



**UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL**



FACULTAD CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACION**

PREVIO A LA OBTENCION DEL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

**ESTRUCTURAS**

**TEMA:**

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
DESTINADO A SERVIR DE RESIDENCIA ESTUDIANTIL PARA LA  
FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS DE LA  
UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

**AUTOR**

MOREIRA GUZMAN RICARDO JOSUE

**TUTOR**

ING. FLAVIO LÓPEZ CALERO, M.Sc.

2016

GUAYAQUIL- ECUADOR

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios, por permitirme llegar a estas estancias, a mi familia por siempre estar a mi lado, por su incondicional apoyo.

A mi tutor de trabajo de titulación de fin de carrera Ing. Flavio López Calero y a todos los docentes de la Unidad de titulación y de la carrera en general que me guiaron para la correcta realización de este proyecto.

## DEDICATORIA

Para mi familia ya que este logro es de todos nosotros, pero una especial dedicatoria para mi señora madre Jenny Guzman, por su lucha, su apoyo, y su eterna paciencia que permitió la realización de mi sueño.

## TRIBUNAL DE GRADUACION

---

Ing. Eduardo Santos Baquerizo, M. Sc.

DECANO

---

Ing. Flavio López Calero, M. Sc.

TUTOR

---

Ing. Douglas Iturburu Salvador, M. Sc. Ing. Christian Almendariz Rodríguez, M. Sc.

VOCAL

VOCAL

## **DECLARACION EXPRESA**

**Art. XI.- del Reglamento Interno de Graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.**

La responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas expuestos en este Trabajo de Titulación, corresponde exclusivamente al autor, y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad de Guayaquil.

---

MOREIRA GUZMAN RICARDO JOSUE

## RESUMEN

El presente trabajo de titulación se basa en la creación de una residencia estudiantil para estudiantes de otras ciudades, que vienen a estudiar a la Universidad de Guayaquil, específicamente a la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

Partiremos de un estudio de las residencias estudiantiles, su historia, comodidades, y referencias tanto en el país como en el resto del mundo.

Se conocerá aspectos sociales y económicos, recompilaremos información sobre la cantidad de estudiantes.

Se analizará a los estudiantes a los que va enfocado el proyecto, con estos datos necesarios estableceremos el diseño de nuestro proyecto habitacional.

Desarrollaremos los primeros bocetos de diseño, teniendo en cuenta los antecedentes, referencias, recomendaciones, materiales, espacios, terreno, y tipo de estructura.

Una vez ya definida la parte arquitectónica, se procederá a hacer el análisis con estructural y el posterior diseño con recomendaciones del NEC-15 y el AISC 360-10, nos apoyaremos con el software Etabs 15 para la modelación del mismo, verificaremos el diseño comprobando los principales elementos estructurales, luego recibiremos asesorías de profesionales con experiencia en el medio, para optimizar el beneficio de la estructura.

Como conclusión, presentaremos en los anexos el diseño final de la estructura con sus respectivos planos arquitectónicos y detalles estructurales.

## INDICE GENERAL

### CAPITULO I

#### ANTECEDENTES

<b>1.1. Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Planteamiento del problema.....</b>	<b>1</b>
<b>1.3. Antecedente .....</b>	<b>2</b>
1.3.1. Situación actual.....	2
<b>1.4. Objetivos de la investigación .....</b>	<b>2</b>
1.4.1. Objetivo general.....	2
1.4.2. Objetivos Específicos.....	2
<b>1.5. Antecedentes .....</b>	<b>3</b>
<b>1.6. Justificación.....</b>	<b>4</b>
<b>1.7. Metodología a implementar .....</b>	<b>5</b>
<b>1.8. Limitación del problema .....</b>	<b>6</b>
<b>1.9. Objeto de estudio .....</b>	<b>6</b>
<b>1.10. Campo de investigación .....</b>	<b>6</b>

### CAPITULO II

#### MARCO TEORICO

<b>2.1. Residencia estudiantil.....</b>	<b>8</b>
2.1.1. Reseña histórica. ....	8
2.1.2. Tipos de Residencias.....	9
2.1.2.1. Residencias de igual sexo.....	9
2.1.2.2. Residencias libres de sustancias. ....	9
2.1.2.3. Residencia temática. ....	9
2.1.3. Tipos de habitaciones. ....	9

2.1.3.1. Habitaciones para una persona.....	9
2.1.3.2. Habitaciones dobles o múltiples.....	10
2.1.3.3. Habitaciones privadas o suite.....	11
2.1.4. Referencias.....	11
<b>2.2. Universidad de Guayaquil .....</b>	<b>13</b>
2.2.1. Breve historia.....	13
2.2.2. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas.....	14
<b>2.3. Estructura de acero.....</b>	<b>15</b>
2.3.1. Breve historia.....	15
2.3.2. Composición química.....	16
2.3.3. Propiedades del acero estructural.....	16
2.3.4. Tipos de estructura de acero.....	16
2.3.4.1. Estructuras Entramadas.....	16
2.3.4.2. Estructuras Triangulares.....	17
2.3.4.3. Estructuras Colgantes.....	17
2.3.4.4. Estructuras Laminares.....	17
2.3.4.5. Estructuras Geodésicas.....	17
2.3.5. Fabricantes de acero en el Ecuador.....	17
2.3.6. Elementos estructurales.....	18
2.3.6.1. Vigas Metálicas.....	18
2.3.6.2. Columnas.....	18
2.3.6.3. Losa de placa colaborante.....	19
2.3.7. Uniones y conexiones.....	21
2.3.7.1. Tipos de junta.....	21
2.3.7.2. Conexiones con soldadura.....	22
2.3.7.3. Conexiones apernadas.....	23
<b>2.4. Análisis y diseño estructural.....</b>	<b>24</b>
2.4.1. Métodos de Análisis Estructural.....	24
2.4.1.1 Definiciones Generales .....	24
2.4.1.2. Análisis Lineal .....	24
2.4.1.3. Clasificación de los métodos de análisis.....	24
2.4.2. Métodos de diseño Estructural.....	24
2.4.2.1. Método de diseño por factores de resistencia y carga LRFD.....	24

2.4.2.2. Método de diseño por tensiones admisibles ASD. ....	25
2.4.3. Métodos de diseño sísmico.....	25
2.4.3.1. Método de diseño basado en fuerzas DBF. ....	25
2.4.3.2. Método de diseño basado en fuerzas DBD.....	25
2.4.3.2. Método de diseño por capacidad. ....	25

## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLOGICO**

<b>3.1. Tipo y Diseño de Investigación.....</b>	<b>26</b>
3.1.1 Población de estudio.....	27
3.1.1.1 Técnica de Muestreo.....	27
3.1.1.2. Población Objetivo. ....	28
3.1.2. Técnicas de recolección de datos.....	28
<b>3.2. Método de Análisis estructural a emplear.....</b>	<b>28</b>
<b>3.3. Método de diseño estructural a emplear.....</b>	<b>29</b>
<b>3.4. Método de diseño sísmico a emplear.....</b>	<b>29</b>
<b>3.5. Software a emplear.....</b>	<b>29</b>
<b>3.6. Reglamentos y normas a seguir.....</b>	<b>29</b>

## **CAPITULO IV**

### **NORMAS A SEGUIR PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

<b>4.1. Estructura de acero NEC15.....</b>	<b>30</b>
4.1.1. Cargas y combinaciones de carga.....	31
4.1.2. Diseño basado en factores de carga y resistencia (LRFD).....	32
4.1.2.1. Ecuación básica de diseño.....	32
4.1.2.2. Ecuaciones de diseño. ....	33
4.1.2.3. Resistencia por estados limites.....	33

4.1.2.4. Estados límites de servicio. ....	34
4.1.3. Especificaciones para materiales.....	34
4.1.4. Metodología del diseño por capacidad. ....	35
4.1.4.1 Esfuerzos de fluencia probable. ....	35
4.1.4.2 Resistencia a la fluencia probable.....	35
4.1.4.3 Resistencia a la tensión probable.....	36
4.1.4.4 Valores de $R_y$ y $R_t$ . ....	36
4.1.5. Diseño de pórticos especiales a momento (PEM). ....	37
4.1.5.1 Clasificación de las estructuras. ....	37
4.1.5.2 Criterio Columna fuerte – Viga débil.....	38
<b>4.2. Peligro sísmico NEC- 15 .....</b>	<b>39</b>
4.2.1. Tipos de perfiles de suelo. ....	39
4.2.2. Zonas sísmicas y factor Z. ....	41
4.2.3. Factor de importancia de la edificación.....	41
4.2.4. Espectro de diseño en aceleraciones. ....	42
4.2.5. Determinación del Factor (R). ....	42
4.2.6. Coeficientes de regularidad en planta $\Phi_p$ y elevación $\Phi_e$ . ....	44
4.2.6.1 Método de diseño basado en fuerzas DBF. ....	45
4.2.7. Carga sísmica reactiva (W).....	46
4.2.8. Cortante basal de diseño. ....	47
4.2.9. Distribución vertical d las fuerzas sísmicas laterales. ....	47
4.2.10. Modos de obtención del periodo de vibración T.....	47
4.2.11. Deriva de piso. ....	48
4.2.12. Momento torsional. ....	49
<b>4.3 Criterios de diseño del AISC 360-10 .....</b>	<b>49</b>
4.3.1. Elementos sometidos a compresión. ....	49
4.3.1.1 Propiedades de los elementos a compresión.....	50
4.3.1.2 Estados límites de Pandeo.....	51
4.3.1.3 Longitud efectiva de columnas. ....	52
4.3.2. Elementos sometidos a flexión. ....	55
4.3.2.1 Diseño LRFD de vigas I.....	55
4.3.2.2. Resistencia a la fluencia de una viga I. ....	55
4.3.2.3 Pandeo lateral torsional.....	58

4.3.2.4. Pandeo local de placas. ....	63
4.3.3.5. Resistencia al Corte.....	66
4.3.4 Diseño de placa base de columnas y aplastamiento al concreto.....	68
4.3.5 Diseño de pernos de anclaje.....	69
4.3.6 Diseño de soldadura. ....	73
4.3.6.1 Tipos de soldadura. ....	73

## **CAPITULO V**

### **ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA**

<b>5.1. Introducción.....</b>	<b>76</b>
<b>5.2. Requerimientos generales.....</b>	<b>76</b>
5.2.1. Población de estudio.....	77
5.2.2. Resultados de la encuesta realizada. ....	77
5.2.3. Población objetivo. ....	80
5.2.4. Numero de niveles o pisos del proyecto. ....	81
5.2.5. Materiales. ....	82
5.2.5.1. Tipo de estructura. ....	82
5.2.5.2. Tipo de acero estructural.....	82
5.2.5.3. Tipo de losa. ....	82
5.2.6. Tipo de residencia.....	82
5.2.7. Tipo de Habitaciones. ....	83
5.2.8. Ubicación y especificaciones del terreno .....	83
<b>5.3. Presentación de planos .....</b>	<b>86</b>
<b>5.4. Cálculo de cargas.....</b>	<b>88</b>
5.4.1. Cálculo de la carga muerta. ....	88
5.4.2. Cálculo de la carga viva. ....	89
5.4.3. Cargas a ingresar al Etabs.....	89
5.4.4. Cálculo de la carga mayorada. ....	89
<b>5.5. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.....</b>	<b>89</b>
5.5.1. Pre-dimensionamiento de la losa.....	89
5.5.2. Pre-dimensionamiento de la viga secundaria. ....	90

5.5.3. Pre-dimensionamiento de la viga principal.....	94
5.5.4. Pre-dimensionamiento de las columnas. ....	97
5.5.5. Revisión de las secciones de vigas y columnas pre-diseñadas con respecto a que son o no sísmicamente compactas.....	100
<b>5.6. Análisis Sísmico .....</b>	<b>104</b>
5.6.1. Cálculo del Periodo T.....	104
5.6.2. Cálculo de Sa.....	104
5.6.3. Coeficiente Sísmico del cortante basal en función del peso W.....	105
5.6.4. Cálculo de K.....	105
<b>5.7. Centro de masas y rigidez .....</b>	<b>105</b>
<b>5.8. Modelación para el análisis de la edificación en el programa ETABS 2015.....</b>	<b>107</b>
5.8.1. Unidades y normas de diseño.....	107
5.8.2. Modelación de la grilla base para la estructura.....	108
5.8.3. Definición de materiales y secciones. ....	110
5.8.4. Definición de losa.....	115
5.8.5. Dibujo de la estructura del proyecto.....	116
5.8.6. Restricciones en los apoyos de los elementos. ....	117
5.8.7. Definición de los tipos y casos de cargas de la estructura.....	118
5.8.8. Asignación de cargas sobre la estructura. ....	123
5.8.9. Combinaciones de cargas sobre la estructura. ....	124
5.8.10. Asignación de diagramas rígidos para las losas.....	125
5.8.11. Asignación de fuentes de masas (Mass source).....	126
5.8.12. Asignación de casos modales.....	126
5.8.13. Análisis del modelo generado. ....	128
<b>5.9. Análisis del prediseño .....</b>	<b>128</b>
5.9.1. Derivas de piso de la estructura prediseñada. ....	129
5.9.2. Masas participativas y periodos de vibración de la estructura prediseñada. ....	131
<b>5.10. Análisis de la estructura con secciones corregidas .....</b>	<b>132</b>
5.10.1. Análisis de deriva de piso de estructura con secciones corregidas. ....	135

5.10.2. Análisis Masas participativas y periodos de vibración de estructura con secciones corregidas.....	136
<b>5.11. Fase de diseño de miembros estructurales .....</b>	<b>137</b>
5.11.1. Diseño de viga. ....	137
5.11.2. Diseño de columna. ....	145
5.11.3. Diseño de placa base. ....	154
5.11.4. Diseño del anclaje.....	157
5.11.5. Diseño de soldadura. ....	159
5.11.5.1. Diseño de soldadura entre patín y alma.....	159
5.11.5.2. Diseño de soldadura entre columna y placa de anclaje. ....	161
5.11.6. Diseño de conexión viga - columna en el nudo.....	163
<b>5.12. Consideraciones de la estructura de acero. ....</b>	<b>171</b>

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Coeficientes de $Z_a$ con niveles de confianza.....	27
<b>Tabla 2:</b> Combinaciones de carga.....	32
<b>Tabla 3:</b> Diversos factores de reducción de la resistencia.....	34
<b>Tabla 4:</b> Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros.....	36
<b>Tabla 5:</b> Resumen de las Propiedades de las planchas de Acero Evaluadas.....	37
<b>Tabla 6:</b> Tipo de suelo.....	40
<b>Tabla 7:</b> Valores del factor $z$ con respecto a la zona.....	41
<b>Tabla 8:</b> Coeficiente de importancia $I$ .....	41
<b>Tabla 9:</b> Sistemas Estructurales Dúctiles.....	43
<b>Tabla 10:</b> Coeficiente $R$ para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	43
<b>Tabla 11:</b> Condiciones para determinación de $K$ .....	45
<b>Tabla 12:</b> Valores de coeficiente $C_t$ y $\alpha$ .....	48
<b>Tabla 13:</b> Valores de $\Delta M$ máximos, dados como fracción de la altura de piso.....	48
<b>Tabla 14:</b> Relaciones ancho-espesor: compresión Axial.....	51
<b>Tabla 15:</b> Relaciones ancho-espesor: compresión flexión.....	65
<b>Tabla 16:</b> Armado de pernos de anclaje previa fundición.....	70
<b>Tabla 17:</b> Razón entre $h/d$ mínima.....	71
<b>Tabla 18:</b> Pretensión mínima de pernos.....	72
<b>Tabla 19:</b> Distancia mínima al borde desde el centro del agujero hasta el borde de la parte conectada.....	72
<b>Tabla 20:</b> Dimensiones de Agujero Nominal.....	73
<b>Tabla 21:</b> Garganta efectiva de soldaduras de topes con junta de penetración parcial.....	74
<b>Tabla 22:</b> Espesor mínimo de garganta efectiva.....	74
<b>Tabla 23:</b> Espesor mínimo de garganta efectiva.....	75
<b>Tabla 24:</b> Porcentajes de las provincias de origen de los estudiantes de la Facultad de Matemáticas y Físicas.....	78
<b>Tabla 25:</b> Género de estudiantes de la U. Guayaquil.....	78
<b>Tabla 26:</b> Estudiantes que entraran en el proyecto.....	81
<b>Tabla 27:</b> Secciones de los elementos estructurales.....	116
<b>Tabla 28:</b> Deriva de piso del prediseño.....	130

<b>Tabla 29: Reporte Masas participativas y periodos de vibración del prediseño..</b> .....	131
<b>Tabla 30: Secciones armadas de los elementos estructurales.</b> .....	135
<b>Tabla 31: Deriva de piso de la estructura rediseñada.</b> .....	135
<b>Tabla 32: Reporte Masas participativas de la estructura rediseñada.</b> .....	136
<b>Tabla 33: Peso total de la estructura de acero.</b> .....	171

