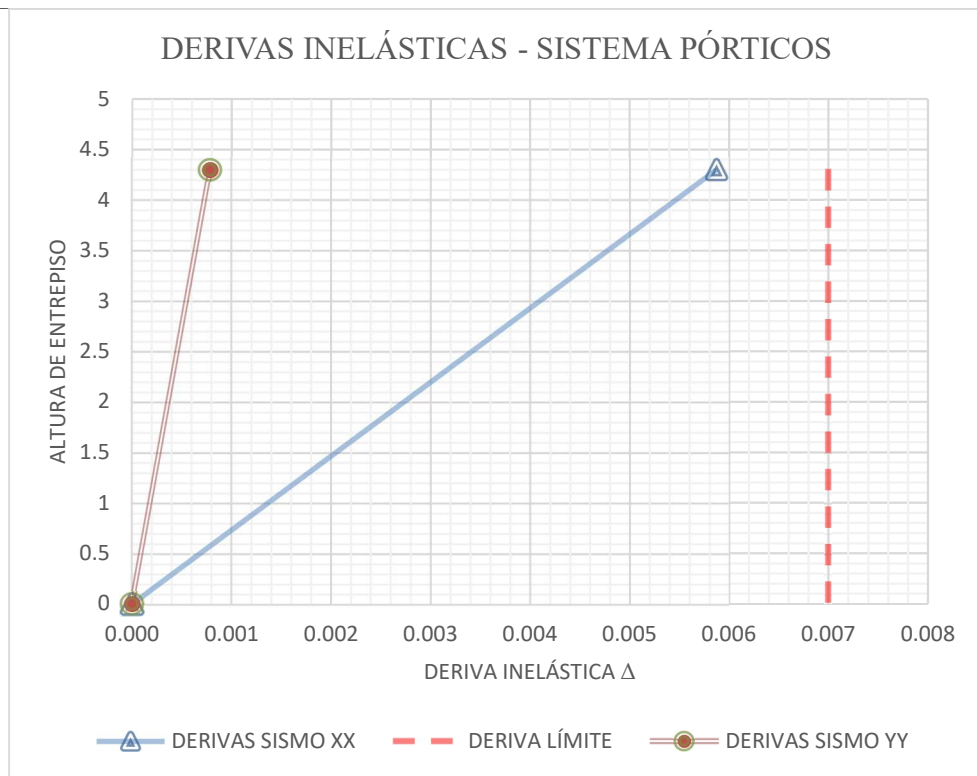
**Cuadro 5.6** Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección X.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	Z <sub>m</sub>
CUMBRE	DINYY Max	Y	3.9E-05	29	17.52	4.045	8.45
2 NIVEL	DINYY Max	Y	0.000908	14	25.77	7.17	7.5
1 NIVEL	DINYY Max	Y	0.000131	32	29.895	4.045	4.3

**Cuadro 5.7** Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección Y.

Piso	Altura m	Derivas elásticas	0.75R	Derivas inelásticas	Deriva límite
1 Nivel	4.3	0.000131	6	0.00079	0.007

**Cuadro 5.8** Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección Y.



**Figura 5.46** Visualización gráfica de las derivas inelásticas calculadas.

### 5.4.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL

Similar al sistema de Pórticos se muestran los resultados a continuación:

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
CUMBRE	DINXX Max	X	0.00095	47	29.895	4.045	8.45
2° NIVEL	DINXX Max	X	0.001271	44	17.52	4.045	7.5
1° NIVEL	DINXX Max	X	0.000579	39	24.57	7.17	4.3

**Cuadro 5.9** Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección X.

Piso	Altura m	Derivas elásticas	0.75R	Derivas inelásticas	Deriva límite
1 Nivel	4.3	0.000577	5.25	0.00303	0.007

**Cuadro 5.10** Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección X.

Story Drifts

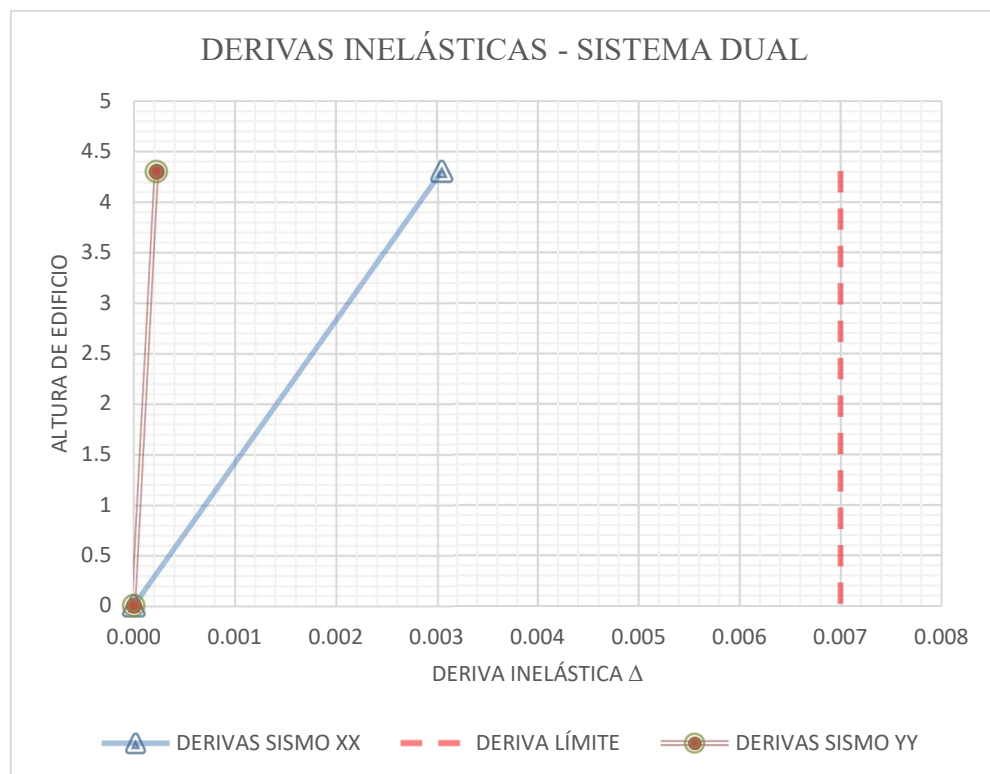
de 3 | Reload Apply

	Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
	CUMBRE	DINYY Max	Y	2.2E-05	47	29.895	4.045	8.45
▶	2° NIVEL	DINYY Max	Y	0.001272	39	24.57	7.17	7.5
	1° NIVEL	DINYY Max	Y	4.3E-05	61	29.895	6.17	4.3

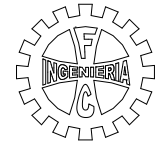
**Cuadro 5.11** Derivas elásticas, ETABS, Sismo dinámico, dirección Y.

Piso	Altura m	Derivas elásticas	0.75R	Derivas inelásticas	Deriva límite
1 Nivel	4.3	0.000043	5.25	0.00023	0.007

**Cuadro 5.12** Derivas inelásticas, para el sismo dinámico, dirección Y.



**Figura 5.47** Visualización gráfica de las derivas inelásticas calculadas.



## 5.5 ESCALAMIENTO DE FUERZAS PARA DISEÑO

Para efectos de diseño, luego de haber realizado el análisis estático y dinámico del edificio y haber realizado la verificación de la rigidez, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido mediante ADME (Análisis Dinámico Modal Espectral – art.4.6) debe ser igual a por lo menos como se indica en el artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

De acuerdo con lo indicado, se tienen las siguientes reglas para escalar el cortante dinámico en la base a los porcentajes mínimos establecidos, entonces:

$$V_{DISEÑO} \geq \begin{cases} 0.80V_{EST}, & \text{ESTR.REGULAR} \\ 0.90V_{EST}, & \text{ESTR.IRREGULAR} \end{cases}$$

De acuerdo con nuestro modelo, el edificio es totalmente regular tanto en planta como en altura.