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Residencias estudiantiles en la Universidad Yachay Tech. ....	4
<b>Figura 2:</b> Ingreso 2013 .....	5
<b>Figura 3:</b> Predios de la Universidad de Guayaquil (Av. Las Aguas).....	7
<b>Figura 4:</b> Rutas desde la Universidad de Guayaquil hasta la futura Residencia Estudiantil.....	7
<b>Figura 5:</b> Dormitorios sencillos. ....	10
<b>Figura 6:</b> Dormitorios dobles. ....	10
<b>Figura 7:</b> Suites. ....	11
<b>Figura 8:</b> Residencias Universidad Yachay Tech.....	12
<b>Figura 9:</b> Residencias Los Ilinizas.....	13
<b>Figura 10:</b> Universidad de Guayaquil.....	14
<b>Figura 11:</b> Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. ....	14
<b>Figura 12:</b> Vigas metálicas.....	18
<b>Figura 13:</b> Columnas metálicas.....	19
<b>Figura 14:</b> Supermercado FAE Quito.....	19
<b>Figura 15:</b> Geometría de la placa DIPAC.....	20
<b>Figura 16:</b> Geometría de la placa Dipac.....	21
<b>Figura 17:</b> Tipos de junta.....	22
<b>Figura 18:</b> Tipos de junta.....	23
<b>Figura 19:</b> Pernos y uniones apernadas.....	23
<b>Figura 20:</b> Configuración de pórticos en planta de un edificio acero.....	30
<b>Figura 21:</b> Zonas de deformaciones inelásticas en el PEM.....	37
<b>Figura 22:</b> Miembros corto y largos a compresión.....	52
<b>Figura 23:</b> Tipos de Uniones. ....	53
<b>Figura 24:</b> Factores de longitud efectiva. ....	54
<b>Figura 25:</b> Nomogramas de Jackson y Moreland para longitudes efectivas. ....	54
<b>Figura 26:</b> Comportamiento de una sección a flexión. ....	57
<b>Figura 27:</b> Pandeo lateral de una viga I.....	59
<b>Figura 28:</b> Resistencia nominal al pandeo lateral en función de Lb. ....	60
<b>Figura 29:</b> Miembros de sección compacta en I con simetría doble y canales, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor. ....	66
<b>Figura 30:</b> Tipos de pernos de anclaje. ....	69

<b>Figura 31:</b> Vista área del terreno.....	83
<b>Figura 32:</b> Vegetación presente en el terreno. ....	84
<b>Figura 33:</b> Vista del terreno por la calle.....	84
<b>Figura 34:</b> Vía acceso al terreno. ....	85
<b>Figura 35:</b> Planta tipo. ....	86
<b>Figura 36:</b> Configuración en elevación.....	87
<b>Figura 37:</b> Secciones en planta.....	106
<b>Figura 38:</b> Secciones en planta.....	107
<b>Figura 39:</b> Iniciación de modelo. ....	108
<b>Figura 40:</b> Definición de la grilla. ....	108
<b>Figura 41:</b> Configuración en planta. ....	109
<b>Figura 42:</b> Configuración de las alturas.....	109
<b>Figura 43:</b> Grilla 3D. ....	110
<b>Figura 44:</b> Definir materiales. ....	110
<b>Figura 45:</b> Propiedades del acero estructural.....	111
<b>Figura 46:</b> Propiedades del concreto.....	112
<b>Figura 47:</b> Importación de secciones.....	113
<b>Figura 48:</b> Importación de secciones.....	113
<b>Figura 49:</b> Secciones tipo W. ....	114
<b>Figura 50:</b> Propiedades de la sección W.....	114
<b>Figura 51:</b> Geometría de la placa colaborante. ....	115
<b>Figura 52:</b> Geometría de la placa colaborante. ....	115
<b>Figura 53:</b> Configuración de losa en planta.....	116
<b>Figura 54:</b> Estructura definida con sus secciones respectivas.....	117
<b>Figura 55:</b> Tipo de apoyo en la base.....	118
<b>Figura 56:</b> Tipo de apoyo en la viga secundaria.....	118
<b>Figura 57:</b> Tipos de carga. ....	119
<b>Figura 58:</b> Parámetros para la carga sísmica.....	119
<b>Figura 59:</b> Parámetros para la carga sísmica.....	120
<b>Figura 60:</b> Definición del espectro de respuesta. ....	120
<b>Figura 61:</b> Definición del espectro de respuesta. ....	121
<b>Figura 62:</b> Definición de los casos de carga.....	122
<b>Figura 63:</b> Definición de SPX.....	123

<b>Figura 64:</b> Asignaciones de carga en losa. ....	124
<b>Figura 65:</b> Creación de combinación de cargas. ....	124
<b>Figura 66:</b> Creación de combinaciones de carga. ....	124
<b>Figura 67:</b> Creación de diafragma. ....	125
<b>Figura 68:</b> Diafragma rígido en losa. ....	125
<b>Figura 69:</b> Fuente de masas. ....	126
<b>Figura 70:</b> Definición de fuente de masas. ....	126
<b>Figura 71:</b> Definición de casos modales. ....	127
<b>Figura 72:</b> Asignación de grados de libertad. ....	127
<b>Figura 73:</b> Revisión del modelo. ....	128
<b>Figura 74:</b> Estructura 3d predimensionada. ....	129
<b>Figura 75:</b> Identificación de fallas pórtico 3-3'. ....	133
<b>Figura 76:</b> Estructura 3d redimensionado. ....	134
<b>Figura 77:</b> Pórtico 3. ....	137
<b>Figura 78:</b> Diagramas de V-M viga B23. ....	141
<b>Figura 79:</b> Portico3-3. ....	145
<b>Figura 80:</b> Vista isométrica pórtico 3-3'. ....	146
<b>Figura 81:</b> Trazo para cálculo en nomograma para ladeo no impedido. ....	147

## **CAPITULO I**

### **ANTECEDENTES**

#### **1.1. Introducción**

La falta de espacios para residencia estudiantil por parte de la Universidad de Guayaquil, produce una alta demanda de vivienda estudiantil en el sector de la Cdla universitaria, esto ha producido la elevación de costos y una escasez de oferta, tanto del sector público como privado.

La Universidad de Guayaquil, cuenta con los recursos y terrenos necesarios para una obra que ha sido dejada de lado, minimizándole importancia, algo que en otras universidades de otros países es una prioridad, muchas de estas instituciones cuentan con un complejo de residencias estudiantiles dentro del mismo campus universitario.

#### **1.2. Planteamiento del problema**

Desde el momento en que se escoge una carrera universitaria entran en juego una serie de consideraciones que llevarán al joven a decidir en qué Universidad va a estudiar y sobre todo en qué ciudad tendrá que desenvolverse en los próximos años.

Comienza un cambio citadino, pues varios jóvenes ven la necesidad de trasladarse, muchos se mudarán, esto trae una serie de consecuencias que deben ser superadas por los estudiantes, y la primera de ellas es preguntarse ¿dónde voy a vivir?, así comienza la problemática de las residencias estudiantiles.

La Universidad de Guayaquil al ser uno de los principales centros educativos del país, acoge estudiantes de diferentes ciudades los cuales en su mayoría son de bajos recursos económicos, muchos de ellos pasan la mayor parte del día en el campus, uno de estos motivos es los horarios a doble jornada en carreras tales como:

Medicina, Ingeniería Civil, Odontología y otras, que ha tenido como efecto una alta demanda de vivienda en el sector y con ello elevando costos, la dificultad de transporte para los que regresan a sus ciudades a altas horas de la noche convirtiéndose así en víctimas de la delincuencia. Todas estas razones causan que muchos estudiantes abandonen tempranamente sus estudios.

### **1.3. Antecedente**

#### **1.3.1. Situación actual.**

Tenemos a la Cda. Universitaria que se encuentra en un sector de negocios, cercano al boulevard 9 de Octubre, una zona donde se encuentran: hoteles, comerciales, lugares de interés turístico, esto produce una elevada renta a la que no pueden acceder nuestros estudiantes.

Además este sector es conocido como un sitio de inseguridad, asociado a problemas de indigencia, intenso tráfico vehicular, prostitución callejera, micro tráfico de drogas, entre otros. Se presenta condiciones ambientales desfavorables como ruido, contaminación atmosférica.

### **1.4. Objetivos de la investigación**

#### **1.4.1. Objetivo general.**

Analizar y diseñar un edificio de residencia estudiantil para los estudiantes de la Facultad de Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil, enfocado principalmente al análisis estructural como objeto de estudio.

#### **1.4.2. Objetivos Específicos.**

- Recopilar información sobre la cantidad de estudiantes.
- Conocer los requerimientos de los estudiantes para la creación de la residencia universitaria.

- Establecer la población objetivo, los materiales, espacios y tipo de estructura.
- Proponer una edificación que trate de satisfacer las demandas de los estudiantes y de la facultad.
- Realizar el diseño estructural del proyecto a ejecutarse.

### **1.5. Antecedentes**

En Ecuador, la primera residencia universitaria se creó en el año 1967, para la Universidad Central del Ecuador, ubicada en Quito cerca al campus universitario. Un terremoto provocó el posterior cierre del edificio.

Las residencias universitarias en el país, están ubicadas en las principales ciudades, según el SENESCYT, siete universidades cuentan con este servicio, tanto como para profesores y alumnos. Como inmediato antecedente tenemos a la Universidad Yachay Tech, ubicada en la Urcuqui-Imbabura, que fue concebida para que acoja a alumnos de todo el país, como una ciudad del conocimiento, con lo cual busca convertirse en el mejor centro de estudios del Ecuador. Ellos cuentan con una infraestructura donde conviven los estudiantes con el conocimiento.

Este es el modelo que se desea implementar en la Universidad de Guayaquil, ya que con tantos años de historia y como una de las principales Universidades del país, aún no cuenta con una residencia universitaria para recibir a estudiantes de las diferentes ciudades.



**Figura 1:** Residencias estudiantiles en la Universidad Yachay Tech.

**Fuente:** SENESCYT.

### **1.6. Justificación**

Las residencias estudiantiles aparecen como una necesidad, desde el mismo inicio de la educación universitaria, como una demanda de los estudiantes a estar cerca del campus universitario, evitando largas movilizaciones, esto da paso a un ambiente vivo en el cual los estudiantes pueden socializar, compartir conocimientos científicos y artísticos, actuar como centro de recepción de las vanguardias internacionales, y así facilitando la introducción hacia la vida autónoma.

La Universidad de Guayaquil, es la más grande del país y la más antigua de la ciudad, además de tener seis extensiones universitarias en varias partes del país. Unos de los principales centros de educación superior del país, punto de injerencia política, la cual acoge a estudiantes de diferentes ciudades y economías. En sus 133 años de historia desde su fundación no cuenta con un lugar destinado para residencia estudiantil.



**Figura 2:** Ingreso 2013

**Fuente:** SENESCYT.

La ciudadela universitaria al estar al máximo de su capacidad y sin haber considerado dentro de sus terrenos una estructura para uso de residencia estudiantil, se considera la utilización de terrenos cercanos pertenecientes a la Universidad, que pueden cumplir con los requerimientos del proyecto.

Este proyecto tiene una justificación de tipo social, la inversión de parte de la Universidad evitaría a los estudiantes el abandono de sus estudios y con ello la pérdida de futuros profesionales que puedan contribuir al desarrollo del país.

### **1.7. Metodología a implementar**

El presente Trabajo de Titulación está realizado con un enfoque cuali-cuantitativo, el cual se basará en estudios estadísticos, los cuales son recogidos a partir de los centros oficiales encargados de ello, información recogida de expertos, y encuestas, para luego proceder a diseñar la estructura en funciones a estos requerimientos.

### **1.8. Limitación del problema**

Una de las principales limitaciones del presente trabajo de titulación es la escasa información estadística, ya que los organismos encargados de ello no han revisado esta problemática y no se han realizado los estudios necesarios, parte de esta información ha sido recogida a partir de encuestas , datos generales proporcionados directamente por nuestra Universidad, periódicos y de consulta a expertos. También tenemos una limitación de tipo monetaria, debido a la actual crisis que cruzamos en el país, por lo cual las entidades estadísticas del estado ven reflejado un menor presupuesto para sus funciones.

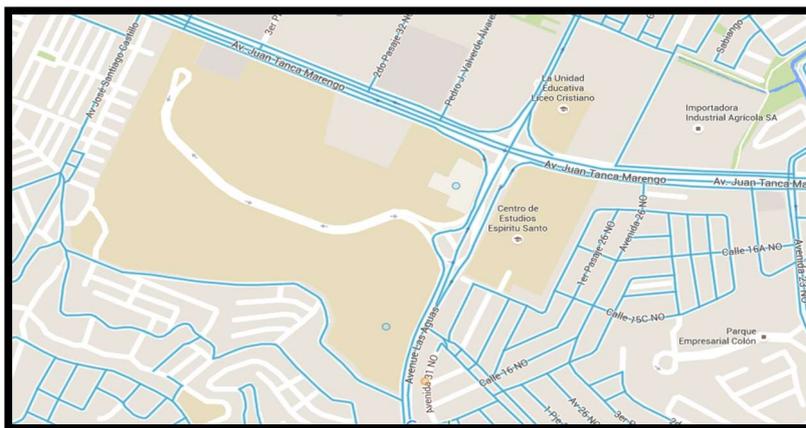
### **1.9. Objeto de estudio**

El objeto principal de estudio del presente trabajo es el análisis estructural del proyecto habitacional para uso estudiantil, en base a requerimientos previamente establecidos.

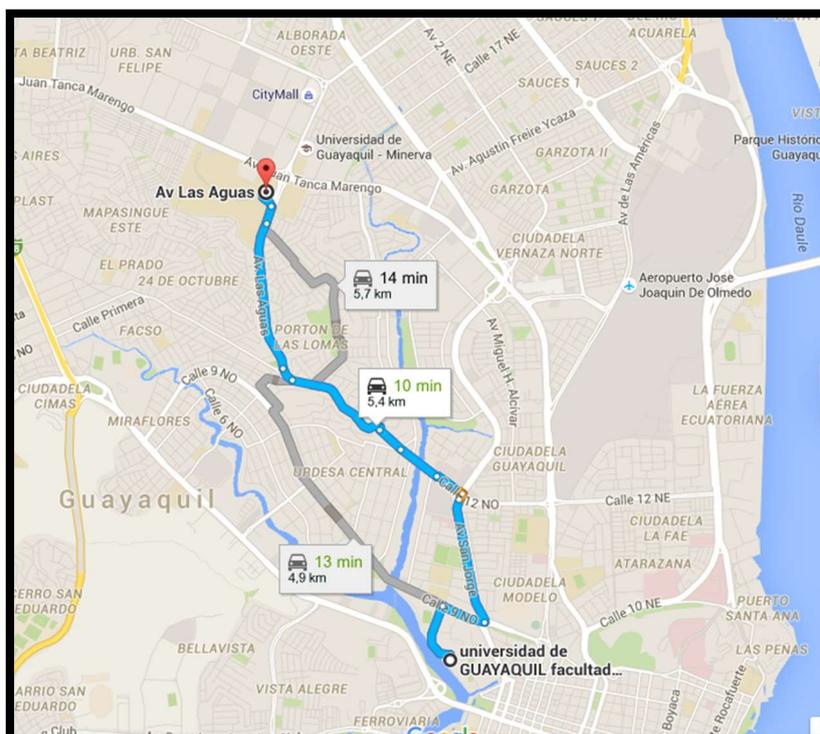
Realizaremos un análisis estructural, con recomendaciones de la NEC 15 y siguiendo especificaciones del AISC 360-10. Nos apoyaremos en el software AutoCAD 2016 y ETABS 15, para el diseño en función de los requerimientos previamente establecidos. Tomaremos en cuenta recomendaciones de profesionales con experiencia en el medio para desarrollar con una mejor perspectiva el proyecto.

### **1.10. Campo de investigación**

La zona de estudio de la presente investigación se encuentra ubicada en los predios de la Universidad de Guayaquil, sector norte de la ciudad, Avenida Juan Tanca Marengo y Avenida Las Aguas.



**Figura 3: Predios de la Universidad de Guayaquil (Av. Las Aguas)**  
**Fuente: Google maps.**



**Figura 4: Rutas desde la Universidad de Guayaquil hasta la futura Residencia Estudiantil.**  
**Fuente: Google maps.**

## CAPITULO II

### MARCO TEORICO

#### 2.1. Residencia estudiantil

##### 2.1.1. Reseña histórica.

Las residencias estudiantiles aparecen como una necesidad, desde el mismo inicio de la educación universitaria, como una queja de los estudiantes a estar dentro del campus universitario, evitando largas movilizaciones, en ella los estudiantes pueden socializar, compartir conocimientos científicos y artísticos, actuar como centro de acogida de las vanguardias y novedades internacionales, y así preparando la ruta hacia la vida autónoma.

“La Residencia” en España es conocida por ser la cuna de artistas y científicos, fundada en 1910, fue una de las pioneras ya que se convirtió en el primer lugar cultural de España. Aquí se desarrolló el intercambio de ideas, ya que se estableció como punto de encuentro de figuras destacadas que fueron residentes, como el científico Severo Ochoa, el gran poeta Federico García Lorca, el pintor Salvador Dalí.

Se debatían conocimientos, acudieron personalidades en el mundo científico como; Albert Einstein, Marie Curie, Paul Valéry, Igor Stravinski, John M. Keynes, Alexander Calder, entre muchos otros. (*La Residencia- Centro Cultural de España*).

En la actualidad la residencia universitaria es muy común en países de primer mundo, en universidades de primer nivel, muchas de ellas inclusive están dentro del campus, facilitando el entorno de educación y convivencia entre los estudiantes formando así lazos de amistad que en un futuro se conforman en grandes sociedades.

### **2.1.2. Tipos de Residencias.**

Dependiendo de las universidades y su campo de estudio, se pueden establecer las siguientes:

#### **2.1.2.1. Residencias de igual sexo.**

Este tipo de residencias tienen restricciones para las visitas del sexo contrario.

#### **2.1.2.2. Residencias libres de sustancias.**

En estas residencias se prohíbe el uso de sustancias psicotrópicas, por ende implica sanciones fuertes hacia quienes rompan esta regla.

#### **2.1.2.3. Residencia temática.**

En tipo de residencias de interés, se comparte el campo de estudio del universitario, es decir la carrera, por ejemplo puede haber una residencia para estudiantes especializados en Medicina.

### **2.1.3. Tipos de habitaciones.**

Tenemos que los tipos de habitaciones se conforman según el costo y las necesidades de los estudiantes, muchas veces se sacrifica el costo en función de las comodidades, mayormente las residencias se acceden mediante pasillos en las que hay varias habitaciones y se comparte áreas comunes como baños, salas y centros de entretenimiento.

#### **2.1.3.1. Habitaciones para una persona.**

Las habitaciones para una persona, consiste en que la persona tiene su habitación propia y que mantiene su espacio, puede ir acompañado de un baño, o ya sea un baño común para todos los de la planta.



**Figura 5:** Dormitorios sencillos.

**Fuente:** Residencias Sarria.

### **2.1.3.2. Habitaciones dobles o múltiples.**

Este tipo de habitaciones es más común en universidades ya que se requiere maximizar el espacio con en uso de habitaciones comunes esto se puede lograr, se pueden establecer áreas de estudio y de entretenimiento comunes al exterior de la habitación.



**Figura 6:** Dormitorios dobles.

**Fuente:** Residencias Sarria.

### **2.1.3.3. Habitaciones privadas o suite.**

Al tener mayor tipo de necesidades y comodidades, esta opción la manejan las universidades solo para pocos estudiantes que puedan cubrir con el costo de la misma. Manejan espacios propios y se asemeja a un departamento con todas las comodidades.



**Figura 7: Suites.**

**Fuente: Residencias Sarria.**

### **2.1.4. Referencias.**

En Ecuador, tenemos que la primera residencia exclusiva para una Universidad, se creó en 1967, para la Universidad Central el Ecuador, ubicada en Quito cerca al campus universitario. Lastimosamente un terremoto provocó el cierre del edificio. Según el SENESCYT, siete universidades cuentan con este servicio, tanto como para profesores y alumnos.



**Figura 8:** Residencias Universidad Yachay Tech.

**Fuente:** Diario el Telégrafo

Un referente en residencias estudiantiles es sin duda la de la Universidad Yachay Tech, ubicada en la Urcuqui-Imbabura, que fue concebida para que acoja a alumnos de todo el país, como una ciudad del conocimiento, con lo cual busca convertirse en el mejor centro de estudios del Ecuador. Ellos cuentan con una infraestructura donde conviven los estudiantes con el conocimiento. Cuentan con cafetería, lavandería y espacios comunes.

Este lugar bajo una estricta administración, es cuidado por los mismos habitantes, los cuales se encargan tanto del mantenimiento, y el aseo así todos se benefician y establecen una mejor comunidad.

Otra referencia es “Ilinizas” una de las más antigua residencias del país, situada en la capital Quito ha sido la casa de muchos estudiantes desde su creación 1959, de nacionales como extranjeros, en su mayoría estudiantes de la Universidad de Quito.



**Figura 9:** Residencias Los Ilinizas.

**Fuente:** Sitio oficial de la residencia. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

## **2.2. Universidad de Guayaquil**

### **2.2.1. Breve historia.**

La Universidad de Guayaquil fundada en 1867, por el congreso Ecuatoriano, es conocida comúnmente como “La Estatal”, es la Universidad más grande del Ecuador, acoge estudiantes de diferentes ciudades, y posee diferentes extensiones por todo el país.

Nuestra Universidad oferta alrededor de 31 carreras de pregrado, 8 carreras cortas, y 7 tecnológicas, también cuenta con 6 extensiones en el litoral y 18 centros de investigación, sin olvidar que tiene: consultorios, farmacia, librería, laboratorios, comedores estudiantiles, bibliotecas, talleres. La universidad cuenta con equipos deportivos, grupos artísticos y diferentes servicios a la comunidad.

Se encuentra ubicada en el centro oeste de la ciudad a un costado del Malecón de Salado en la renombrada ciudadela universitaria.

Actualmente la Universidad de Guayaquil se encuentra intervenida por el SENESCYT para elevar nivel educativo y de infraestructura de la misma, arrancando desde la categoría D desde el 2013 que esta intervenida, hasta llegar este año a la

categoría B. Así demostrando que la Universidad necesita de toda la infraestructura necesaria para acoger a nuestros estudiantes.



**Figura 10:** Universidad de Guayaquil.

**Fuente:** El Universo.

### **2.2.2. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas.**

Arranco sus actividades el 5 de Junio de 1933, ubicada en lo que hoy es Chimborazo y Gómez Rendón, para sus posterior reubicación dentro de la Ciudadela Universitaria. Cuenta con alrededor de 4000 estudiantes repartidos en las siguientes escuelas o carreras.



**Figura 11:** Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

**Fuente:** El Universo.

- I. Ingeniería en Sistemas: Tiene alrededor de 1200 estudiantes.
- II. Ingeniería Civil: Es una de las carreras con el horario más crítico, cuenta con alrededor de 2000 estudiantes.
- III. Ingeniería Networking: Cuenta con alrededor de 800 estudiantes.

### **2.3. Estructura de acero**

La estructura de acero de acero cumple con las principales características necesarias para la construcción civil; rigidez, flexibilidad, maniobrabilidad. Su uso es plenamente reconocido en la construcción.

#### **2.3.1. Breve historia.**

Desde el surgimiento propio del acero en la humanidad, su uso para la creación de diferentes utensilios y armas, por fácil trabajabilidad, se ha reconocido las grandes propiedades del material, pero el uso en la construcción se vio parado por un gran inconveniente, la producción de acero a gran escala.

Durante la gran revolución industrial entre los años 1820 y 1840, se llevó a cabo una transformación a gran escala en el mundo, en el que se llegaba a producir más a menor precio, con la llegada de máquinas y la producción en serie a partir de procesos previamente establecidos y repetitivos se llegó a producir en masa este material. Aquí la construcción basada en acero tomo auge en especial en Estados Unidos, una nación sedienta de logros y en una carrera de innovación con el mundo.

Un icono fue la torre Eiffel en Francia, en la exposición mundial de 1889 inspiró al mundo, unas de las compañías pioneras del uso en acero en la construcción fue Carnegie Steel Company, fundada por Andrew Carnegie en 1870, la cual para demostrar las excelentes propiedades del acero como estructura, construyó un edificio de quince pisos de altura en el centro de Pittsburg. Las ciudades de Chicago

y New York se desarrollaron verticalmente con el uso de este material, enormes rascacielos poblaron su horizonte, también en la construcción de puentes como el Golden Gate de una longitud de 7,9 Km. Así quedó demostrado que el acero como elemento estructural llegó para quedarse.

### **2.3.2. Composición química.**

El acero está compuesto por hierro y carbono, también se mezcla con otros elementos como; manganeso, vanadio, níquel y cromo para producir acero aleados, mejorando así sus propiedades o comportamiento por ejemplo ante la corrosión.

### **2.3.3. Propiedades del acero estructural.**

Teniendo en cuenta el uso del acero para diferentes industrias varían los tipos de acero, ya sea para la industria de la construcción, naval o petrolera, estos se encuentran clasificados y normados según el ASTM.

El ASTM tiene aprobada la normas de aceros estructurales, para perfiles laminados en caliente que son: A36, A529, A572, A242, A588, A709, A514, A852, A913 y A992.

El acero estructural A992, de grado 50, es uno de los últimos agregados en la lista, se usa en la construcción de edificios, ofrece perfiles tipo W. Tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 3515 Kg/m<sup>2</sup> – 50ksi.

### **2.3.4. Tipos de estructura de acero.**

Según el tipo de uso y necesidades se pueden desarrollar diferentes tipos de estructuras.

#### **2.3.4.1. Estructuras Entramadas.**

Son las usadas mayormente en la construcción de edificios, ya que consta de elementos dispuestos horizontal y verticalmente, formando así pórticos de varios niveles.

#### **2.3.4.2. Estructuras Triangulares.**

También llamadas cerchas, son utilizadas para producir grandes luces en su mayoría para galpones y puentes.

#### **2.3.4.3. Estructuras Colgantes.**

Consta de cables o tirantes que transmiten las fuerzas a las columnas, este tipo de estructura se usa en puentes

#### **2.3.4.4. Estructuras Laminares.**

Forman una especie de exoesqueleto, ya que son laminas conectadas entre sí, su uso está presente en la industria automotriz, aeronáutica y naval.

#### **2.3.4.5. Estructuras Geodésicas.**

Similar a las cerchas pero estas estructuras mediante hexágonos o pentágonos forman esferas, se emplean en la construcción de cubiertas, y estadios.

#### **2.3.5. Fabricantes de acero en el Ecuador.**

El Ecuador no es productor de materias primas, las cuales se importan de diferentes países, sin embargo un porcentaje considerable de la materia prima si es producido por la propia planta. En el Ecuador la demanda es creciente, las empresas destacadas en la industria siderúrgica son:

- ANDEC
- DIPAC
- ADELCA
- IPAC
- NOVACERO

### **2.3.6. Elementos estructurales.**

Los edificios de estructura metálica se componen de elementos dispuestos vertical y horizontalmente, los cuales transmiten la fuerza a los cimientos, logrando así el mejor comportamiento posible, estos forman los llamados pórticos. Los elementos que conforman este tipo de estructura son:

#### **2.3.6.1. Vigas Metálicas.**

Estos elementos se encuentran ubicados horizontalmente, trabajan a mayormente flexión, según el caso pueden llegar a someterse a tracción a compresión como en el caso de la fibras superiores y tensión en las fibras inferiores. Según el tipo de esfuerzo se pueden clasificar como; viguetas, vigas de tímpano y largueros. El perfil tipo W o I es el más usado para este tipo de elementos.



**Figura 12:** Vigas metálicas.

**Fuente:** Autoría Propia.

#### **2.3.6.2. Columnas.**

Son elementos que están dispuestos verticalmente y son los encargados de recibir el peso de las vigas y transmitirlos a la base, estos elementos están mayormente

sometidos a fuerzas axiales, a compresión, sin embargo el sismo las somete a fuerzas de tipo cortante. Se recomienda el uso elementos de perfil tipo W o I.



**Figura 13:** Columnas metálicas.

**Fuente:** Autoría Propia.

### **2.3.6.3. Losa de placa colaborante.**

Este tipo de losas se fabrica en base a las especificaciones de la Norma ASTM A-453 grado estructural 37 con acero galvanizado, goza de muchas ventajas en comparación con las losas tradicionales; fácil montaje, rápida instalación, alta resistencia, reduce costos de hormigón y el uso de refuerzo positivo de acero, y se elimina el uso del encofrado, cabe recalcar que su uso está aprobado por el SDI (Steel Deck Institute).

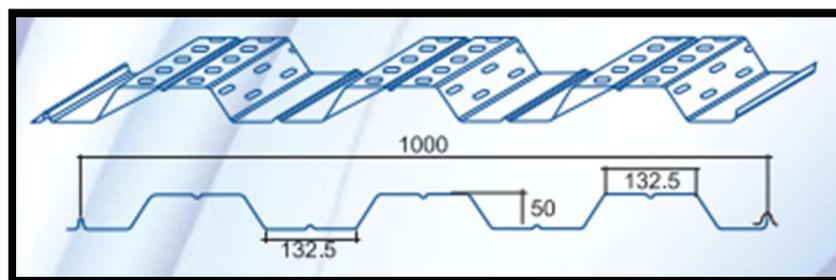


**Figura 14:** Supermercado FAE Quito.

**Fuente:** Manual de Kubilosa.

Las especificaciones técnicas de este elemento varía en función del fabricante, para nuestro estudio, hemos elegido el fabricante DIPAC, el cual cuenta con perfiles laminados en caliente y para mencionaremos sus especificaciones.

- Ancho efectivo: 1m
- Largo: Estándar y a medida
- Acabado: Galvanizado
- Espesores: 0,65 mm hasta 0,74mm



**Figura 15:** Geometría de la placa DIPAC.

**Fuente:** Manual DIPAC.

La losa Dipac se construye a base de diferentes componentes los cuales son:

- Hormigón  $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Lámina galvanizada trapezoidal resistencia  $F_y = 2600 \text{ Kg/cm}^2$
- Malla electro-soldada para temperatura.

Distancia entre apoyos (sin apuntalamiento)						
Espesor LOSACERO	Tipo apoyo	5 cm	6 cm	8 cm	10 cm	12 cm
0.65	simple	1.38	1.72	1.55	1.42	1.31
0.65	doble	2.06	1.96	1.79	1.66	1.55
0.65	triple	2.13	2.02	1.85	1.71	1.60
0.74	simple	1.99	1.87	1.69	1.55	1.44
0.74	doble	2.25	2.13	1.95	1.81	1.69
0.74	triple	2.32	2.21	2.01	1.87	1.75

**Figura 16:** Geometría de la placa Dipac.

**Fuente:** Manual de losa DIPAC.

### 2.3.7. Uniones y conexiones.

En la construcción de estructuras con acero la unión de los elementos es de suma importancia, ya que estos definen el tipo de fuerzas a las que va a estar sometido el elemento en los apoyos y las fuerzas a transmitirse, estos pueden definir el costo de la estructura, y deben desarrollarse en base al comportamiento que se requiere obtener de la estructura y del tipo de perfiles a unir.

Según Mc Cormac nos menciona que existen conexiones precalificadas por el AISC 360-10 en el caso de los perfiles I, sin embargo hay uniones en el que debe desarrollarse un análisis más exhaustivo como el de elementos finitos para secciones de tipo tubular.

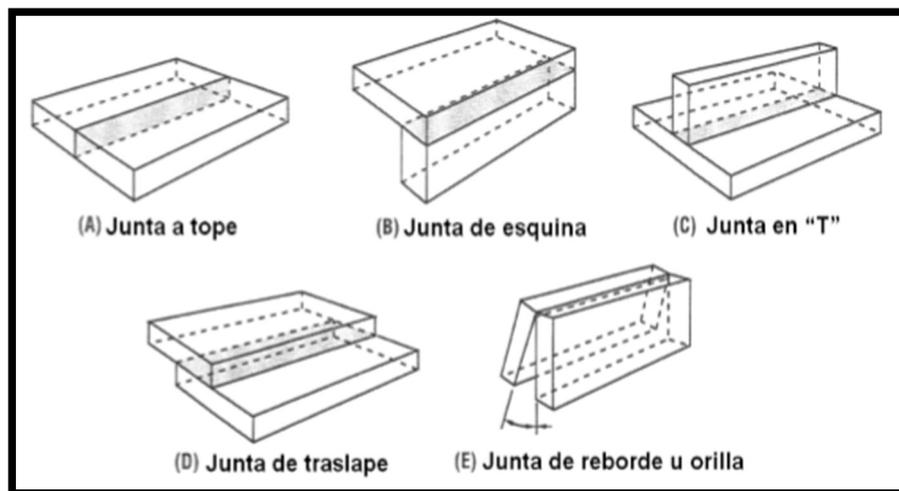
Las uniones y conexiones pueden ser de tipo semirrígida, rígida y flexible. Recordando que no existen conexiones totalmente rígidas o totalmente flexibles.

#### 2.3.7.1. Tipos de junta.

Hay cinco tipos de juntas como mostramos en la figura 17.

- Junta a tope
- Junta de esquina

- Junta en T
- Junta de traslape
- Junta de reborde u orilla



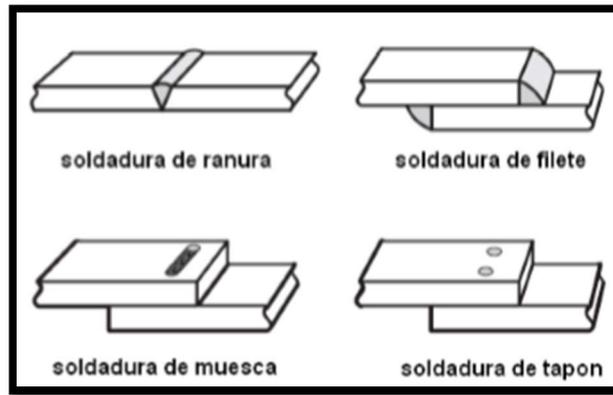
**Figura 17: Tipos de junta**

**Fuente:** *Diseño de la estructura de acero de un edificio de apartamentos para ser utilizados en la región litoral de Ecuador, Pillajo- Sarmiento, 2009. Pág. 193.*

### **2.3.7.2. Conexiones con soldadura**

Los diferentes tipos de soldadura a realizarse se encuentran definidos por el AISC 360-10 los cuales son los siguientes:

- Tipo ranura
- Tipo filete
- Tipo muesca
- Tipo tapón



**Figura 18:** Tipos de junta.

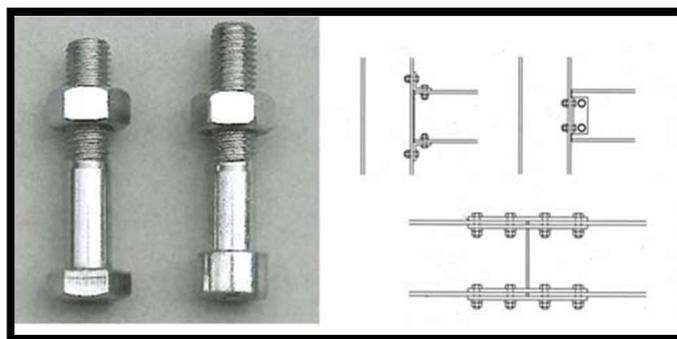
**Fuente:** Diseño de la estructura de acero de un edificio de apartamentos para ser utilizados en la región litoral de Ecuador, Pillajo- Sarmiento, 2009. Pág. 193.

La Asociación Latinoamérica de Acero nos menciona los tipos de soldadura presente en la construcción; Soldadura oxiacelénica, soldadura al arco.

- Soldadura por Electrodo Manual Revestido (Stick Metal Arc Welding).
- Soldadura por arco sumergido (Submerged Arc Welding).

### **2.3.7.3. Conexiones apernadas.**

Este tipo de conexiones tiene mayores ventajas como en el control de calidad, su fácil reciclaje y se encuentra determinado por la calidad del perno a usar. Hay que tener un cuidado más especial ya que se debe tener mayor precisión a la hora del montaje ya que pueden haber descuadres.



**Figura 19:** Pernos y uniones apernadas

**Fuente:** ALACERO, Sandro Ansaldo

## **2.4. Análisis y diseño estructural**

### **2.4.1. Métodos de Análisis Estructural.**

#### **2.4.1.1 Definiciones Generales**

Oscar López afirma que “el objetivo del método de análisis estructural es la determinación de valores confiables de su respuesta dinámica a fin de proseguir con su diseño o verificación de las capacidades de sus elementos estructurales”.

#### **2.4.1.2. Análisis Lineal**

La gran mayoría de métodos de las normas de diseño sísmico son de análisis lineal, consecuentes con la hipótesis de sistemas elásticos establecida en el modelo matemático.