### 5.5.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

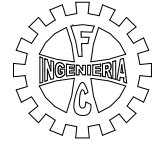
Dirección	V <sub>DIN</sub> (ton)	V <sub>EST</sub> (ton)	80%V <sub>EST</sub> (ton)	0.8V <sub>EST</sub> /V <sub>DIN</sub>	F.E.
XX	74.87	86.24	68.99	0.92	1.00
YY	45.14	86.24	68.99	1.52	1.52

**Cuadro 5.11** Cálculo de factor de Escala para diseño.

### 5.5.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL

Dirección	V <sub>DIN</sub> (ton)	V <sub>EST</sub> (ton)	80%V <sub>EST</sub> (ton)	0.8V <sub>EST</sub> /V <sub>DIN</sub>	F.E.
XX	75.60	98.25	78.60	0.92	1.04
YY	23.73	98.25	78.60	1.52	3.31

**Cuadro 5.12** Cálculo de factor de Escala para diseño.



Dichos factores de escala se usarán al momento de realizar las combinaciones de carga indicados en la sección 9.2 de la Norma E.060, donde se indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas de los elementos resistentes.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm FE*CS$$

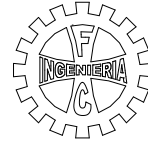
$$U = 0.9 CM \pm FE*CS$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

Donde "CM" es carga muerta, "CV" es carga viva, "CS" es carga de sismo, "CE" es el empuje lateral de los suelos y "CL" es la carga debida a la presión de los líquidos Y "FE" es el factor de escala calculado en este apartado.





# **Capítulo: VI**

## **ANÁLISIS COMPARATIVO**



## CAPÍTULO VI

### ANÁLISIS COMPARATIVO

#### 6.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO

##### a) Período Fundamental, T.

Sistema Estructural	T	Observación
Pórticos	0.361	
Dual	0.291	Más rígido

**Cuadro 6.1** Resumen de valores de Período Fundamental.

El sistema dual al tener un período fundamental menor, es más rígido; por lo tanto, puede soportar mayores aceleraciones del suelo y mayores fuerzas laterales.

##### b) Cortante Basal Estático, $V_{EST}$

Sistema Estructural	$V_{EST}$	Observación
Pórticos	86.24 ton	
Dual	98.25 ton	14% mayor que el de pórticos

**Cuadro 6.2** Resumen de valor de Cortante Basal Estático.

El sistema Dual, siendo más rígido, soporta mayor fuerza cortante debido a que puede soportar mayores aceleraciones sísmicas, por lo que como veremos más adelante, es necesario limitar los desplazamientos del primer entrepiso.

#### 6.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

##### a) Cortante Basal Dinámico, $V_{DIN}$

Sistema Estructural	$V_{DIN}$ XX	$V_{DIN}$ YY	Observación
Pórticos	74.87 ton	45.14 ton	Mayor $V_{DIN}$ en Y
Dual	75.60 ton	23.73 ton	Menor $V_{DIN}$ en Y

**Cuadro 6.3** Resumen de valor de Cortante Basal Dinámico.



En el sentido "X", el sistema Dual soporta una cortante sísmica similar a la del sistema de Pórticos, deduciendo que se ha logrado similar rigidez en la dirección "X", mientras que la diferencia se aprecia en el sentido "Y", donde el sistema dual soporta un 52% de la fuerza cortante del sistema Aporticado, deduciendo una menor participación de masas en su modo de vibración principal.

**b) Derivas de Entrepiso,  $\Delta_{inelástico}$  y desplazamientos.**

		Sist. Pórticos		Sist. Dual	
Piso	Altura m	$\Delta$ inelástico XX	$\Delta$ inelástico YY	$\Delta$ inelástico XX	$\Delta$ inelástico YY
1 Nivel	4.3	0.00587	0.00079	0.00303	0.00023

**Cuadro 6.4** Resumen de valor de Derivas de Entrepiso.

Apreciamos que tomando como referencia el diafragma rígido del edificio, las derivas del primer nivel del sistema dual son en el sentido "X" el 52% y en el sentido "Y" el 30% de las derivas del sistema Aporticado, asegurando la rigidez y estabilidad del edificio.

		Sist. Pórticos		Sist. Dual	
Piso	Altura m	Dabs. XX	Dabs YY	Dabs XX	Dabs YY
Cumbre	8.45	9.289 mm	3.437 mm	7.452 mm	4.236 mm
2 Nivel	7.5	8.513 mm	3.455 mm	6.594 mm	4.268 mm
1 Nivel	4.3	4.218 mm	0.563 mm	2.495 mm	0.187 mm

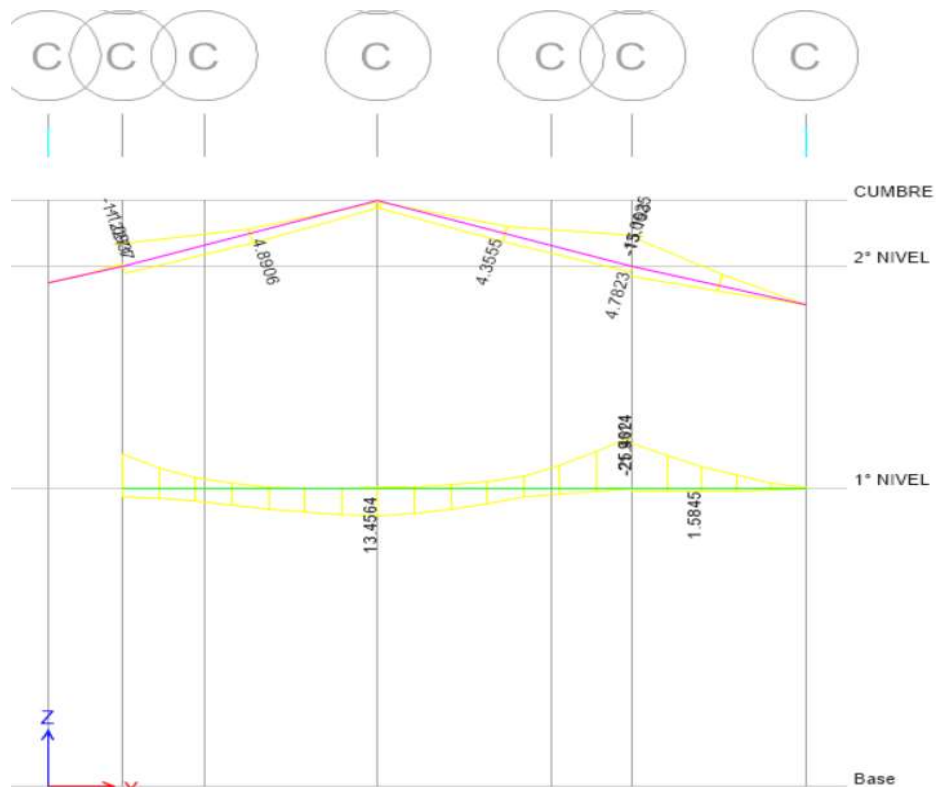
**Cuadro 6.5** Resumen de valor de desplazamientos absolutos.