#### **2.4.1.3. Clasificación de los métodos de análisis.**

El NEC-15 nos indica los diferentes métodos de análisis los cuales presentamos a continuación:

- ✓ Análisis estático.
- ✓ Análisis dinámico.
- ✓ Análisis dinámico espectral
- ✓ Análisis dinámico paso a paso en el tiempo

### **2.4.2. Métodos de diseño Estructural.**

El AISC 360-10 nos da los diferentes métodos de diseño descritos a continuación:

#### **2.4.2.1. Método de diseño por factores de resistencia y carga LRFD.**

La asociación Latinoamericana de Acero establece las siguientes ventajas de este método de diseño; diseño más racional que el ASD, es fácilmente modificable y adaptable para diferentes solicitaciones, y se permite el uso de diferentes materiales.

#### **2.4.2.2. Método de diseño por tensiones admisibles ASD.**

Este método se lo considera más antiguo aunque aún se sigue usando, ALACERO recomienda su uso para la reparación y rehabilitación de antiguas estructuras.

#### **2.4.3. Métodos de diseño sísmico.**

Para que una estructura se considerada sismo resistente hay dos métodos de diseño que nos indica la NEC-15 que podemos elegir para nuestro proyecto y son; el método de diseño basado en fuerzas DBF, y el método de diseño basado en desplazamientos DBD.

##### **2.4.3.1. Método de diseño basado en fuerzas DBF.**

Recordamos que la NEC 15 nos indica que este tipo de método va de la mano con los dos tipos de análisis; lineal estático y dinámico para todas las estructuras, se puede realizar una excepción con las estructuras que son regulares.

##### **2.4.3.2. Método de diseño basado en fuerzas DBD.**

Puede ser una opción para el diseñador, o desarrollarla como un complemento. El NEC 15 establece que puede ser usado para estructuras regulares o no regulares, ya sea de hormigón o acero o con muros de carga.

##### **2.4.3.2. Método de diseño por capacidad.**

Este método es un complemento de ambos ya que según el NEC-15 este se enfoca en el análisis de los mecanismos plásticos, cumpliendo la relación columna fuerte viga débil.

## CAPITULO III

### MARCO METODOLOGICO

#### 3.1. Tipo y Diseño de Investigación

En el presente proyecto de titulación, tenemos que la metodología mayormente empleada estuvo dentro la investigación descriptiva de campo en un modelo cuali-cuantitativo, por lo tanto tuvimos datos que fueron recogidos, comparados, verificados y analizados para establecer nuestra investigación descriptiva. Según Tamayo 2014 estableció que los tipos de investigación difícilmente se presentan puros, por tanto que se combinan entre sí, por tal razón incluimos la investigación histórica, estableciendo así una breve reseña histórica en el presente proyecto. Así hemos definido las diferentes etapas para nuestra investigación, En la cual hemos considerado:

- ✓ Descripción del problema
- ✓ Breve Reseña Histórica.
- ✓ Referencias de otras residencias.
- ✓ Investigación en libros sobre estructuras metálicas y usos en proyectos residenciales.
- ✓ Estudiantes cantidades y sus ciudades de origen, mediante técnicas de recolección de datos.
- ✓ Viabilidad del proyecto, proponiendo terreno, espacios, materiales estructura y requerimientos.
- ✓ Diseño Arquitectónico del Proyecto
- ✓ Análisis estructural con los requerimientos del proyecto

### 3.1.1 Población de estudio.

Ya tenemos definido nuestro problema de investigación, y el campo de estudio, estableceremos nuestra población de estudio.

Tamaño de la población = número de estudiantes (N) de la Facultad de Ciencias Físicas y matemáticas de la Universidad de Guayaquil.

Datos facilitados por: Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas- Universidad de Guayaquil.

#### 3.1.1.1 Técnica de Muestreo.

Utilizamos la técnica de muestreo simple.

Muestra:

Para determinar el tamaño de la muestra utilizamos la siguiente fórmula:

$$n = \frac{Z_{\alpha}^2 N p q}{e^2 (N - 1) + Z_{\alpha}^2 p q} \quad (3.1)$$

Dónde: n = tamaño de la muestra, numero de encuestas

N=población adoptada

Z $\alpha$ : es una constante que depende del nivel de confianza que asignemos

**Tabla 1:** Coeficientes de Z $\alpha$  con niveles de confianza.

Valor de Z $\alpha$	1,15	1,28	1,44	1,65	1,96	2,24	2,58
Nivel confianza	75%	80%	85%	90%	95%	97%	99%

**Fuente:** Metodología de la investigación Wikipedia.

E=error admitido (1%-5%)= 5%

$p$ = proporción de individuos que poseen en la población la característica de estudio. Este dato es generalmente desconocido y se suele suponer que  $p=q=0,5$  que es la opción más segura.

$q$ = proporción de individuos que no poseen esa característica, es decir, es  $1-p$ .

### **3.1.1.2. Población Objetivo.**

Nuestra población objetivo son los estudiantes de otras provincias que estudian en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Guayaquil.

### **3.1.2. Técnicas de recolección de datos.**

Basado en nuestro tipo de investigación, Según Abouhamad, establecimos el estudio por encuesta como nuestra técnica de recolección de datos, esto nos permite obtener la información necesaria para el desarrollo del proyecto.

Requerimientos del Proyecto:

- ✓ Capacidad
- ✓ Ubicación
- ✓ Tipo de residencia
- ✓ Tipo de habitaciones
- ✓ Tipo de estructura

### **3.2. Método de Análisis estructural a emplear**

Hemos establecido como método de análisis el “Estático lineal” ya que según Oscar López indica que solo en aquellos edificios que satisfagan los siguientes requerimientos; distribución de masas, uniformidad, rigideces, capacidad dúctil y resistencia, pueden emplear este método.

### **3.3. Método de diseño estructural a emplear**

Como metodología de diseño seguiremos el método de diseño por factores de resistencia y carga LRFD, ya que este es ampliamente aceptado y recomendado ya que para nuestro caso se adapta a las necesidades y cambios como lo es el uso del material estructural que vamos a emplear en el proyecto.

### **3.4. Método de diseño sísmico a emplear**

Utilizaremos el Diseño sísmico basado en fuerzas DBF para el análisis sísmico y complementando el diseño por capacidad para los mecanismos plásticos.

### **3.5. Software a emplear**

Para dibujar los planos tanto estructurales y arquitectónicos nos basaremos en el software AutoCAD 2016 propiedad de Autodesk. Para el análisis y diseño estructural usaremos el software ETABS 2015 de propiedad de CSI computers.

### **3.6. Reglamentos y normas a seguir**

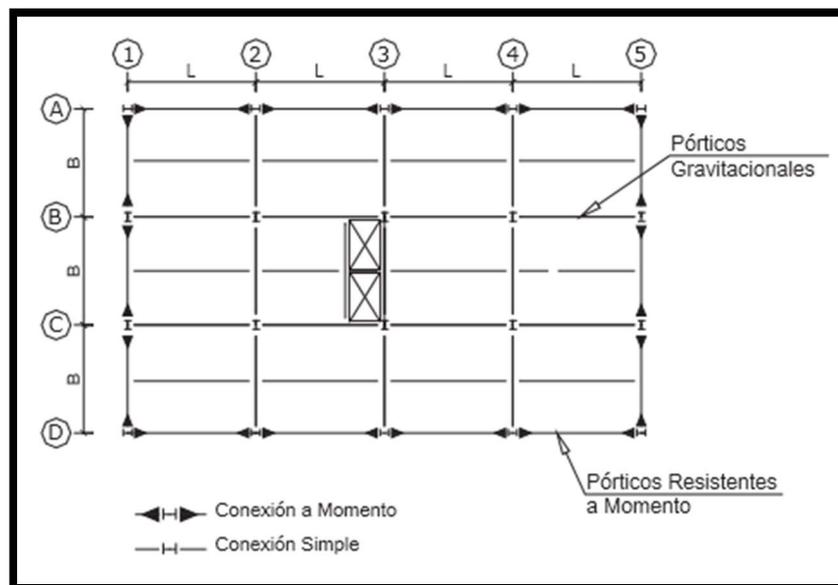
Tenemos como principal norma a seguir la del Instituto Americano de Construcción en Acero por sus siglas en inglés; AISC 360-10. Nos basaremos también en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, la cual es una norma sismo resistente.

## CAPITULO IV

### NORMAS A SEGUIR PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 4.1. Estructura de acero NEC15

Debemos identificar cual será nuestro sistema resistente a cargas sísmicas, ya que ellas son las disposiciones sísmicas como lo indica este capítulo de la NEC-15 son las que gobernarán en nuestro diseño, para ello se establece un sistema de pórticos resistentes a momento los cuales serán los encargados de resistir estas cargas sísmicas, al resto pórticos se los llamara gravitacionales ellos solo resistirán cargas verticales.



**Figura 20:** Configuración de pórticos en planta de un edificio acero.

**Fuente:** NEC-14, Estructura metálica. Pág. 19.

Debemos tener en consideración como lo muestra la figura 3.x que antes de los años 70s todos los pórticos eran diseñados resistente a momento, tal y como se acostumbra en nuestro país, Pero debida a una cuestión económica se aconseja que los pórticos resistentes a momento sean los perimetrales.

#### **4.1.1. Cargas y combinaciones de carga.**

Primero definiremos los tipos de carga a emplearse, nuestra edificación se encuentra en la ciudad de Guayaquil, para ello no hemos tomado en cuenta cargas que si deben usarse para la región andina. La norma las clasifica en; permanentes, variables y accidentales.

Los tipos de carga a usar según el NEC-15 de serán los siguientes:

- ✓ Carga Muerta: Aquí están las del peso propio y la sobrecarga o llamada también carga sobre impuesta.
- ✓ Carga Viva: Están la viva que se encuentra definida por la norma y la viva de techo que es un porcentaje de la anterior.
- ✓ Carga Sísmica: Esta en función de la carga sísmica definida previamente por un análisis de ella.

Las combinaciones de carga a usar están basadas en las definidas por el el ASCE 7(ANSI A581.)

*Tabla 2: Combinaciones de carga.*

<b>COMBINACIONES DE CARGA</b>	
<b>COMBO 1</b>	1,2PP+1,2SCP
<b>COMBO 2</b>	1,2PP+1,2SCP+1,6CV+1,6CVT
<b>COMBO 3</b>	1,2PP+1,2SCP+1SX+1CV+1CVT
<b>COMBO 4</b>	1,2PP+1,2SCP-1SX+1CV+1CVT
<b>COMBO 5</b>	1,2PP+1,2SCP+1SY+1CV+1CVT
<b>COMBO 6</b>	1,2PP+1,2SCP-1SY+1CV+1CVT
<b>COMBO 7</b>	0,9PP+0,9SCP+1SX
<b>COMBO 8</b>	0,9PP+0,9SCP-1SX
<b>COMBO 9</b>	0,9PP+0,9SCP+1SY
<b>COMBO 10</b>	0,9PP+0,9SCP-1SY
<b>COMBO 11</b>	1,2PP+1,2SCP+1SPX+1CV+1CVT
<b>COMBO 12</b>	1,2PP+1,2SCP+1SPY+1CV+1CVT
<b>COMBO 13</b>	0,9PP+0,9SCP+1SPX
<b>COMBO 14</b>	0,9PP+0,9SCP+1SPY

*Fuente: NEC-14, Cargas no sísmicas.*

#### **4.1.2. Diseño basado en factores de carga y resistencia (LRFD).**

Esta metodología de diseño es ampliamente usada, se encuentra definida por la Norma Ecuatoriana de la construcción, esta se referencia en el AISC 360-10 para el uso de este método.

##### **4.1.2.1. Ecuación básica de diseño.**

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n \quad (4.1)$$

Donde tenemos que:

$Q_i$  Efecto de las acciones calculadas (V, M, P) bajo las cargas de servicio.

$\gamma_i$  Factor de carga, depende del tipo y de la combinación de carga.

$\Phi$  Factor de resistencia, es menor a la unidad, está definido en función del tipo de resistencia.

$R_n$  Resistencia nominal

La ecuación nos da a entender la siguiente relación a cumplir:

Efecto de las acciones  $\leq$  Resistencia a los efectos de las acciones

#### **4.1.2.2. Ecuaciones de diseño.**

$$\text{Tensión} \quad \boxed{T_u \leq \Phi T_n} \quad (4.2)$$

$$\text{Compresión} \quad \boxed{P_u \leq \Phi P_n} \quad (4.3)$$

$$\text{Flexión} \quad \boxed{M_u \leq \Phi M_n} \quad (4.4)$$

$$\text{Cortante} \quad V_u \leq \Phi V_n \quad (4.5)$$

#### **4.1.2.3. Resistencia por estados límites**

Esto nos define el modo de falla de la estructura. El manual AHMSA nos define que la resistencia por estados límites en estructuras de acero relaciona a los siguientes problemas:

- Inestabilidad: Ya sea local, del elemento o del conjunto.
- Fractura.
- Flujo plástico: Este solo se lo considera cuando hay de por medio una deformación excesiva.

#### 4.1.2.4. Estados límites de servicio.

Este modo de falla afecta las operaciones de la edificación mas no su seguridad, el AISC 360-10 nos define que se debe revisar con las cargas de servicio sin mayorar.

- Deflexiones excesivas: Estas producen fisuras y daños en elementos no estructurales.
- Vibraciones excesivas: Causan malestar y estos son producidas artificialmente por la acción del hombre.

**Tabla 3: Diversos factores de reducción de la resistencia.**

Factor de resistencia $\Phi$	Estado límite
0.9	Flujo plástico en la sección total.
0.75	Fractura.
0.85	Pandeo de columnas aisladas.
0.9	Flexión y cortante (vigas).
0.9	Miembros sujetos a compresión axial y flexión (miembros flexo comprimidos o columnas)

**Fuente:** Manual de diseño para la construcción en acero, AHMSA.

#### 4.1.3. Especificaciones para materiales.

En la sección de estructuras metálicas, la NEC-15 establece que el esfuerzo de fluencia especificado  $F_y$  que debe tener el acero estructural usado en miembros en los cuales esperamos un comportamiento inelástico, no debe exceder de 345 Mpa ósea 50 Ksi. Este requerimiento se aplica tanto en pórticos especiales a momento (PEM), arriostrados concéntricamente (PEAC) y arriostrados excéntricamente (PAE).

Según las especificaciones ASTM los aceros estructurales son los detallados a continuación.

A36/36 M

A53/53 M (GRADO B)

A572/572 (GRADO 50)

A588/588 M

A992/992 M

A500(GRADO B o C)

A501

Estos aceros han sido seleccionados por su excelente comportamiento en acciones sísmicas, cumpliendo con las siguientes características; buena soldabilidad, capacidad de deformación inelástica, y una fluencia bien pronunciada.

#### **4.1.4. Metodología del diseño por capacidad.**

Mediante la NEC-15, se establece el diseño por capacidad, en la cual la mayor parte del conjunto de elementos es determinada en base a las fuerzas correspondientes a la capacidad probable de ciertos miembros designados como cedentes. Se requiere la estimación de la resistencia probable de los miembros designados como cedentes. Así establecemos:

##### **4.1.4.1 Esfuerzos de fluencia probable.**

$$\boxed{F_{yp} = R_y F_y} \quad (4.6)$$

Tenemos que:

$F_y$  Esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero.

$R_y$  Factor de esfuerzo de fluencia probable.

##### **4.1.4.2 Resistencia a la fluencia probable.**

$$\boxed{R_{fp} = F_{yp} A_g} \quad (4.7)$$

Tenemos que:

$F_{yp}$  Esfuerzo de fluencia probable.

$A_g$  Área de la sección transversal del elemento.

$R_{fp}$  Resistencia a la fluencia probable.

#### 4.1.4.3 Resistencia a la tensión probable.

$$R_{tp} = R_t F_u \quad (4.8)$$

Tenemos que:

$F_u$  Resistencia mínima a la tensión especificada del acero.

$R_t$  Relación ente la resistencia a la tensión probable y la resistencia mínima a la tensión especificada  $F_u$  del material.

$R_{tp}$  Resistencia a la tensión probable.

#### 4.1.4.4 Valores de $R_y$ y $R_t$ .

La norma ASTM, nos entrega las propiedades mecánicas del material, tanto el  $F_y$ , como el  $F_u$ .

En el caso de que se utilicen perfiles laminados en caliente cuya procedencia es de los Estados Unidos de Norteamérica, se recomienda utilizar los valores especificados en la Tabla A3.1 de ANSI/AISC 341-10.

**Tabla 4:** Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable ( $R_y$ )	Factor de Tensión Probable ( $R_t$ )
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM Gr. 50	1.1	1.25
ASTM Gr. 50	1.15	1.15

**Fuente:** ANSI/AISC 341-10. Tabla A3.1

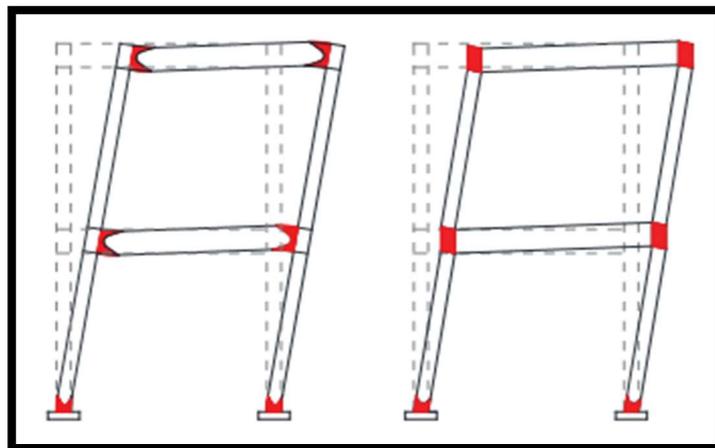
**Tabla 5: Resumen de las Propiedades de las planchas de Acero Evaluadas.**

Especificación		Mínimo (ksi)	Media (ksi)	Máximo (ksi)
ASTM A36	Esfuerzo de fluencia	36.00	47.12	63.00
	Resistencia a la tensión	51.00	64.76	84.00
	Fy/fu (%)	56.00	73.00	98.00
ASTM A588 Gr.50	Esfuerzo de fluencia	49.00	55.36	70.00
	Resistencia a la tensión	67.00	82.26	94.00
	Fy/fu (%)	59.00	67.00	82.00
ASTM A572 Gr.50	Esfuerzo de fluencia	50.00	58.38	73.00
	Resistencia a la tensión	71.00	81.26	90.00
	Fy/fu (%)	62.00	72.00	87.00

**Fuente:** ANSI/AISC 341-10.

#### 4.1.5. Diseño de pórticos especiales a momento (PEM).

Debemos recordar que estos pórticos son capaces de resistir las deformaciones inelásticas cuando estén expuestos a fuerzas producidas por el sismo de diseño.



**Figura 21:** Zonas de deformaciones inelásticas en el PEM.

**Fuente:** NEC-15, Estructuras de acero. Pág. 41.

Para ello estableceremos los siguientes requerimientos descritos a continuación.

##### 4.1.5.1 Clasificación de las estructuras.

Aquí definiremos el tipo de nuestra estructura, basada en la clasificación que nos entrega la NEC-15, en la cual establece dos tipos de estructuras.

- Tipo 1: Todos sus pórticos, tanto interiores como exteriores son diseñados como PEM.
- Tipo 2: Solo sus pórticos perimetrales se diseñan como PEM.

#### 4.1.5.2 Criterio Columna fuerte – Viga débil.

La NEC-15 define este criterio, para así tratar de establecer el modo en el que va a fallar la estructura, ósea que primero fallen y deformen las vigas y no las columnas, evitando un colapso de la estructura.

Así se establece que se debe cumplir la siguiente relación:

$$\boxed{\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0} \quad (4.9)$$

Donde:

$\sum M_{pc}$  Suma de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo.

$\sum M_{pv}$  Suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo.

Para determinar  $\sum M_{pc}$  adoptamos la siguiente ecuación, basada en el método de diseño LRFD:

$$\boxed{\sum M_{pc} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)} \quad (4.10)$$

Donde tenemos:

$\sum M_{pc}$  Suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo.

$A_g$  Área gruesa.

$F_{yc}$  Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las columnas.

$P_{uc}$  Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga para las columnas.

$Z_c$  Módulo plástico de la columna.

Para determinar  $\sum M_{pv}$  usamos la siguiente ecuación según el LRFD:

$$\sum M_{pv} = \sum (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv}) \quad (4.11)$$

$\sum M_{pv}$  Suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo.

$R_y$  Factor de esfuerzo de Fluencia probable.

$F_{yv}$  Esfuerzo mínimo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas.

$Z_v$  Módulo plástico de la viga.

$M_{uv}$  Momento adicional basado en combinaciones LRFD, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.

## 4.2. Peligro sísmico NEC- 15

### 4.2.1. Tipos de perfiles de suelo.

Los tipos de perfil son de mucha importancia ya que es lo que esto nos define la interacción suelo-estructura, por ende el comportamiento que va a tener la misma, más aun cuando lo analizamos desde el punto de vista del peligro sísmico, ya que un suelo débil tiende a incrementar la aceleración del sismo, afectando así de mayor manera a la estructura. El tipo de suelo va a ser definido mediante un estudio del mismo. La NEC-15 establece seis tipos de perfil de suelos en el Ecuador, esta se subdivide en dos los tipos A hasta E corresponden a los 30 metros superiores del perfil, pero el tipo de perfil F al ser especial, está definido de una forma diferentes y

con otro criterio. Los tipos de suelos definidos por la NEC 15 se encuentran expuestos en la siguiente tabla.

**Tabla 6: Tipo de suelo.**

Tipo perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos	$50 > N \geq 15.0$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

#### 4.2.2. Zonas sísmicas y factor Z.

Ecuador al estar en una zona sísmica, la NEC-15 establece diferentes zonas, con un factor diferente (z) que se encuentra en función a un mayor riesgo de peligro sísmico, este proviene de un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un período de retorno de 475 años.

**Tabla 7: Valores del factor z con respecto a la zona.**

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

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

#### 4.2.3. Factor de importancia de la edificación.

Las edificaciones tienen un diferente grado de importancia que va en función al servicio que van a brindar, teniendo mayor importancia las estructuras que están destinadas al servicio público manteniéndola así operativa después y durante un sismo. Este factor aumenta la demanda sísmica de diseño para la estructura.

**Tabla 8: Coeficiente de importancia I.**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

#### 4.2.4. Espectro de diseño en aceleraciones.

El cálculo de la aceleración lo realizamos mediante dos condiciones en función del periodo que calculamos en la sección anterior 4.1.6.

$$S_a = NZF_a : \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (4.12)$$

$$S_a = NZF_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r : \text{Para } T > T_c \quad (4.13)$$

Donde tenemos que:

N Razón entre  $S_a$  y el PGA para el periodo elegido.

r Factor en función de la ubicación del proyecto.

$S_a$  Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T Periodo fundamental de vibración de la estructura.

$T_c$  Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

#### 4.2.5. Determinación del Factor (R).

Denominada factor de reducción de resistencia, se basa en condiciones externas y propias de la estructura. Mediante este factor se trata de controlar y establecer una falla dúctil en la estructura, con la cual se espera que se desarrollen rotulas en secciones como está considerado predeterminadamente.

**Tabla 9: Sistemas Estructurales Dúctiles.**

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos Resistentes a Momento</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros Sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

**Tabla 10: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.**

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <u>NEC-SE-HM</u> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <u>NEC-SE-HM</u> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

Recordemos que la NEC-15 nos indica que el factor R no es más que una disminución de la fuerza sísmica de diseño, lo que se logra con rotulas plásticas. Como tenemos una estructura de acero laminada en caliente aseguramos que nuestro sistema estructural será dúctil, para ello debemos seguir los requerimientos par diseño y construcción del capítulo de estructuras metálicas, presente en la NEC-15.

#### 4.2.6. Coeficientes de regularidad en planta $\Phi_p$ y elevación $\Phi_e$ .

Se partirá de un análisis de la forma de la estructura Mediante las tablas 13 y 14 de la NEC-15 para poder así definir los coeficientes de planta y elevación.

$$\boxed{\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}} \quad (4.14)$$

$$\boxed{\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}} \quad (4.15)$$

Podremos definirla como regular en elevación  $\Phi_E = 1$ , si cumple la siguiente condición:

$$\text{Si } \Delta M_i < 1.30 * \Delta M_{i+1}$$

Donde tenemos:

$\Delta M_i$  Deriva máxima de cualquier piso.

$\Delta M_{i+1}$  Deriva máxima del piso superior.

Así definimos la regularidad del edificio y posteriormente la determinación del cortante basal.

#### 4.2.7. Tipo de método de análisis y diseño.

En el capítulo anterior establecimos el uso del método de análisis estático lineal ya que la estructura es regular y no requiere de un análisis dinámico más exhaustivo.

Para definir la regularidad de la estructura la NEC 15 en su capítulo de peligro sísmico 5.2.3 nos da las pautas para clasificar nuestra estructura y así seguir con el método de análisis y diseño más adecuado.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=1}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Tenemos que:

$V$  Cortante total en la base de la edificación.

$V_x$  Cortante total en el piso en  $x$  del edificio.

$F_i$  Fuerza lateral aplicada en un piso  $i$  de la edificación.

$F_x$  Fuerza lateral aplicada en un piso  $x$  de la edificación.

$n$  Número de pisos del edificio.

$w_x$  Peso designado al piso  $x$  del edificio. Incluyendo una fracción de carga viva.

$w_i$  Peso designado al piso  $i$  del edificio. Incluye una fracción de la carga viva.

También determinaremos  $K$  en función del periodo, para ello nos referenciamos en las siguientes condiciones dadas por la NEC-15.

**Tabla 11:** Condiciones para determinación de  $K$ .

Valores de $T$ (s)	$K$
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

**Fuente:** Norma ecuatoriana de la construcción, NEC 15.

#### 4.2.6.1 Método de diseño basado en fuerzas DBF.

Revisaremos los siguientes requisitos detallados a continuación:

Requisito 1: Fuerzas internas, para esto la Norma Ecuatoriana de la Construcción nos indica que deberemos analizar lo siguiente:

Las deflexiones o deformaciones.

Las fuerzas en los pisos y elementos.

Las Derivas de piso.

Los momentos.

Cortante de piso.

EL cortante en la base.

Requisito 2: Derivas de piso, seguiremos lo descrito en la sección 4.2.x presentada en este proyecto.

Requisito 3: Carga Sísmica Reactiva, la hallaremos siguiendo lo indicado en la norma, en la sección 4.2.x.

#### **4.2.7. Carga sísmica reactiva (W).**

Según la NEC-15 considera que la carga sísmica reactiva está en función de la carga muerta, aunque también toma en cuenta un 25% de la carga viva en el caso de bodegas y almacenaje.

Caso general:  $W = D$

Caso especial:  $W = D + 0,25 l_i$

Donde:

D es la carga muerta total de la edificación.

$l_i$  Carga viva del piso i.

#### 4.2.8. Cortante basal de diseño.

Este valor corresponde a la fuerza de corte en la base de la edificación. Está definida por la siguiente formula:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad (4.16)$$

Donde Tenemos:

I Coeficiente de importancia.

$S_a(T_a)$  Espectro de diseño en aceleración.

W Carga sísmica reactiva.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\phi_p$  y  $\phi_e$  Coeficientes de configuración en planta y elevación.

#### 4.2.9. Distribución vertical d las fuerzas sísmicas laterales.

En esta sección determinaremos la distribución de la fuerza del cortante basal para cada piso, este método está en función de las rigideces y de la altura del edificio, siguen un patrón triangular, seguiremos la siguiente ecuación como lo indica la NEC-15.

#### 4.2.10. Modos de obtención del periodo de vibración T.

El periodo de vibración T nos permite hallar el valor  $S_a$  del espectro en aceleraciones. La NEC-15 nos da dos métodos para la obtener T:

✓ Método I

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (4.17)$$

T Periodo de vibración.

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h_n$  Altura máxima de la edificación de n pisos desde la base en metros.

**Tabla 12:** Valores de coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$ .

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arrostros	0.072	0.8
Con arrostros	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

✓ Método II

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (4.18)$$

$f_i$  Distribución de fuerzas laterales.

$\delta_i$  Deflexión elástica del piso  $i$ .

$w_i$  Peso del piso.

#### 4.2.11. Deriva de piso.

La deriva de piso está dada por el NEC-15, en el cual se establece los límites de deriva inelástica, la cual está en función de la altura de piso.

**Tabla 13:** Valores de  $\Delta M$  máximos, dados como fracción de la altura de piso.

Estructuras de:	$\Delta M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

**Fuente:** Norma Ecuatoriana de la construcción, NEC-15.

Se debe revisar las máximas de deriva de piso, la cual es causada por el sismo de diseño  $S_x$  y  $S_y$ . Se realizara un análisis de la estructura, en cada piso, la cual están sometidas a las fuerzas laterales previamente calculadas.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad (4.19)$$

Donde tenemos:

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducida.

R Factor de reducción de resistencia.

Verificamos que:  $\Delta_M < \Delta_M$  máxima

#### 4.2.12. Momento torsional.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad (4.20)$$

$A_x$  Factor de amplificación torsional.

$\delta_{max}$  Valor de desplazamiento máximo en un nivel x

$\delta_{prom}$  Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

### 4.3 Criterios de diseño del AISC 360-10

#### 4.3.1. Elementos sometidos a compresión.

Según Zapata Baglietto en los elementos sometidos a compresión, tenemos que su resistencia depende de su longitud efectiva y de la geometría de la sección transversal. Cuando estos elementos alcanzan su carga crítica, se presentan los denominados pandeos, los cuales pueden deberse a:

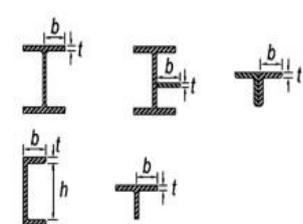
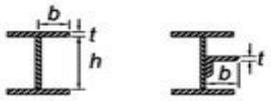
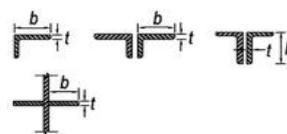
- ✓ Gran flexión en torno a de uno de los ejes de su sección transversal, conocido como eje crítico; se le nombra Pandeo flexional (o pandeo de Euler).
- ✓ Volteo alrededor del centro de corte de su sección transversal; a este pandeo se le nombra Pandeo torsional.
- ✓ Gran flexión mezclada con rotación; llamado Pandeo flexo-torsional.
- ✓ Pandeo local de los elementos componentes de la sección transversal; las enormes deformaciones de estos pueden ser el origen de la pérdida de la resistencia de los elementos en compresión.

#### ***4.3.1.1 Propiedades de los elementos a compresión.***

La forma de la sección transversal del miembro viene a ser determinante. De acuerdo con las relaciones ancho-espesor de sus diferentes segmentos las secciones metálicas sometidos a compresión se dividen en dos categorías según el AISC 360-10. Según esto la norma nos da una tabla.

- Secciones con elementos esbeltos: Cuando alguno de los elementos de la sección transversal tiene una correlación ancho espesor superior a  $\lambda_r$ .
- Secciones con elementos no esbeltos: Cuando alguno de los elementos de la sección transversal tiene una correlación ancho espesor menor a  $\lambda_r$ .

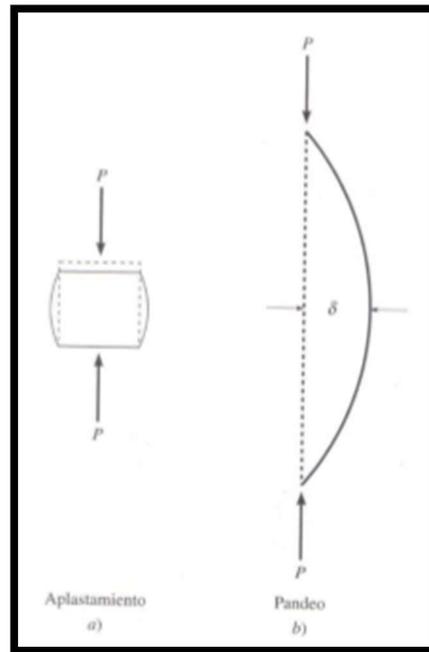
**Tabla 14: Relaciones ancho-espesor: compresión Axial.**

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor $l_r$ (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y Planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	$b/t$	$0.67 \sqrt{\frac{K_c E}{K_y}}$	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

**Fuente:** Norma AISC 360-10.

#### 4.3.1.2 Estados límites de Pandeo

Hay dos formas en que las columnas de acero pueden fallar, estas son el pandeo propio del elemento y por el pandeo local de la placa.



**Figura 22:** Miembros corto y largos a compresión.  
**Fuente:** Diseño Estructural en Acero (Zapata Baglietto).

- ✓ Pandeo del Miembro: No hay una distorsión en la sección de la columna. A su vez este puede ser por flexión, torsión y por flexo-torsión.
- ✓ Pandeo de la Placa: se sitúa en los elementos a compresión de la sección se pandean por ser delgados antes de que puedan desarrollarse otros tipos de pandeo.

#### 4.3.1.3 Longitud efectiva de columnas.

Este parámetro se refiere a la distancia entre dos puntos sucesivos del extracto pandeado. La carga de pandeo elástico de una columna se lo establece así:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (4.21)$$

Tenemos que:

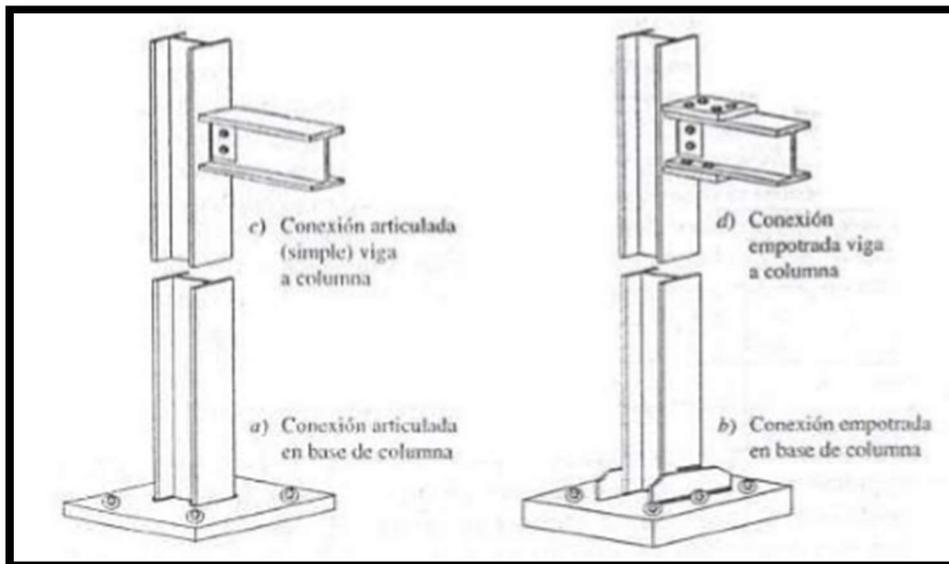
L Longitud de la columna.

KL Longitud efectiva de la columna

$K$  factor de longitud efectiva

$P_e$  Carga de pandeo elástico por flexión de la columna.

Tenemos que hay tres tipos de conexiones entre columnas y vigas: rígidas, semirrígidas, y simples. Definir este tipo de conexiones nos dará los tipos de restricciones que tendrá el elemento.