Del cuadro observamos que el sistema Dual tiene menores desplazamientos absolutos en el sentido "X", que son los mayores desplazamientos. Mientras que en el sentido "Y" el desplazamiento absoluto es mucho menor sólo en el primer nivel. El sistema Dual controla mejor las deformaciones de la estructura.

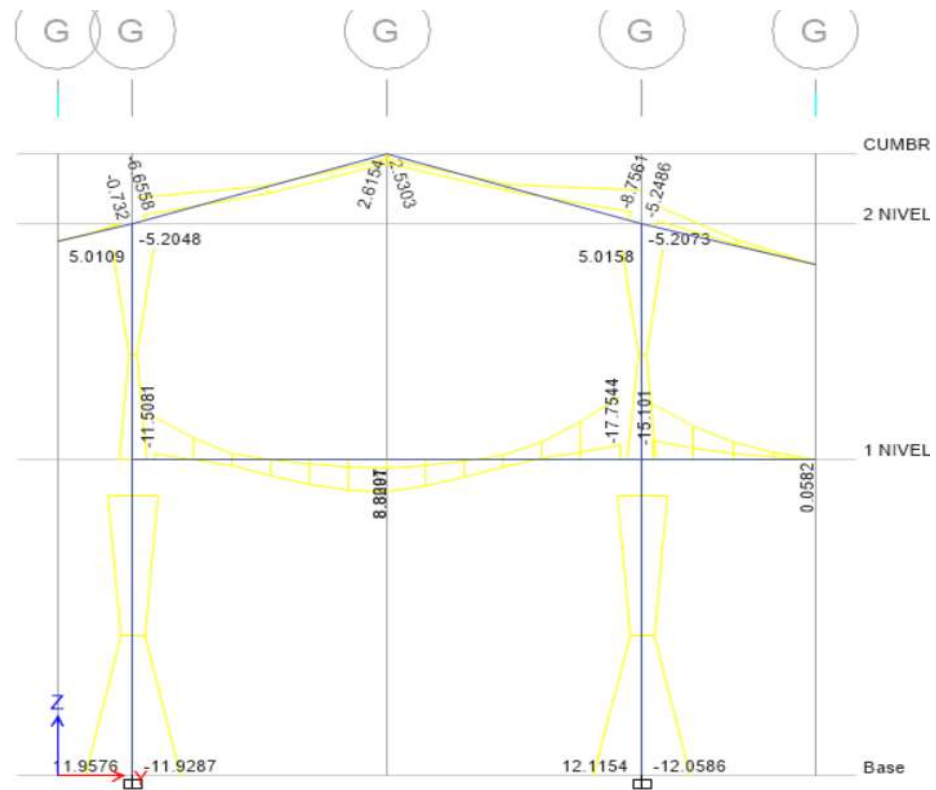
**c) Fuerzas Resultantes**



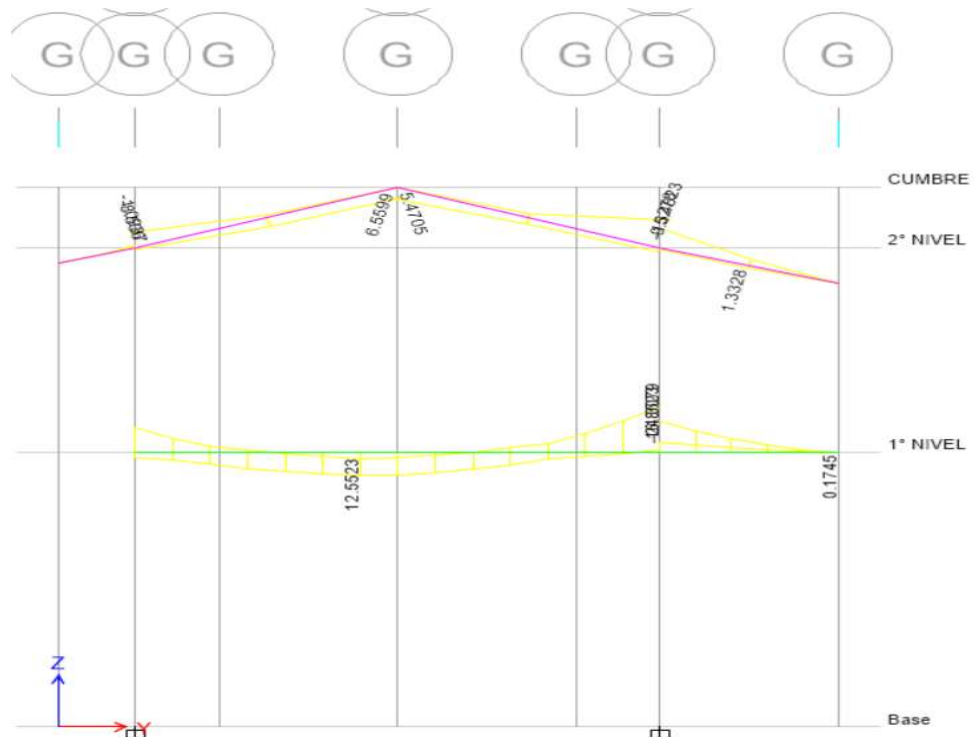
**Figura 6.1** Diagrama de Momentos eje C – Sistema Aporticado.



**Figura 6.2** Diagrama de Momentos eje C – Sistema Dual.



**Figura 6.3** Diagrama de Momentos eje G – Sistema Aporticado.



**Figura 6.4** Diagrama de Momentos eje G – Sistema Dual.



### 6.3 AREAS DE CONCRETO

	Descripción	Sistema Aporticado	Sistema Dual
1	Nº Columnas	16	6
2	Ancho columna	0.4	0.4
3	Largo columna	0.55	0.4
	Area Total Columnas (m2)	3.52	0.96
4	Nº Placas		12
5	Espesor placa		0.25
6	Largo Placa Promedio		1.0583
	Area Total Placas (m2)		3.175
7	<b>Area Total Concreto (m2)</b>	<b>3.52</b>	<b>4.14</b>

**Cuadro 6.6** Resumen de áreas de concreto proyectado.

La diferencia de áreas de 0.62 m<sup>2</sup> se puede ajustar reduciendo la longitud de la placas en el sentido "Y", y por comprobación esto no afectará los desplazamiento absolutos y las derivas de entrepiso debido a que los tres ejes donde se encuentran las placas en sentido "Y" tienen los menores desplazamientos de la estructura.

### 6.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE PÓRTICOS Y DUAL.

#### 6.4.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS

##### a) Ventajas.

- Bien diseñados y bien contruidos pueden alcanzar gran ductilidad.
- Son flexibles ante la acción de las fuerzas de inercia horizontales generadas por los movimientos sísmicos, logrados por la acción de flexión de sus elementos.
- Tienen gran libertad en la distribución de los espacios internos del edificio.
- Disipan cantidades de energía grandes debido a su ductilidad y su hiperestaticidad.



---

**b) Desventajas.**

- Presenta baja resistencia y rigidez a las cargas laterales.
- Su gran flexibilidad permite grandes desplazamientos lo cual produce daños en los elementos no estructurales.
- Se necesita columnas muy robustas para lograr mantener las derivas bajo los límites permitidos por la E.030.

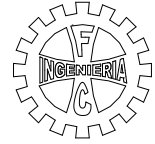
**6.4.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL**

**a) Ventajas.**

- Los muros tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores.
- Su resistencia y rigidez lateral es sustancialmente mayor al sistema de pórticos.
- Los desplazamientos son menores al de Pórticos lo cual evita daños en los elementos no estructurales.

**b) Desventajas**

- La interacción entre el sistema de pórticos y el de muros es compleja. Los muros se comportan como una viga de gran altura en voladizo.
- En los pisos superiores el muro en vez de colaborar a resistir las cargas laterales termina incrementando las fuerzas que luego los pórticos deben resistir.
- Una mala distribución puede causar concentraciones excesivas de esfuerzos en algunas zonas del edificio y una mala distribución de cargas hacia las fundaciones.



**Capítulo: VII**  
**CONCLUSIONES Y**  
**RECOMENDACIONES**





## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES

- Se ha comprobado que el edificio educacional estudiado, típico de la sierra peruana, configurado con un sistema Dual tiene un mejor comportamiento estructural que configurado con un sistema de Pórticos, evaluado frente a solicitaciones sísmicas definidos en la Norma sísmica E.030 2016, en base con las conclusiones siguientes.
- Mediante el análisis sísmico Estático para el modelo educativo estudiado se comprobó que con un sistema Dual alcanza un período fundamental,  $T=0.291s$ , siendo este un 80.6% menor que configurado con un sistema de Pórticos ( $T=0.361s$ ), soportando así el edificio con un sistema dual una mayor aceleración del suelo.
- El modelo educativo estudiado alcanza mayor rigidez mediante el sistema estructural dual, resultando en que la cortante basal ESTÁTICA es mayor que en el modelo configurado con un sistema de Pórticos, alcanzando un valor mayor de 14% sobre este último,  $V_{EST(DUAL)}=98.25ton > V_{EST(PORT)}=86.24ton$ .
- Mediante el análisis Dinámico del edificio educacional estudiado, en ambos sistemas estructurales (Dual y Pórticos) se obtuvieron valores similares de la cortante Basal en su dirección principal X ( $V_{DINXX(DUAL)}=75.60ton > V_{DINXX(PORT)}=74.87ton$ ); no obstante, se obtuvieron valores con una diferencia apreciable en la dirección principal Y ( $V_{DINY(DUAL)}=23.73ton$  y  $V_{DINY(PORT)}=45.14ton$ ), en ésta última el sistema dual alcanzó un 52% menos que en el sistema de pórticos.
- Del comportamiento estructural del edificio educacional analizado, el sistema Dual mostró menores valores de las derivas de entrepiso (un 52% menor en su dirección principal X y un 30% menor en su dirección principal Y) y menores índices de los desplazamientos absolutos



especialmente en su dirección principal X,  $D_{DUAL(CUMBRE)}=7.452\text{mm}<$   
 $D_{PORT(CUMBRE)}=9.289\text{mm}$ .

## 7.2 RECOMENDACIONES

### 7.2.1 RECOMENDACIONES GENERALES.

- A partir del trabajo realizado se recomienda extender la investigación de Estructuras diseñadas con un sistema estructural Dual o de Muros de Concreto, que ya se están usando de forma más habitual en nuestra región, y consolidar las razones por las que la norma E.030 2016 no acepta un sistema estructural de Pórticos para edificaciones de Categoría A1 y A2.
- A partir de trabajos en otras Universidades (como la Universidad Nacional de Trujillo) es recomendable realizar ensayos de laboratorio con edificios a escala, y sometiéndolas a fuerzas equivalentes de forma que se tenga una idea más clara entre sistemas estructurales de pórticos y duales.

### 7.2.2 RECOMENDACIONES ESPECIFICAS

- Cuando se configure un sistema Dual, siempre hay que estructurarlo de manera que exista una proporción adecuada de rigidez en ambos sentidos de la estructura y una distribución regular de tal manera que se evite concentraciones excesivas de esfuerzos.
- Debido a la complejidad de la interacción entre los pórticos y los muros de concreto, es muy recomendable variar iterativamente las dimensiones de los elementos estructurales mediante los sistemas computacionales (ETABS) para encontrar la mejor respuesta estructural frente a solicitaciones sísmicas.
- En un edificio educativo típico de la sierra peruana, debemos asegurarnos de darle mayor rigidez en su dirección principal de mayor longitud, por ser el más flexible, y asegurar que los valores de respuesta de derivas de entrepiso estén por debajo de los límites estipulados por la norma E.030.
- Debido a que se modeló una cobertura no plana, losa a dos aguas, con el tipo *Membrane* (ETABS2016) es necesario comprender que dicha



estructura va a tener menor rigidez en el segundo nivel por lo que sólo es necesario asegurar sus desplazamientos y deflexiones máximas para el diseño de los elementos estructurales.

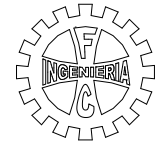
### **7.3 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.**

- Relación de Esfuerzos a nivel de Cimentación entre sistemas Estructurales de Pórticos y Duales.
- Comportamiento Estructural de losas inclinadas en edificios educativos de la Serranía en el Perú.
- Comparación del comportamiento estructural entre losas aligeradas y losas macizas, modelados en planos inclinados.
- Diseño de concreto armado y análisis de costos en un proyecto educativo con un sistema estructural Dual.



# Capítulo: VIII

## BIBLIOGRAFÍA



---

## CAPÍTULO VIII

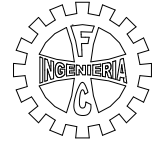
### BIBLIOGRAFÍA

#### 7.1 LIBROS

- “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco Blasco. Libro 2 de la colección del ingeniero civil – Colegio de Ingenieros del Perú, año 1997.
- “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”, American Concrete Institute, ACI committee 318, año 2008.
- “Diseño en Concreto Armado”, Roberto Morales Morales, Instituto de la Construcción y Gerencia ICG PT-06, año 2006.
- “Diseño Sismorresistente de Estructuras”, Miguel Bozzo y Alejandro Barbat, Instituto de la Construcción y Gerencia ICG PT-04, año 2008.
- “Norma Técnica de Edificación E.020 – Cargas”.
  - Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.
- “Norma Técnica de Edificación E.030 – Diseño Sismorresistente”.
  - Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2016.
- “Norma Técnica de Edificación E.050 – Suelos y Cimentaciones”.
  - Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.
- “Norma Técnica de Edificación E.060 – Concreto Armado”.
  - Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2009.
- “Análisis y diseño sísmico de edificios”, Roberto Rochel Awad, Universidad EAFIT, año 2012.

#### 7.2 MANUALES Y MANUSCRITOS.

- “Apuntes de Clase de Concreto Armado”, Mosqueira Moreno, M. 2012. Universidad Nacional de Cajamarca.
- “Apuntes del Curso de Concreto Armado 1”, OTTAZZI. Pontificia Universidad Católica del Perú, año 2006.



- “Manual de Análisis Estático y Dinámico según la NTE.030-2016”, Alex Henry Palomino Encinas. Universidad Nacional de Cajamarca, año 2016.