**Figura 23:** Tipos de Uniones.

**Fuente:** Diseño estructural Mc. Corman

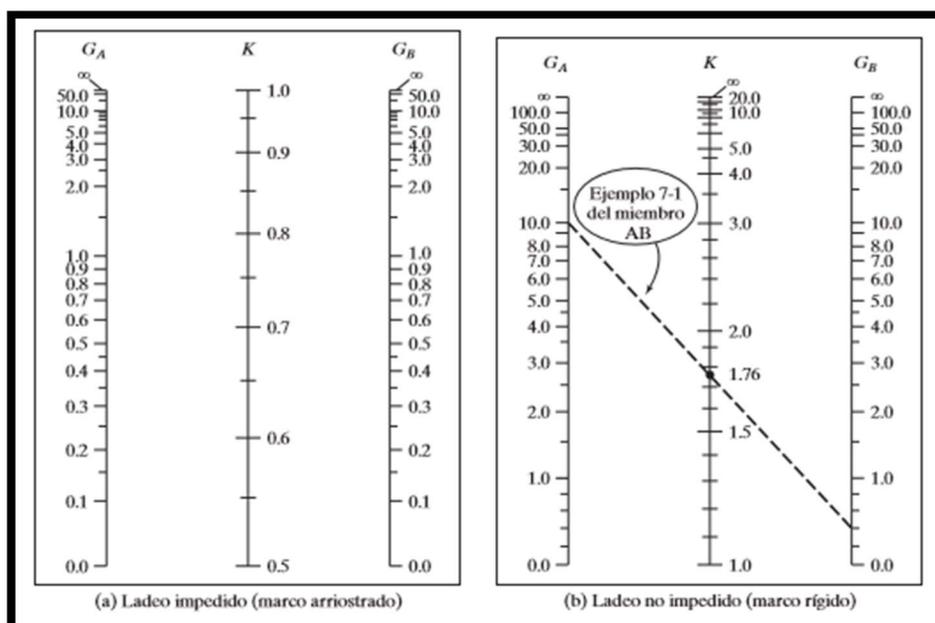
Los valores de  $K$  los hallaremos mediante la tabla 4. La cual se encuentra en el AISC 360-10 en la cual se establece los valores en función de las articulaciones y arrostramientos, tendremos dos valores de  $k$ , uno será el teórico y otro un valor recomendado.

<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(d)
Valor teórico de $K$	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado para $K$ , cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Representación esquemática de las condiciones de apoyo	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

**Figura 24:** Factores de longitud efectiva.

**Fuente:** AISC 360-10, Diseño para la estabilidad. Pág. 361.

En la figura 24 tenemos los nomogramas para factores de longitud efectiva para marcos arriostrados y no arriostrados, lo cual nos permitirá encontrar una columna equivalente de longitud  $KL$  que nos cumpla con la misma carga de pandeo que con la columna de longitud  $L$  real.



**Figura 25:** Nomogramas de Jackson y Moreland para longitudes efectivas.

**Fuente:** Diseño de Estructuras de Acero, 5ta edición, McCormac. Pág. 203

### **4.3.2. Elementos sometidos a flexión.**

#### **4.3.2.1 Diseño LRFD de vigas I.**

Para las vigas I que están sujetas a flexión en un eje, sin torsión ni fuerzas axiales, nos basaremos en el manual LRFD 2005 capítulo F, la cual como planteamos anteriormente establece que la resistencia de diseño debe ser mayor que la requerida.

La resistencia de diseño no era otra más que la resistencia nominal afectada por un  $\Phi$ , esta resistencia nominal era el menor valor entre los siguientes estados límites de flexión:

- Fluencia de la sección.
- Pandeo local del patín a compresión.
- Pandeo local de la placa del alma a compresión debida a flexión.
- Pandeo lateral torsional del miembro.

La resistencia  $V_n$  de la viga será la resistencia nominal al estado límite resistencia al corte.

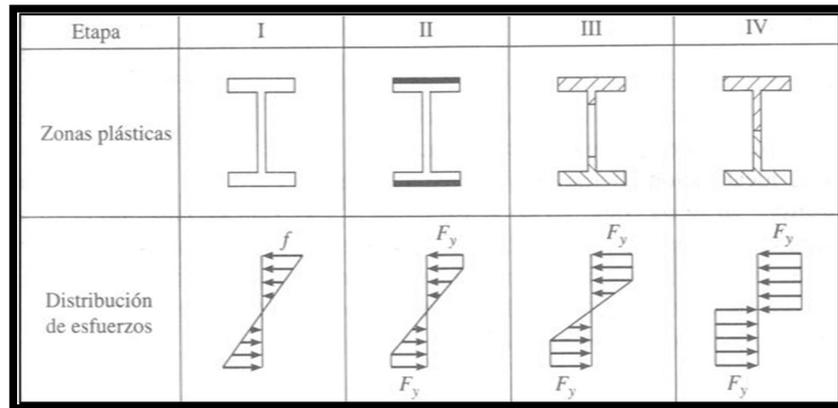
#### **4.3.2.2. Resistencia a la fluencia de una viga I.**

Primero exponemos algunos conceptos para tener una idea clara al determinar la resistencia a la flexión de una viga I. A continuación explicamos el Momento de fluencia  $M_y$  y momento plástico  $M_p$ .

Sí la sección transversal de una viga I está sometida a un momento flexionante  $M$  que aumenta gradualmente se tiene una distribución de esfuerzos normales en su sección transversal como la mostrada en la siguiente figura 3.35 en la que se presentan las siguientes etapas:

- Etapa I: con un momento  $M$  inicial se tiene una distribución, con un esfuerzo  $f$  menor que el esfuerzo de fluencia  $F_y$  del acero.
- Etapa II: cuando el momento  $M$  aumenta hasta hacer que las fibras externas de la sección transversal alcancen el esfuerzo de fluencia  $F_y$  del acero, se dice que la viga ha alcanzado el momento de fluencia  $M_y$ .
- Etapa III: si el momento flexionante  $M$  sigue aumentando, algunas zonas de la sección transversal de la viga alcanzan un esfuerzo constante e igual al esfuerzo de fluencia  $F_y$ , y se denominan zonas plásticas. El resto de las zonas donde el esfuerzo varía linealmente se denominan zonas elásticas.
- Etapa IV: el proceso de fluencia sucesiva de las fibras al aumentar el momento flexionante, se denomina plastificación de la sección transversal. Este proceso continuará hasta que se tenga una distribución del esfuerzo bi-rectangular (etapa IV de la Figura 3.35) en toda la sección. Al momento con el cual la sección ha alcanzado esta distribución de esfuerzos, en que toda la sección se ha plastificado, se le denomina momento plástico  $M_p$ .

Esta distribución bi-rectangular representa la máxima resistencia a la flexión de la sección transversal porque el momento no puede aumentarse más allá del valor de  $M_p$  porque se empiezan a tener grandes deformaciones que producen la falla por flexión del elemento estructural.



**Figura 26:** Comportamiento de una sección a flexión.

**Fuente:** Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD."

El momento de fluencia  $M_y$  lo calculamos en función del módulo de sección plástico  $S$  que es una propiedad de la forma geométrica de la sección.

$$M_y = S * F_y \quad (4.22)$$

De igual forma el momento plástico  $M_p$  está en función del módulo de sección plástico  $Z$ , el módulo de sección plástico  $Z$  representa la resistencia a la flexión de una sección transversal que ha fluido por completo. Este valor  $Z$  se encuentra tabulado en la primera parte del manual de la AISC para vigas estándar laminadas.

$$M_p = Z_x * F_y \quad (4.23)$$

Donde:

$M_p$  = momento plástico.

$Z_x$  = módulo de sección plástico de la sección alrededor del eje mayor.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material.

Una vez aclarado esto tenemos que la resistencia nominal  $M_n$  a la fluencia de una viga de sección I doblemente simétrica flexionada alrededor de su eje mayor, determinada en la parte F2 de las especificaciones AISC, es igual a:

$$M_n = M_p = Z_x * F_y \quad (4.24)$$

Por lo tanto la resistencia de diseño será:

$$M_d = \Phi_b M_n = \Phi_b Z_x F_y \quad (4.25)$$

Donde:

$M_d$  = resistencia de diseño =  $\Phi_b \cdot M_n$ .

$M_p$  = momento plástico.

$\Phi_b$  = factor de resistencia a flexión = 0,9.

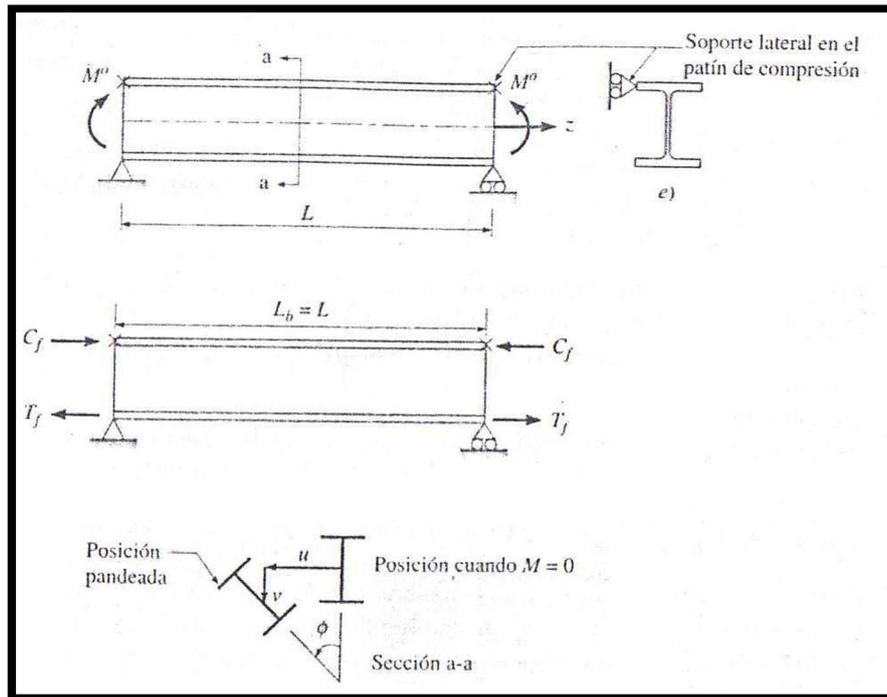
$M_n$  = resistencia nominal.

$Z_x$  = módulo de sección plástico.

#### **4.3.2.3 Pandeo lateral torsional.**

Sí una viga tiene soporte lateral adecuado, cuando esta viga es cargada en el plano de su alma, se deflexiona solo en ese plano hasta que alcance la máxima resistencia a la flexión.

Ahora sí una viga larga de longitud  $L_b$  y de sección I, y su patín de compresión soportado lateralmente sólo en los extremos, se carga progresivamente; el patín superior se pandeará fuera del plano de carga y se torcerá (ver Figura 3.36)



**Figura 27:** Pandeo lateral de una viga I.

**Fuente:** Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD."

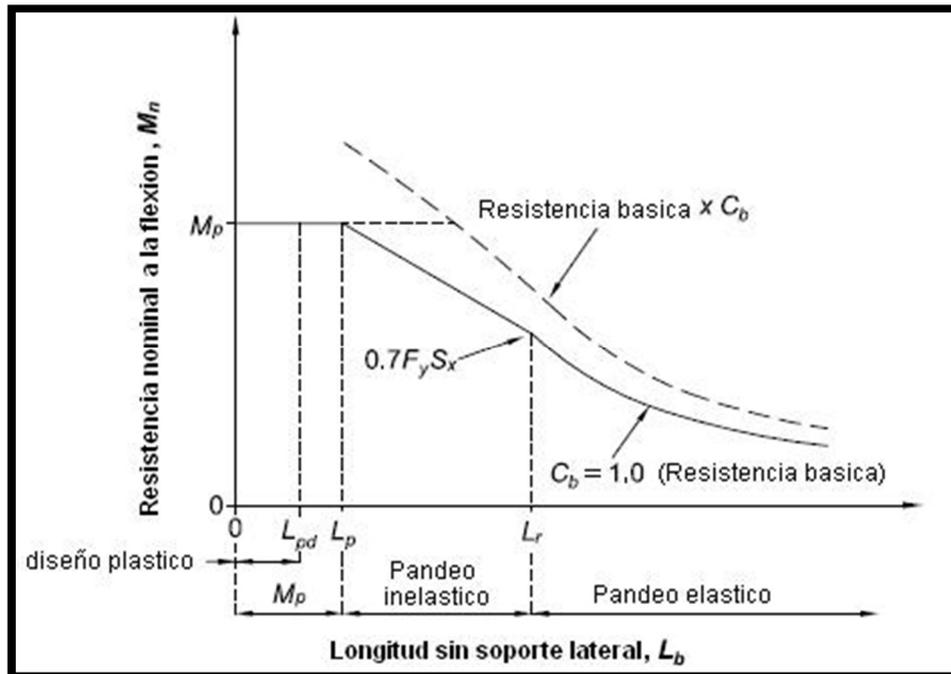
Este fenómeno de una viga I flexionada alrededor de su eje mayor a pandearse alrededor de su eje menor es conocida como pandeo lateral torsional o pandeo lateral de la viga. El pandeo lateral puede ocurrir antes que el momento en que la sección crítica alcance el momento de fluencia  $M_y$ .

En conclusión tenemos tres comportamientos de la resistencia nominal al pandeo lateral de acuerdo a la longitud sin soporte  $L_b$ :

1. Pandeo plástico, donde la longitud sin soporte lateral es lo suficientemente corta como para que el pandeo ocurra después de que se alcanza el momento plástico.
2. Pandeo lateral inelástico, cuando ocurre inestabilidad o pandeo después de que han fluido algunas partes de la viga

- Pandeo lateral elástico, que rige en vigas largas cuando la viga se pandea sin haber alcanzado la fluencia.

La relación entre la resistencia nominal  $M_n$  y la longitud sin soporte  $L_b$ , se puede ver en la siguiente figura, donde se observa unos valores límites de longitud  $L_p$  y  $L_r$  que separan los tres tipos de pandeos antes mencionados.



**Figura 28:** Resistencia nominal al pandeo lateral en función de  $L_b$ .

**Fuente:** Sriramulu Vinnakota, 2006, "Estructuras de acero: comportamiento y LRFD."

- La longitud límite sin soporte lateral,  $L_r$ , es la longitud no soportada de un segmento de viga bajo un momento uniforme en que comienza el régimen de pandeo lateral elástico.
- La longitud límite sin soporte,  $L_p$ , es la longitud no soportada más larga de un segmento de viga sujeto a momento uniforme para el que se desarrolla el momento plástico  $M_p$ .

Las longitudes límite  $L_p$  y  $L_r$  son determinadas a continuación:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.26) \quad \text{Ec. F2-5 AISC 360-10}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{S_x h_o} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,75 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{Jc} \right)^2}} \quad (4.27) \quad \text{Ec. F2-6 AISC 360-10}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (4.28) \quad \text{Ec. F2-7 AISC 360-10}$$

$r_y$  = radio de giro de la sección alrededor del eje y, (mm, pulg).

$E$  = módulo de elasticidad del acero 200000 Mpa (29000 ksi).

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material (Mpa o ksi).

$r_{ts}$  = radio de giro del patín a compresión (mm, pulg).

$I_y$  = momento de inercia alrededor del eje y, (mm<sup>4</sup>, pulg<sup>4</sup>).

$C_w$  = constante de alabeo, (mm<sup>6</sup>, pulg<sup>6</sup>).

$S_x$  = módulo de sección elástico alrededor del eje x, (mm<sup>3</sup>, pulg<sup>3</sup>).

$J$  = constante de torsión, (mm<sup>4</sup>, pulg<sup>4</sup>).

$h_o$  = distancia entre los centroides de los patines = peralte de la viga (d) – espesor de 1 patín (tf). (mm, o pulg).

$c$  = 1 para una viga I de doble simetría, para canales se determina con la ecuación F2-8b de la especificación.

La resistencia nominal  $M_n$  para el estado límite de pandeo lateral se determina en función de la longitud sin soporte lateral  $L_b$  como sigue:

1. Si  $L_b \leq L_p$

Aquí el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.

2. Si  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L} \right) \right] \leq M_p \quad (4.29)$$

3. Si  $L_b \geq L_r$

$$M_n = (F_{cr} S_x) \leq M_p \quad (4.30)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (4.31)$$

$C_b$  = factor de modificación para diagramas de momento no uniformes en la longitud  $L_b$ . Y  $C_b = 1$  para momento uniforme a lo largo de  $L_b$ .

$r_{ts}$  = radio de giro del patín a compresión (mm, pulg), definido anteriormente.

$h_o$  = distancia entre los centroides de los patines = peralte de la viga ( $d$ ) – espesor de 1 patín (tf). (mm, o pulg)

$c$  = 1 para una viga I de doble simetría, para canales se determina con la ecuación F2-8b de la especificación.

El factor de modificación de la flexión  $C_b$  es un factor que se usa para utilizar el efecto benéfico de cualquier gradiente de momento que puede ocurrir entre puntos de soporte lateral. De acuerdo con la sección F2.1 de la especificación AISC  $C_b$  puede tomarse de manera conservativa en todo los casos como 1, además de que para vigas en voladizos, donde no tiene soporte lateral el extremo no tiene soporte lateral se debe utilizar un  $C_b = 1$ .

Una expresión para  $C_b$  que puede usarse en diagramas de momento de cualquier forma para secciones simétricas, es la que establece la especificación AISC 2005 en su ecuación F1-1.

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5M_{max}+3M_a+4M_b+3M_c} R_m \quad (4.32) \quad (\text{Ec. F1-1 AISC 2005})$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x.}$  = valor absoluto del momento máximo dentro del segmento sin soporte lateral (incluidos puntos extremos).

$M_A$  = Valor absoluto del momento en un punto a un cuarto de la longitud del segmento sin soporte lateral.

$M_B$  = Valor absoluto del momento en un punto a la mitad de la longitud del segmento sin soporte lateral.

$M_C$  = Valor absoluto del momento en un punto a tres cuartas partes de la longitud del segmento sin soporte lateral.

$R_m$  = Parámetro de sección transversal = 1 para vigas I doblemente simétricas.

Se observa que cuando el momento de flexión es uniforme e igual a  $M_{max}$ , la relación anterior da como resultado un valor de  $C_b = 1$ .