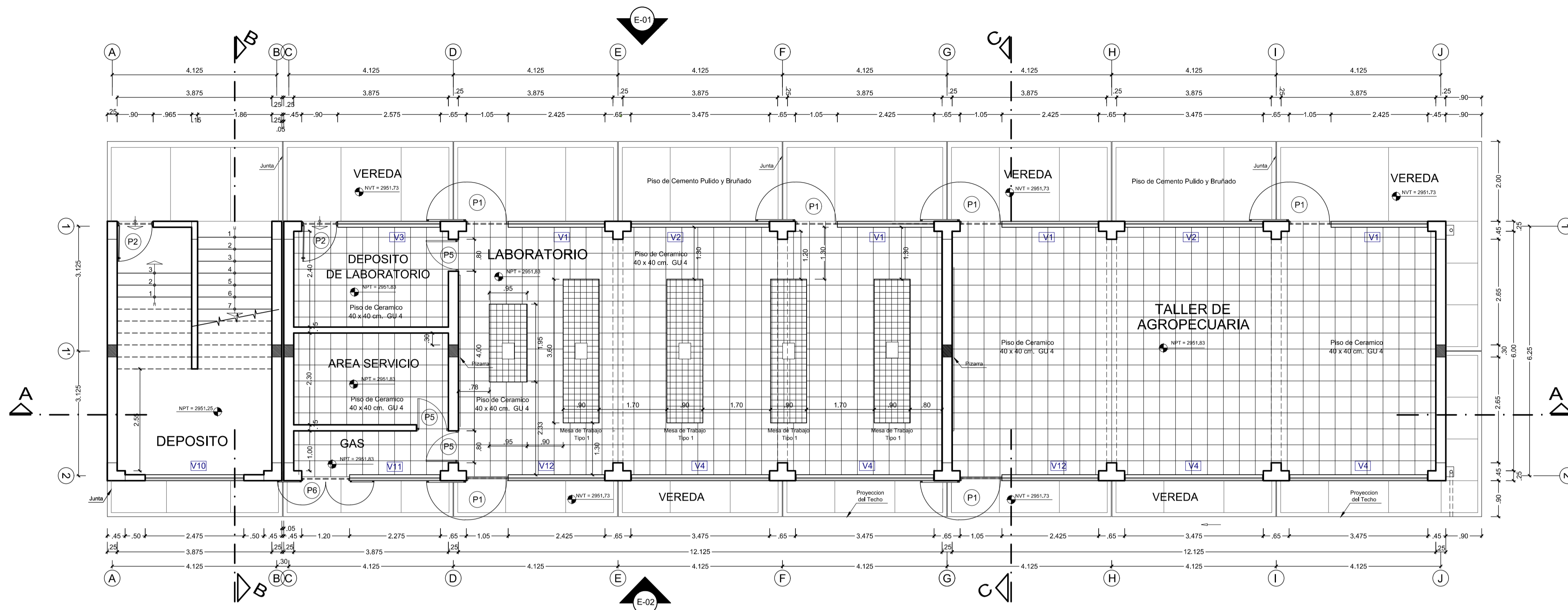
### 7.3 TESIS.

- “Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura”, Natividad Antonieta Sánchez Arévalo. Pontificia Universidad Católica del Perú. Año 2006.
- “Comparación del Comportamiento Estructural y Económico de losas colaborantes unidireccionales con losas aligeradas”, Andersson Nielser Rodríguez Chávarry. Universidad Nacional de Cajamarca. Año 2015.

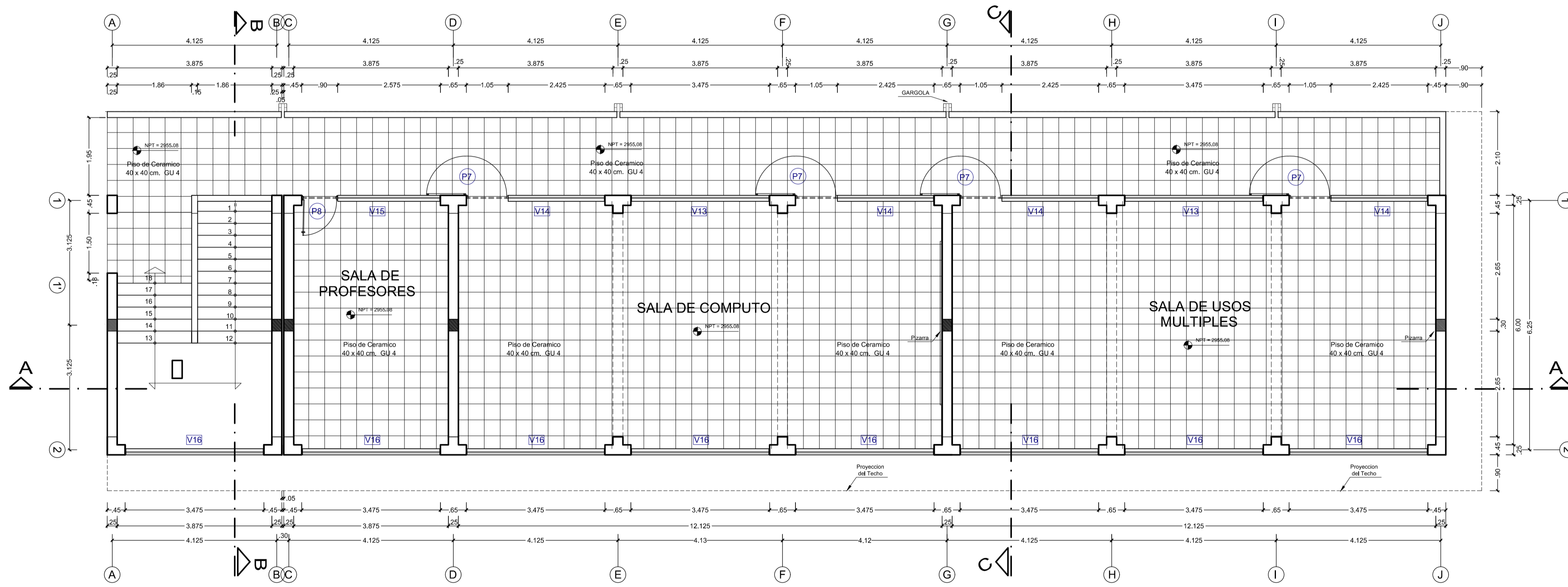


# ANEXOS

## PLANOS DE ARQUITECTURA



PRIMERA PLANTA



SEGUNDA PLANTA

CUADRO DE VANOS							
PUERTAS Y VENTANAS							
ITEM	DESC.	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	CANTIDAD	MATERIAL	DETALLES
(P1)		1.05	2.80		06	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P2)		0.90	2.80		02	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P3)		0.80	2.80		03	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P4)		1.20	2.80		01	MADERA CEDRO	Puerta de fierro y malla
(P5)		1.05	2.90		04	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P6)		0.90	2.90		01	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(V-1)		2.525	1.60	1.20	03	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-2)		3.575	1.60	1.20	02	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-3)		2.525	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-4)		3.575	1.60	1.20	03	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-5)		2.375	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-6)		3.425	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-7)		2.475	0.60	1.52	01	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-8)		2.225	1.20	1.60	01	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-9)		2.525	1.20	1.60	02	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-10)		3.575	1.70	1.20	02	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-11)		2.525	1.70	1.20	04	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-12)		3.425	1.30	1.60	02	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-13)		3.575	1.30	1.60	05	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-14)		2.375	1.70	1.20	04	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-15)		3.425	1.30	1.60	05	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro
(V-16)		3.475	1.30	1.60	19	METALICA	C/Vidrio Semitransparente Incoloro

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA - Escuela A. P. de Ingeniería Civil

TESIS: **EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS RIGIDIZADOS), EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL**

PLANO: **DISTRIBUCIÓN - SIST. PÓRTICOS**

ASESOR: **Dr. Ing. MIGUEL A. MOSQUEIRA MORENO**

BACHILLER: **QUISPE MUÑOZ, EDGAR RAÚL**

LAMINA Nº: **A - 1**

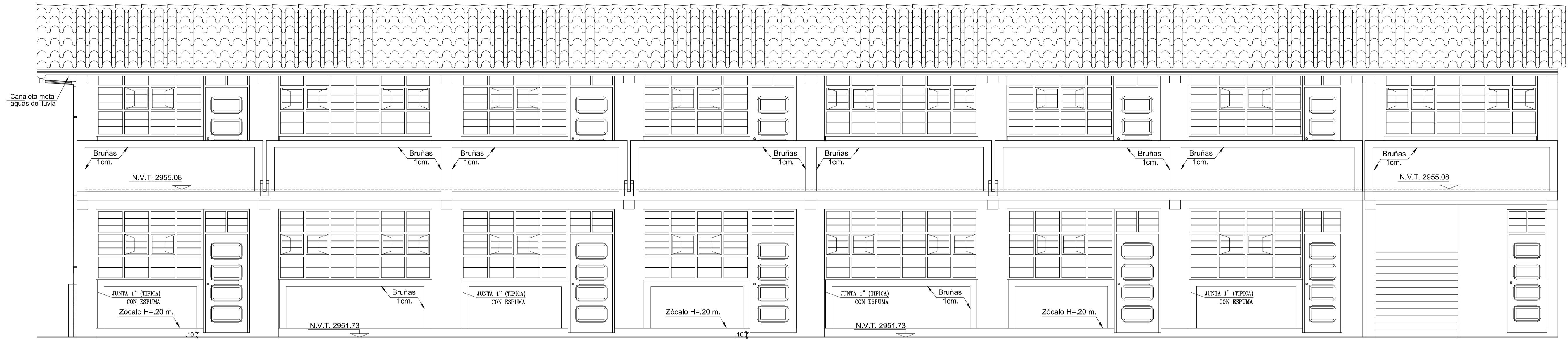
DIBUJO: **ERQM**

FECHA: **JULIO DEL 2017**

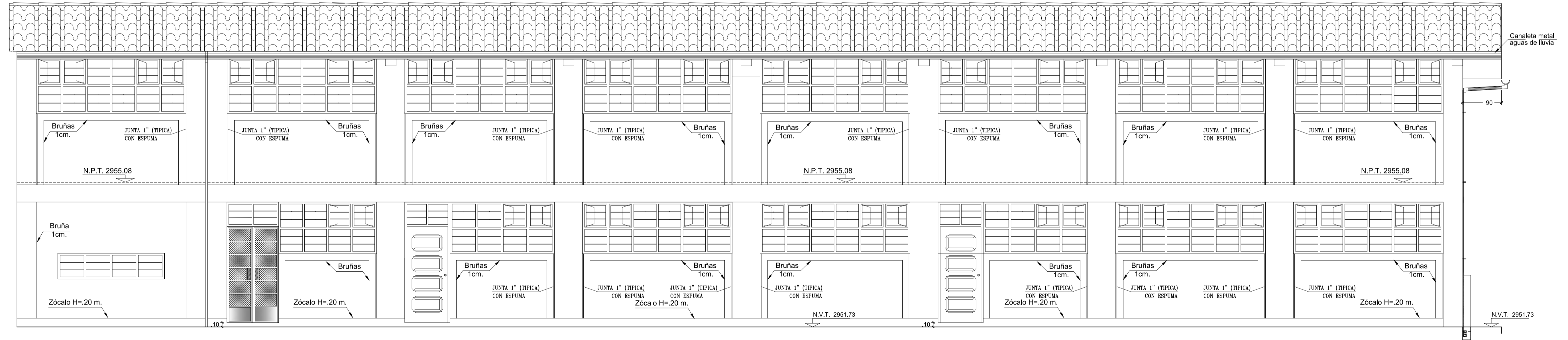
ESCALA: **1/75**

REVISION: **0**





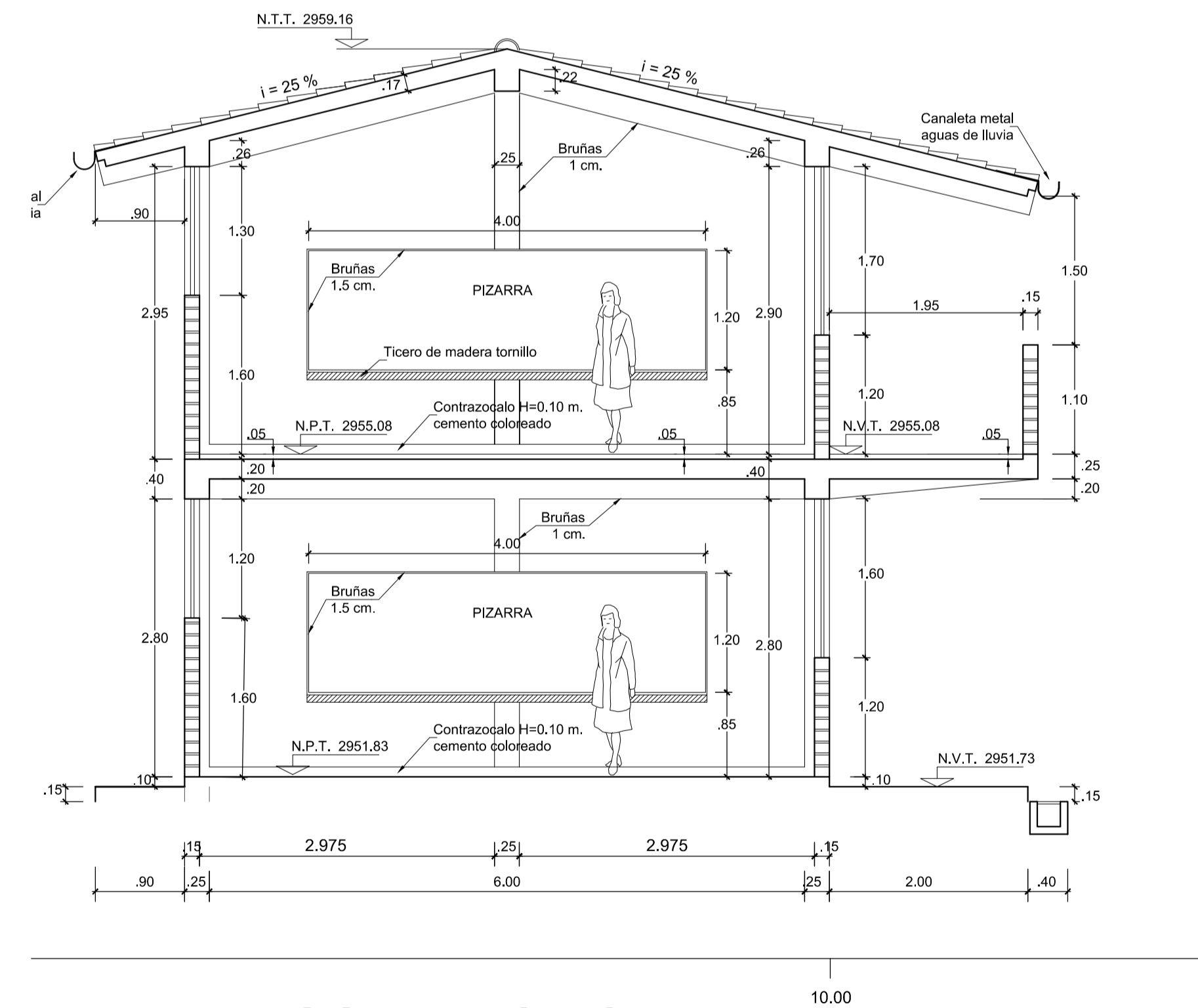
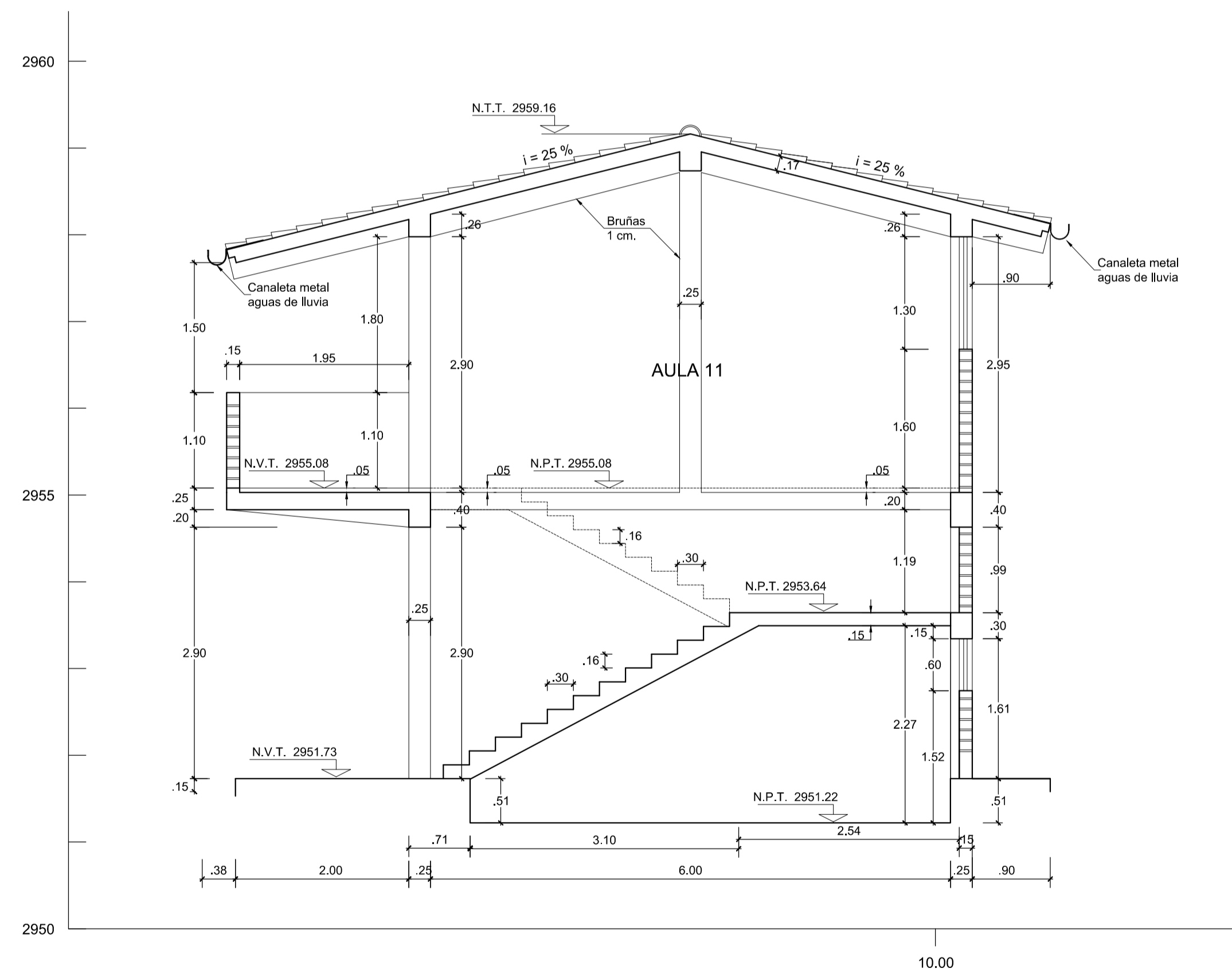
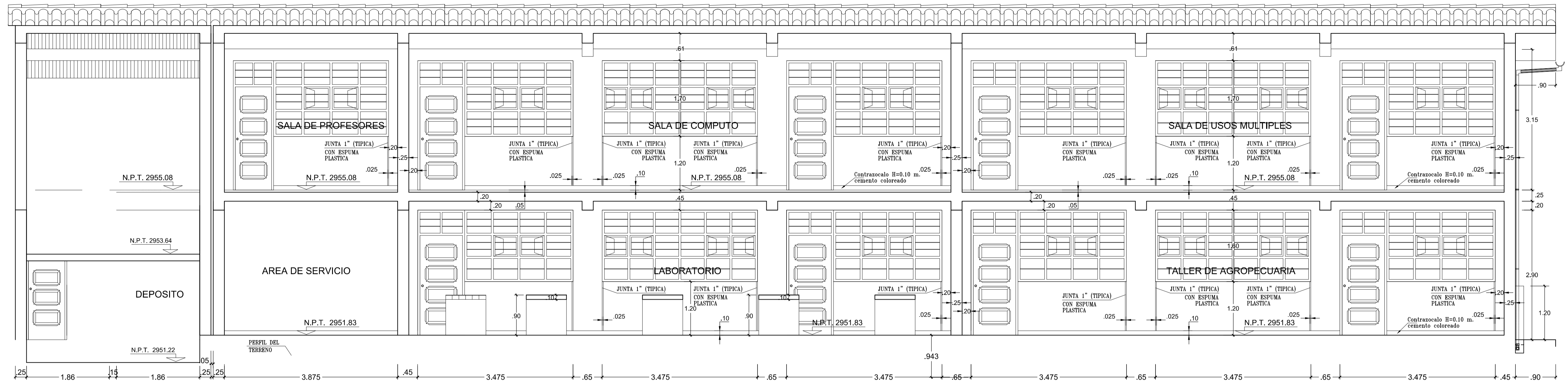
ELEVACION PRINCIPAL: E-01



ELEVACION POSTERIOR: E-02