#### **4.3.2.4. Pandeo local de placas.**

Las secciones de las vigas I están conformadas por placas, ala y alma, las cuales pueden pandearse localmente causando así una falla prematura de toda la sección o disminuir su resistencia general.

De acuerdo con las relaciones ancho-espesor de sus diferentes segmentos las secciones metálicas a flexión se dividen en tres categorías según el AISC 360-10 sección B4.

- a) Elementos compactos: sus relaciones ancho-espesor son menores o iguales a  $\lambda_p$ . Estas secciones son lo bastante fuertes para admitir la plastificación total.

- b) Elementos no compactos: sus relaciones ancho espesor son mayores que  $\lambda_p$  pero menores o iguales que  $\lambda_r$ . Al ser colocadas a compresión se adquirirá el punto de fluencia en parte de la sección pero se retorcerá poco antes de la plastificación total.
- c) Elementos con elementos esbeltos: aquí tenemos que algunos de los elementos de la sección transversal desarrollan una relación ancho espesor mayor a  $\lambda_r$ . Aquí pandeo local sucederá antes de que se alcance el punto de fluencia.

La línea que separa entre los elementos a compresión compactos y no compactos es la relación  $\lambda_p$ , mientras que la línea que separa entre elementos de compresión no compactos y esbeltos es la relación  $\lambda_r$ .

Una sección es compacta sí:

Patín		Alma
$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ (4.33)	o	$\lambda_w \leq \lambda_{pw}$ (4.34)

Y una sección es esbelta sí:

Patín		Alma
$\lambda_f > \lambda_{rf}$ (4.35)	o	$\lambda_w > \lambda_{rw}$ (4.36)

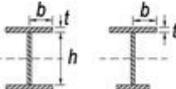
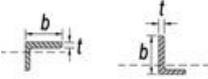
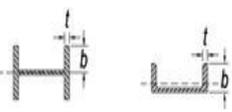
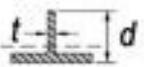
Y es una sección no compacta en todos los demás casos. Los valores de  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  para patines y almas a flexión se obtienen de la tabla B4.1 de la especificación AISC, tanto para perfiles laminados como para perfiles soldados o armados. Un extracto de la tabla mencionada se muestra en la Tabla 3.11. Y los términos  $\lambda_f$  y  $\lambda_w$  son las relaciones ancho/espesor expresadas en la Tabla 3.11. En la misma especificación se

expresa que solo hay 5 secciones no compactas entre los perfiles W de acero con  $F_y = 50$  ksi, y son los W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12.

En nuestro diseño utilizaremos secciones compactas laminadas en caliente, y luego modificaremos las dimensiones, con lo cual pasaran a ser secciones soldadas.

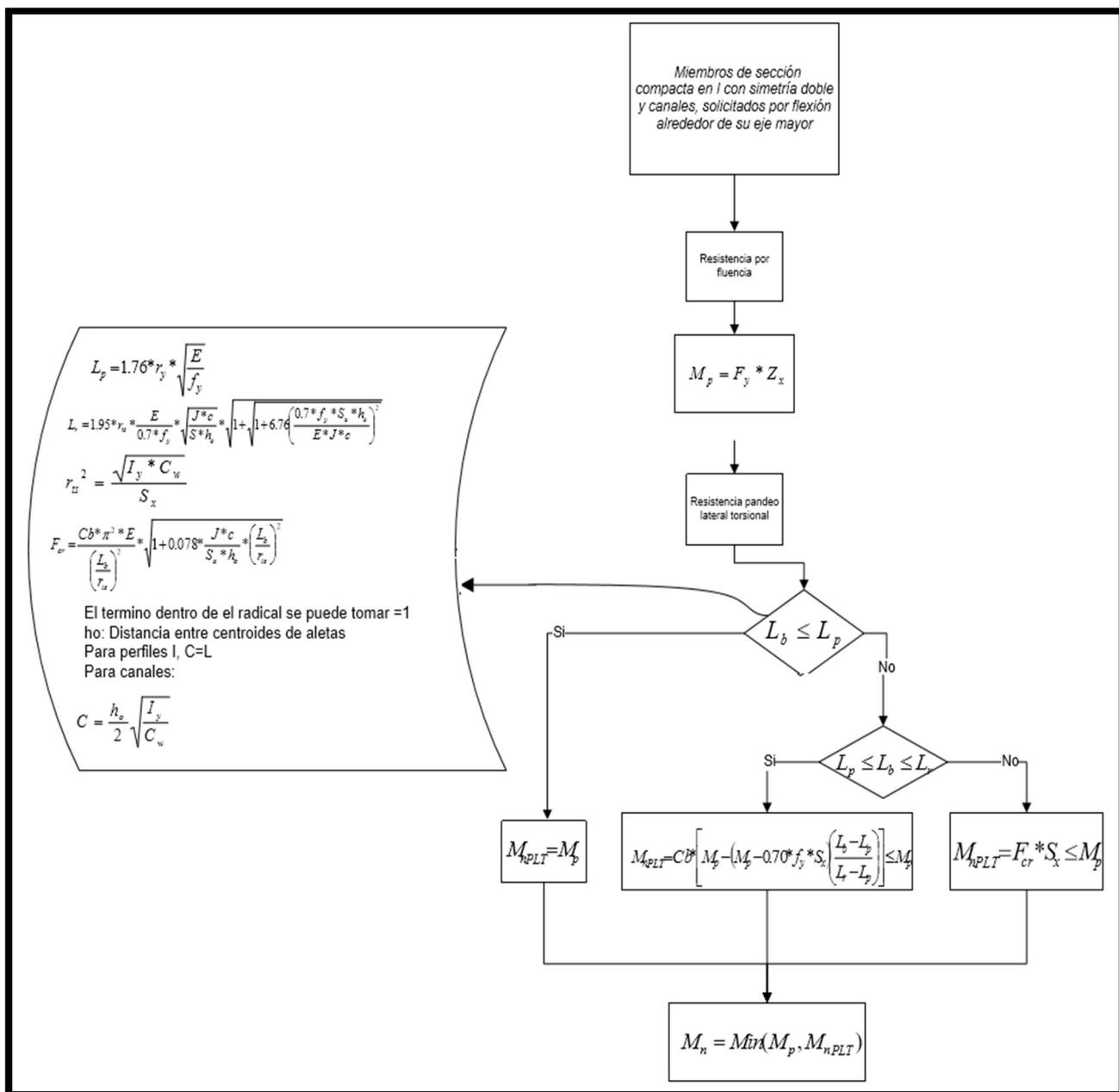
Después si las secciones cumplen que son compactas, entonces la resistencia nominal no disminuye. Si se tienen patines o almas no compactas ó esbeltas se debe revisar la sección correspondiente del capítulo F de la especificación LRFD.

**Tabla 15: Relaciones ancho-espesor: compresión flexión.**

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			$l_p$ (compacto-no compacta)	$l_r$ (esbelto-no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y te.	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos No-Atiesados	11 Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_l}}$	
	12 Alas de ángulos simples	$b/t$	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Almas de tes	$d/t$	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

**Fuente:** Norma AISC 360-10.

Los elementos sometidos a flexión en nuestro proyecto serán verificados con el siguiente diagrama de flujo basado en la tabla 3.x. de la norma AISC 360-10. El cual es solo para miembros de sección compacta en I con simetría doble y canales, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor



**Figura 29:** Miembros de sección compacta en I con simetría doble y canales, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor.

**Fuente:** Diseño de elementos a flexión, Terreros.

#### 4.3.2.5. Resistencia al Corte.

El encargado de resistir el cortante en perfiles I flexionados alrededor de su eje mayor, es el alma. El capítulo G de la especificación 2005 establece que se debe tomar el área del alma como el peralte total por el espesor del alma. Y estado límite de fluencia por cortante del alma para almas rigidizadas y no rigidizadas está dado por:

$$V_d = \phi_v V_n = \phi_v (0,6 F_y) A_w C_v \quad (4.37) \quad \text{Ec. G2-1 AISC 360-10}$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.38)$$

Donde:

$V_d$  = resistencia de diseño a corte.

$\phi_v$  = factor de resistencia a corte = 1.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del material.

$A_w$  = área del alma =  $d \cdot t_w$ .

$h$  = distancia libre entre los patines menos el filete en cada patín.

$t_w$  = espesor del alma de la viga.

$C_v$  = coeficiente de corte del alma = 1 para secciones I simétricas.

Todas las secciones de los perfiles W, S y HP excepto W44×230, W40×149, W36×135, W33×118, W30×90, W24×55, W16×26 y W12×14 cumplen con el criterio de la ecuación 3.59 para  $F_y = 50$  ksi.

Para almas que no cumplen con la ecuación, o para otras secciones diferentes a la tipo I simétrica, se deben revisar las provisiones establecidas en el capítulo G de la especificación 2005 de la AISC.

#### 4.3.4 Diseño de placa base de columnas y aplastamiento al concreto.

Para una correcta transferencia de cargas y momentos a la cimentación de la estructuras, debemos seguir los criterios que nos da el AISC 360 sección J9, la cual menciona los dos métodos de diseño ya conocidos, en la presente seguiremos con la metodología LRFD, para lo cual se establece los siguientes parámetros a toma en consideración para nuestro diseño.

Tenemos a la resistencia de aplastamiento de diseño, la cual es el 65% de la resistencia del aplastamiento nominal ( $P_p$ ) para el método LRFD.

$$\phi = 0,65$$

Resistencia de Aplastamiento de Diseño  $\phi P_p$

La resistencia de aplastamiento nominal  $P_p$  esta dada por:

Con la placa apoyada en toda el área del hormigón:

$$P_p = 0,85 f'_c A_1 \quad (4.39)$$

Cuando no está apoyada en toda el área del hormigón:

$$P_p = 0,85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1,7 f'_c A_1 \quad (4.40)$$

Recordar que:

$$A_2/A_1 \leq 4 \quad (4.41)$$

$A_1$  Área de apoyo concéntrico de acero en un soporte (cm<sup>2</sup>)

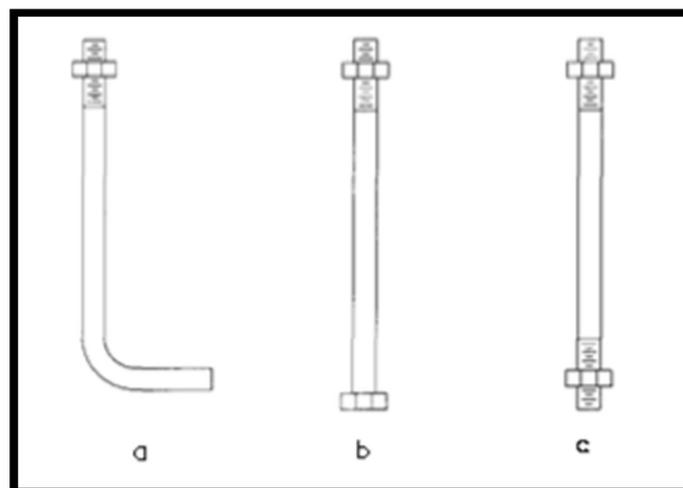
$A_2$  = Máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga (cm<sup>2</sup>)

$f'_c$  = Resistencia a compresión especificada del concreto, (kgf/cm<sup>2</sup>)

### 4.3.5 Diseño de pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje son los que unen la placa base a la cimentación, estos restringen el volteo durante la construcción, y fuerzas de tracción, los cuales mediante el tipo de anclaje logran resistir estas fuerzas. Estos también soportan grandes momentos de diseño o llamados levantamientos. Estos son colocados antes de fundir el concreto.

Estos generalmente se pueden hacer con un perno o una vara. En la siguiente figura presentaremos los diferentes tipos de anclaje, para lo cual se pueden usar en función al tipo de fuerzas que se requieren transmitir a la cimentación.



**Figura 30:** Tipos de pernos de anclaje.

**Fuente:** Manual de diseño para la construcción, AHMSA

En la siguiente tabla, proporcionada por el AISC 360-10, observaremos la resistencia de los diferentes tipos de pernos.

**Tabla 16: Armado de pernos de anclaje previa fundición.**

Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $n_t$ kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones $n_t$ kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)
Pernos A307	3.160 (310)[c]	1.900 (188)[b][c][d]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372)[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469)[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469)[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579)[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	0,75F	0,450F [b]
	<i>u</i>	<i>u</i>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	0,75F	0,563F [b]
	<i>u</i>	<i>u</i>

[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.

[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.

[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre

[d] Rosca permitida en los planos de corte.

**Fuente: AISC 1360-10, Capítulo J3.**

Para el diseño de los pernos de anclaje nos basaremos en el AISC 360-10 la cual en su sección I8 establece que para los pernos de anclaje de acero sujetos a tracción o a interacción de corte y tracción debe tener un diámetro de la cabeza del perno mayor o igual a 1.6 veces el diámetro del cuerpo del perno. También debemos considerar las razones mínimas entre longitud y diámetro, de la siguiente tabla la cual está referida al ACI 318-14.

**Tabla 17: Razón entre h/d mínima.**

Valores mínimos entre razón h/d en pernos de anclaje		
Condición de carga	Concreto de Peso normal	Concreto de Peso liviano
Corte	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 5$
Tracción	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 5$
Corte + Tracción	$h/d \geq 5$	N/A

$h/d$  = razón entre la longitud y el diametro del cuerpo del perno de anclaje.

**Fuente:** AISC 360-10, Sección 18.

Determinaremos el área bruta ( $A_g$ ) basada en la fractura por tracción:

$$A_g = \frac{T_u}{0,75 \varphi_t F_u} \quad (4.42)$$

Tenemos que:

$T_u$  Fuerza de tracción requerida del perno.

$\varphi_t$  Factor de resistencia por tracción.

$F_u$  Resistencia a la fuerza de la tracción mínima.

Hallaremos la superficie requerida  $A_{psf}$

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 \varphi_t \sqrt{f'_c}} \quad (4.43)$$

Recordar que el que el método LRFD se establece que el factor de reducción de resistencia  $\varphi_t$  es 0,75

Seguiremos con la longitud del borde desde la placa al eje longitudinal del perno (L).

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3,14}} \quad (4.44)$$

La norma también nos indica la pretensión mínima de pernos en función a su tamaño como vemos en la tabla a continuación.

**Tabla 18. Pretensión mínima de pernos.**

Tabla J3.1 Pretensión mínima de pernos, Ton\*

Tamaño Pernos (in)	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
1/2	5,44	6,8
5/8	8,62	10,89
3/4	12,7	15,88
7/8	17,69	22,23
1	23,13	29,03
1 1/8	25,4	36,29
1 1/4	32,21	46,27
1 3/8	38,56	54,48
1 1/2	46,72	67,13

\* Igual a 0,70 veces la resistencia ultima de los pernos, según las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC

**Fuente:** AISC 360-10, sección J.

Otro parametro a tomar en cuenta es la distancia minima desde el centro de agujero hasta el borde de la placa y tambien el agujero por donde va a pasar el perno.

**Tabla 19: Distancia mínima al borde desde el centro del agujero hasta el borde de la parte conectada.**

Tabla J3.4 Distancia mínima al borde, in, desde el centro del agujero hasta el borde de la parte conectada

Diámetro Pernos (in)	Diámetro mínima al borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 x d

\* De ser necesario se permite usar distancias de bordes menores provisto que se satisfacen disposiciones J3.10 y sección J4

**Fuente:** AISC 360-10.

**Tabla 20: Dimensiones de Agujero Nominal.**

Tabla J3.3 Dimensiones de agujero nominal, in

---

Diámetro Pernos (in)	Dimensiones agujero			
	Estándar (dia)	Sobre tamaño (dia)	Ranura Corta (ancho x largo)	Ranura Larga (ancho x largo)
1/2	9/16.	5/8.	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16.	13/16.	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16.	15/16.	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16.	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
mayor 1 1/8	d + 1/16	d + 5/16	d + 1/16)x(d + 3/8)	d + 1/16)x(d + 3/8)

---

**Fuente: AISC 360-10.**

#### **4.3.6 Diseño de soldadura.**

Recordemos que la soldadura no es otra cosa que la unión de dos piezas, en este caso metálicas.

##### **4.3.6.1 Tipos de soldadura.**

Aquí estableceremos el diseño en función de los tipos de soldadura que se van a emplear, las cuales son las siguientes según el AIS 3610-10:

##### **I. Soldadura de tope.**

El AISC 360-10 nos indica que se debe considerar el área efectiva de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva. Se nos presentan de dos formas, parcial y completa.

**Tabla 21: Garganta efectiva de soldaduras de tope con junta de penetración parcial.**

Garganta Efectiva de Soldaduras de tope Con Junta de Penetración Parcial			
Proceso de Soldado	Posición de Soldado F (plano), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de surco	Garganta Efectiva
Arco de electrodo revestido (SMAW) Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	Todos	Bisel J o U 60° V	Profundidad del bisel
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J o U Bisel 60°	Profundidad del bisel
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH	Bisel 45°	menos 3 mm

**Fuente:** AISC 360-10, Sección J2.

En esta tabla revisaremos los tamaños de soldadura mínimos para dos partes las más delgadas unidas.

**Tabla 22: Espesor mínimo de garganta efectiva.**

Espesor Mínimo de Garganta Efectiva	
Espesor de material de parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

**Fuente:** AISC 360-10, Sección J2.

## II. Soldadura de filete.

Aquí establecemos que el área efectiva será considerada como la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva es la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura.

En el NEC-15 indica que el tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla 4. . Estos requerimientos no aplican en refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

**Tabla 23: Espesor mínimo de garganta efectiva.**

Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.

Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

**Fuente:** AISC 360-10, Sección J2

### III. Soldadura de tapón y ranura.

El NEC-15 nos indica que el área de corte efectivo debe ser considerada como el área nominal de la ranura en la superficie de contacto.

Las limitaciones establecidas serán las siguientes:

- ✓ Espesor de la parte conectada + 8 mm < Diámetro de perforaciones < Diámetro mínimo + 3 mm.
- ✓ Espaciamiento centro a centro mínimo = 4 x Diámetro de la perforación.
- ✓ Longitud de la ranura < 10 espesor de la soldadura.
- ✓ Para (16mm o menor): Espesor de la soldadura = Espesor del material.
- ✓ Para (16mm o mayor):  $\frac{1}{2}$  Espesor de la soldadura = Espesor del material.