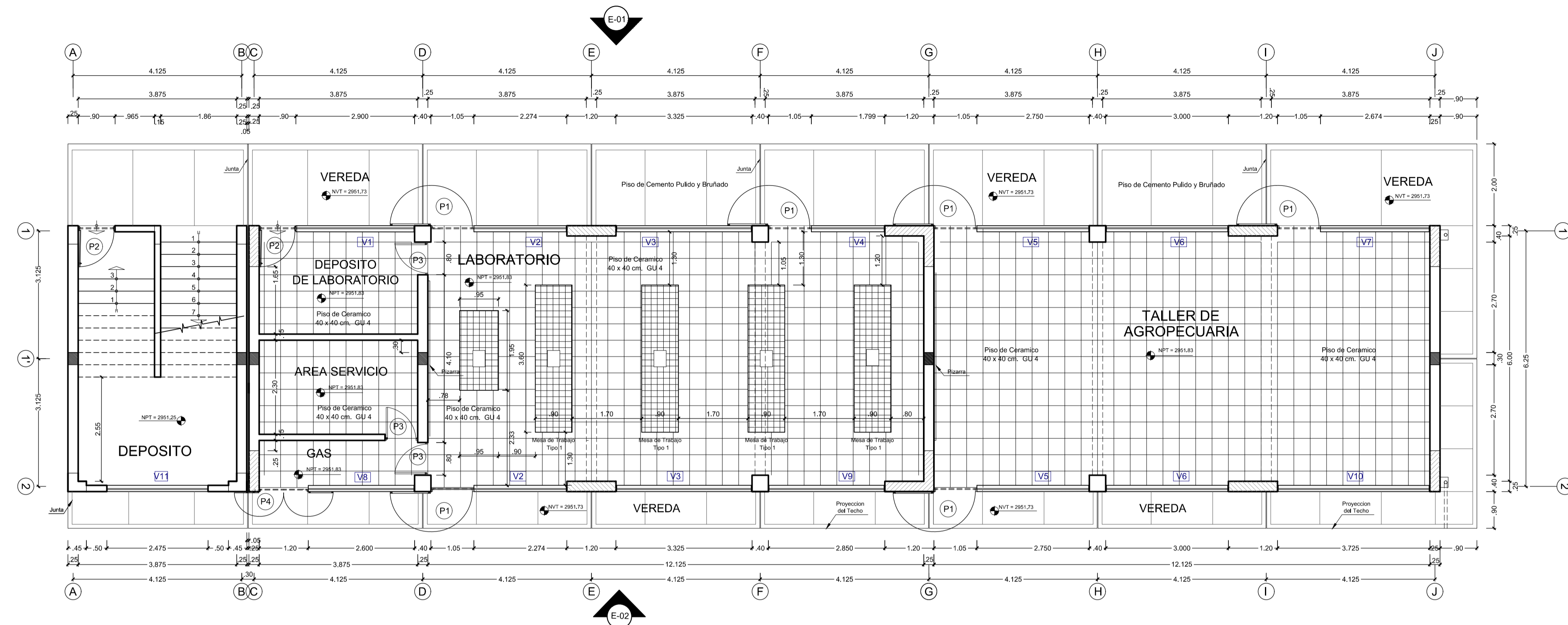
	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> FACULTAD DE INGENIERIA - Escuela A. P. de Ingeniería Civil		
	TESIS: <b>EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS RIGIDIZADOS), EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL</b>		
PLANO:	<b>ELEVACIONES</b>		LAMINA N°:
ASESOR:	Dr. Ing. MIGUEL A. MOSQUEIRA MORENO	DIBUJO:	ERQM
BACHILLER:	QUISPE MUÑOZ, EDGAR RAÚL	FECHA:	JULIO DEL 2017
		ESCALA:	1/50
		REVISION:	0

A - 2



CORTE C - C

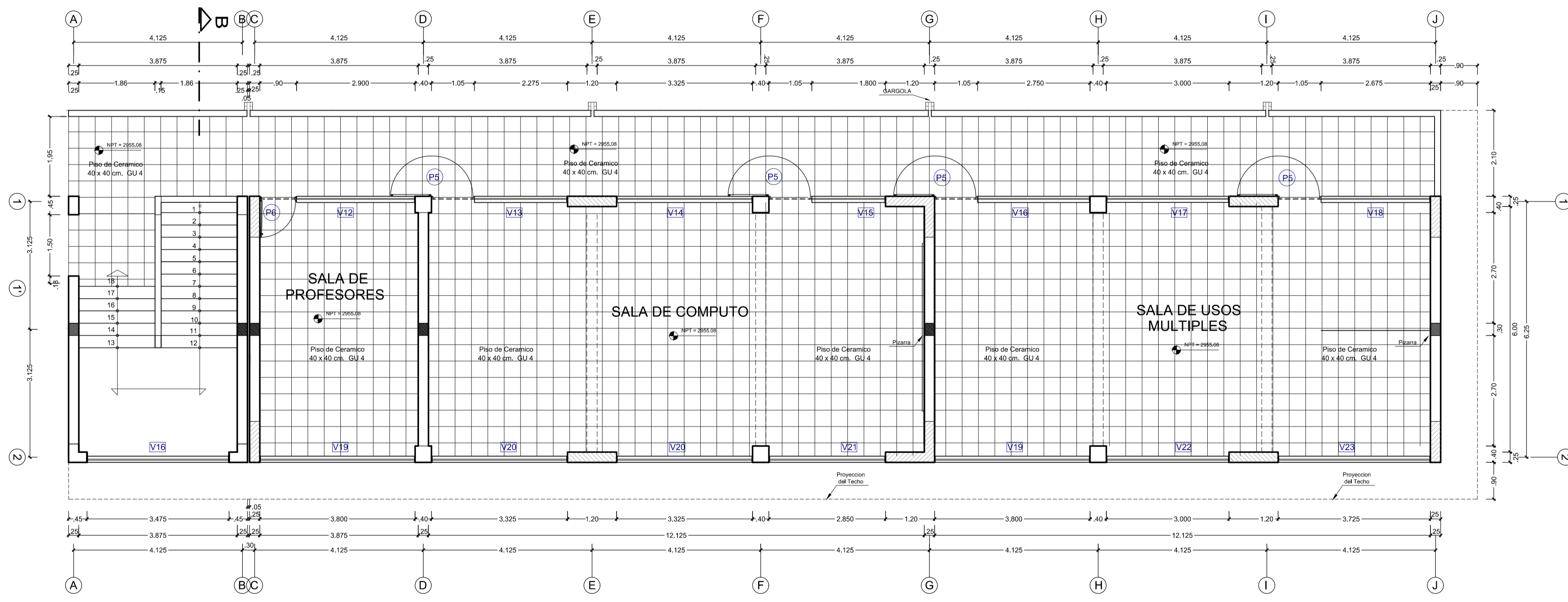
	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> FACULTAD DE INGENIERIA - Escuela A. P. de Ingeniería Civil			
	TESIS: <b>EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS RIGIDIZADOS), EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL</b>			
PLANO:	<b>CORTES</b>			LAMINA N°:
ASESOR:	Dr. Ing. MIGUEL A. MOSQUEIRA MORENO	DIBUJO:	ERQM	<b>A - 3</b>
BACHILLER:	QUISPE MUÑOZ, EDGAR RAÚL	FECHA:	JULIO DEL 2017	ESCALA:
			1/50	REVISION:
				0



PRIMERA PLANTA

### CUADRO DE VANOS

PUERTAS Y VENTANAS							
ITEM	DESC.	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	CANTIDAD	MATERIAL	DETALLES
(P1)	1.05	2.80	---	---	06	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P2)	0.90	2.80	---	---	02	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P3)	0.80	2.80	---	---	03	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P4)	1.20	2.80	---	---	01	MADERA CEDRO	Puerta de fierro y malla
(P5)	1.05	2.90	---	---	04	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(P6)	0.90	2.90	---	---	01	MADERA CEDRO	Puerta de tablero
(V-1)	2.900	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-2)	2.275	1.60	1.20	02	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-3)	3.325	1.60	1.20	02	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-4)	1.800	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-5)	2.750	1.60	1.20	02	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-6)	3.000	1.60	1.20	02	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-7)	2.675	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-8)	2.600	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-9)	2.850	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-10)	3.725	1.60	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-11)	2.675	0.60	1.52	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-12)	2.900	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-13)	2.275	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-14)	3.325	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-15)	1.800	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-16)	2.750	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-17)	3.000	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-18)	2.675	1.70	1.20	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-19)	3.800	1.30	1.60	02	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-20)	3.325	1.30	1.60	02	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-21)	2.850	1.30	1.60	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-22)	3.000	1.30	1.60	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-23)	3.725	1.30	1.60	01	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	
(V-24)	3.475	1.30	1.60	19	METALICA	C/Vstrio Semicóndite Incolore	



SEGUNDA PLANTA

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA - Escuela A. P. de Ingeniería Civil

TESIS: **EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES: PÓRTICOS Y DUAL (PÓRTICOS RIGIDIZADOS), EN UN EDIFICIO TIPO EDUCACIONAL**

PLANO: **DISTRIBUCIÓN - SIST. DUAL**

ASESOR: **Dr. Ing. MIGUEL A. MOSQUEIRA MORENO**

BACHILLER: **QUISEP MUÑOZ, EDGAR RAÚL**

LAMINA Nº: **A - 4**

DIBUJO: **ERQM**

FECHA: **JULIO DEL 2017**

ESCALA: **1/75**

REVISION: **0**