## **CAPITULO V**

### **ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA**

#### **5.1. Introducción**

En el presente capítulo realizaremos el desarrollo de nuestra propuesta, para lo cual establecemos los requerimientos previos al diseño arquitectónico, para a partir de ello generar los planos para su posterior análisis estructural, revisando las condiciones impuestas por la NEC-15 sobre peligro sísmico y estructuras de acero, para el cálculo y el posterior diseño estructural de nuestro edificio nos basamos en el libro “Diseño y estructuras de acero” de McCormac y en los requerimientos dados por el AISC360-10.

Nuestra propuesta será un diseño basado en el método LRFD, sismo resistente, aquí presentaremos el prediseño de los elementos, análisis sísmico, el modelamiento de la estructura en el software, análisis por; torsión, deriva de piso, masas participativas, periodo de la estructura, así como también el diseño de los elementos estructurales más relevantes del proyecto a manera de comprobación del análisis y diseño generado previamente por el software. Los elementos diseñar serán; columna, viga, placa base, un nudo, pernos de anclaje y el del filete de la soldadura, estos elementos serán escogidos como los más desfavorables de la estructura.

#### **5.2. Requerimientos generales**

En la presente sección usaremos los datos obtenidos a partir de encuesta realizada en la Universidad de Guayaquil, Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas. En la sección de anexos del presente proyecto encontraran el modelo de la encuesta realizada.

### 5.2.1. Población de estudio.

Aquí definiremos nuestra población de estudio, esta es la que será encuestada para el posterior análisis de los resultados. Hallaremos la población de estudio con la siguiente ecuación:

$$n = \frac{Z_a^2 N p q}{e^2 (N - 1) + Z_a^2 p q}$$

Tenemos:

$N = 4000$  estudiantes de la Facultad de Físicas y matemáticas.

$Z_a = 1,15$

$e =$  error admitido (1%-5%)= 5%

$p = q = 0,5$

$$n = \frac{1,15^2 * 4000 * 0,5 * 0,5}{0,05^2 (4000 - 1) + 1,15 * 0,5 * 0,5}$$

$$n = 130$$

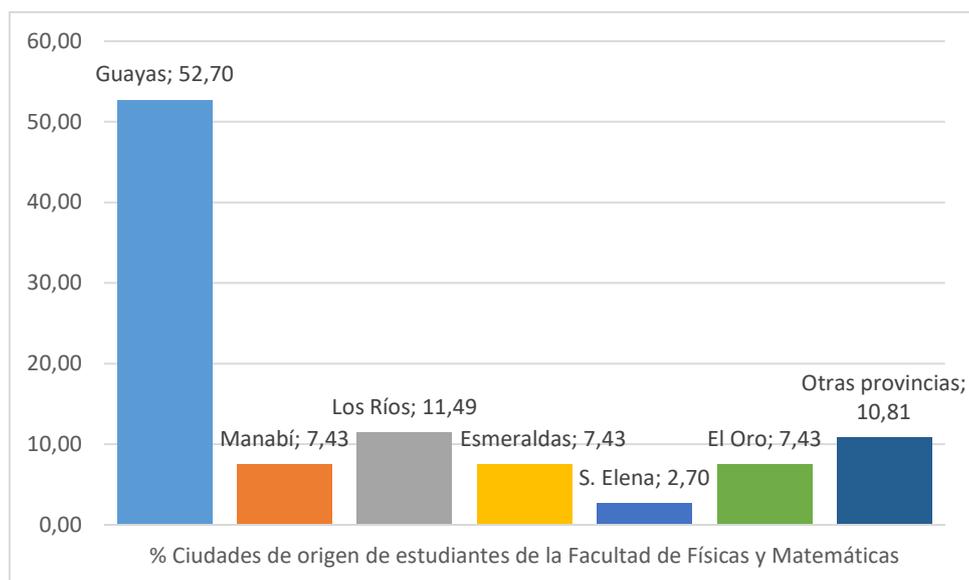
Nuestra población de estudio a ser encuestada es de 130 estudiantes.

### 5.2.2. Resultados de la encuesta realizada.

En la presente sección estableceremos los diferentes parámetros que puedan darnos una idea de los requerimientos de los estudiantes y de sus prioridades.

El parámetro más importante es el de las provincias de origen y mediante las siguientes preguntas podemos ir ajustando esa cifra hasta llegar a nuestra población objetivo.

**Tabla 24.** Porcentajes de las provincias de origen de los estudiantes de la Facultad de Matemáticas y Físicas.

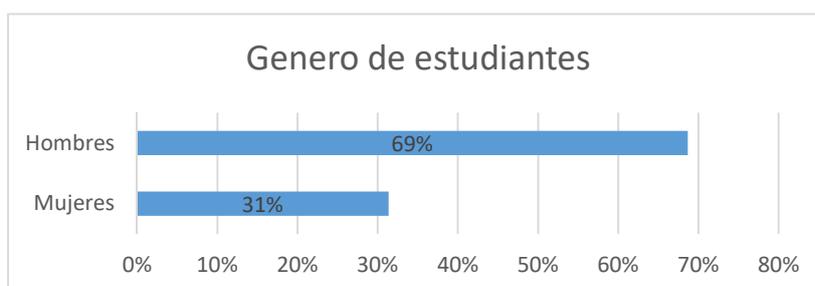


**Elaborado por:** Ricardo Moreira Guzman.

La encuesta nos arroja que el 52% de estudiantes son del Guayas y que el 48% son de otras provincias.

También obtuvimos en la encuesta, información sobre el género de estudiantes.

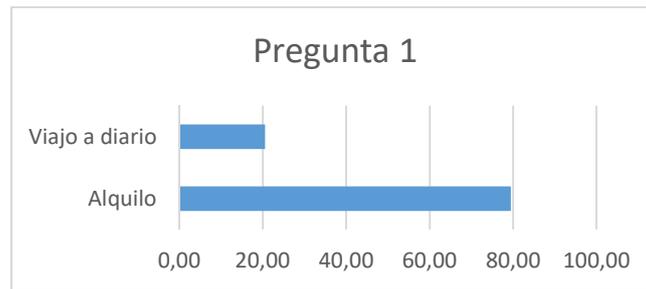
**Tabla 25.** Género de estudiantes de la U. Guayaquil.



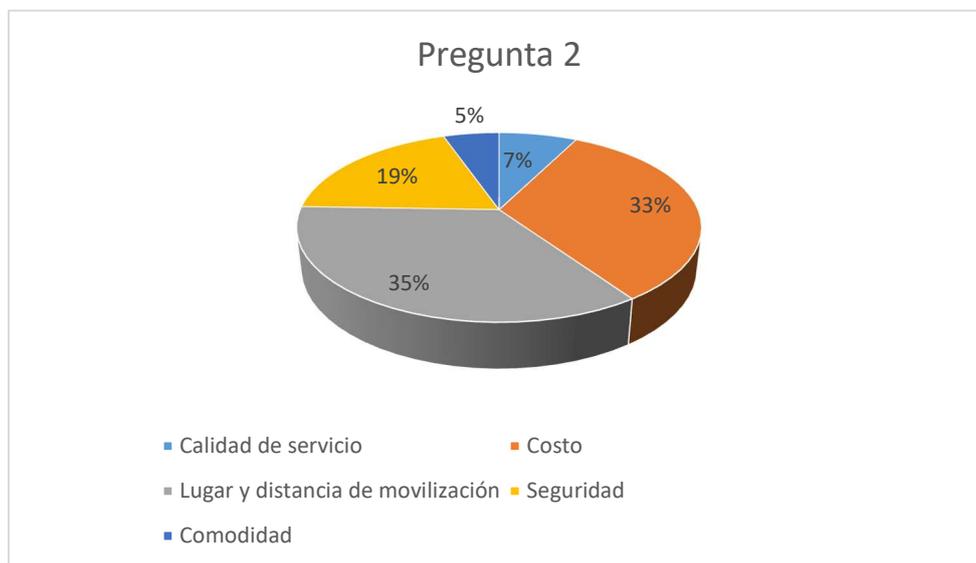
**Elaborado por:** Ricardo Moreira Guzman.

También realizamos unas preguntas de tipo discriminatoria en la cual solo nos enfocamos en los estudiantes que no sean oriundos de Guayaquil para tener una mejor perspectiva de los estudiantes que entrarían en el proyecto y sus necesidades.

PREGUNTA 1: ¿Alquilas o viajas todos los días?



PREGUNTA 2: ¿Cuál es el factor más importante que consideras para tu alquiler de vivienda?



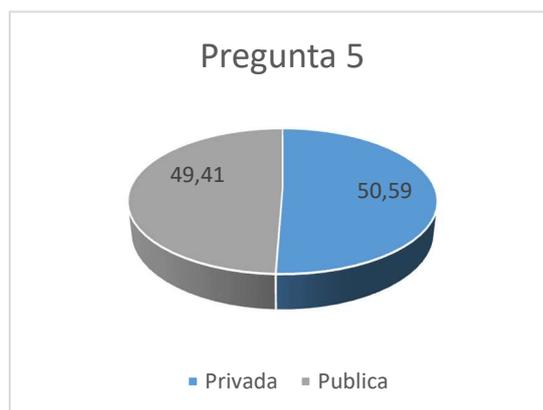
PREGUNTA 3: ¿Estás de acuerdo con la creación de la residencia universitaria?



PREGUNTA 4: ¿Estas satisfecho con tu residencia estudiantil actual?



PREGUNTA 5: ¿Te hospedarías en la residencia universitaria controlada por la facultad ajustada a sus reglamentos de conducta o prefieres una privada con menos restricciones?



### 5.2.3. Población objetivo.

Población de estudio= 4000 estudiantes

Estudiantes de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

Los cuales pertenecen a las tres carreras antes mencionadas:

Ingeniería civil: 50%

Ingeniería Networking: 18 %

Ingeniería Sistemas: 33 %

La carrera con horarios más críticos es la de Ingeniería civil, la carrera demanda de horarios a doble jornada, por ende su participación de estudiantes en la residencia es mayor.

Estudiantes de otras ciudades =  $4000 * 0,48 = 1920$  estudiantes

Tan solo el 52% de ellos quieren cambiar de residencia ya sea porque viajan o porque no están satisfechos, de ese rango el 33% ve como prioridad el costo y por ultimo tan solo el 48% de esos estudiantes ve como una buena opción una residencia pública y está dispuesta a acatar normas de convivencia.

El coeficiente de reducción por el muestreo, nos arroja 0,08.

Estudiantes que quieren entrar en el proyecto:

$1920 * 0,08 = 154$  estudiantes

Ahora se hará una depuración de parte de la facultad de esa cantidad, para ello consideramos que según la complejidad de horarios según las carreras que ofrece.

**Tabla 26:** *Estudiantes que entraran en el proyecto.*

<b>FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS</b>				
	# Estudiantes que desean entrar en el proyecto		# Estudiantes que entraran en el proyecto	
<b>I. Civil</b>	50%	77	80%	61,6
<b>I. Networking</b>	18%	27,72	20%	5,544
<b>I. Sistemas</b>	33%	50,82	20%	10,164
	TOTAL	154	TOTAL	77,308

**Elaborado por:** Ricardo Moreira Guzman.

Establecemos que nuestra población objetivo será de 80 estudiantes.

#### **5.2.4. Numero de niveles o pisos del proyecto.**

Recordemos que la residencia estará compuesta de ambos géneros, el 31% de la población objetivo son mujeres, y para ello debe considerarse en la modulación y el

diseño que estén agrupadas en la misma sección. Como solución se puede establecer que en el mismo piso convivan 24 mujeres, como solución la capacidad de cada piso debe ser de al menos 20 personas.

$$\#niveles = 80 \text{ personas} / 20 \text{ personas por nivel} = 4 \text{ niveles}$$

Se considerara dos niveles de área común, una para el uso de comedor y de estudio, y otro nivel para lavandería y demás servicios.

$$\text{Total de niveles} = 4 + 2 = 6 \text{ niveles}$$

### **5.2.5. Materiales.**

Definiremos los materiales, recordando que usamos perfilería laminada en caliente fabricadas siguiendo los requerimientos de la norma ASTM.

#### **5.2.5.1. Tipo de estructura.**

Estructura de acero, con uniones precalificadas del AISC, pórtico soldado, perfiles tipo W.

#### **5.2.5.2. Tipo de acero estructural.**

Acero A992 grado 50, con un límite de fluencia de 3515 Kg/cm<sup>2</sup>.

#### **5.2.5.3. Tipo de losa.**

ASTM A-453 grado estructural 37 con acero galvanizado, calibre 65mm. Fabricante Dipac.

### **5.2.6. Tipo de residencia.**

Residencia combinada, de tipo temática porque se desarrollara para estudiantes de la misma facultad, libre de sustancias y drogas.

### 5.2.7. Tipo de Habitaciones.

Por ser una universidad pública, y por la economía de sus estudiantes previamente analizadas en la sección 5.2.1 del presente proyecto se eligió habitaciones del tipo múltiple, y el uso de área comunes, así abaratando costos. Cabe recalcar que un nivel o piso debería considerarse solo para mujeres dando cumplimiento al requerimiento de la encuesta realizada.

### 5.2.8. Ubicación y especificaciones del terreno

Ubicación: Av. Juan Tanca Marengo.

Tamaño: 60 ha.

Propiedad: Universidad de Guayaquil.

Area: Norte de la ciudad, Area Urbana.

Tipo de Suelo: C

El sector es cercano a centros comerciales y con todos los servicios basicos.



**Figura 31:** Vista área del terreno.

**Fuente:** Google Earth.



**Figura 32:** Vegetación presente en el terreno.

**Fuente:** Google Street View.



**Figura 33:** Vista del terreno por la calle.

**Fuente:** Google Street View.

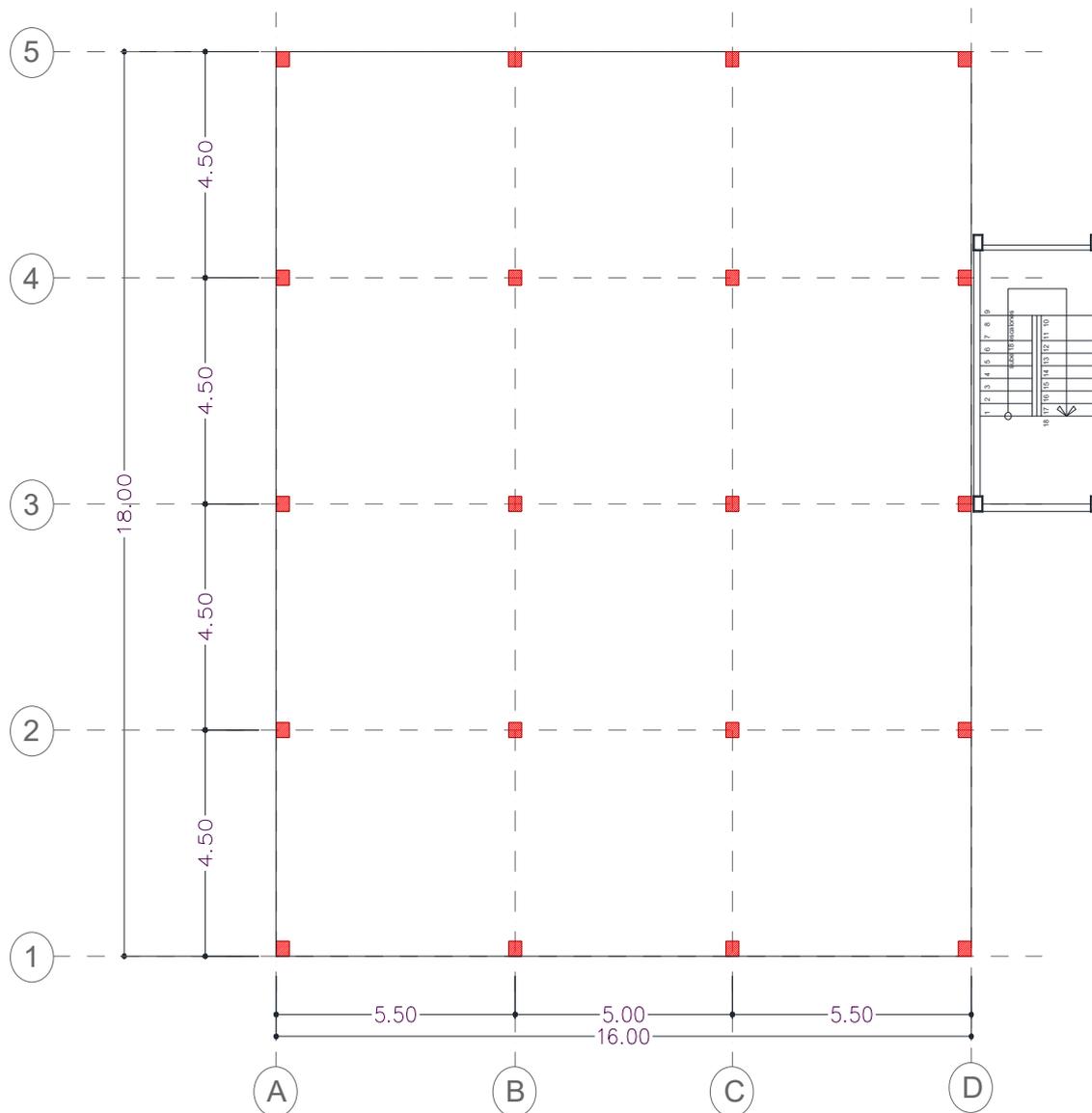
El terreno se encuentra cercado en su mayoría, ahí también se encuentra la Facultad de Ing. Industrial y el Colegio Huerta Rendon, hay una vía con puerta de acceso a los terrenos del lado de la Av. Las Aguas, con una garita.



**Figura 34:** Vía acceso al terreno.

**Fuente:** Propia.

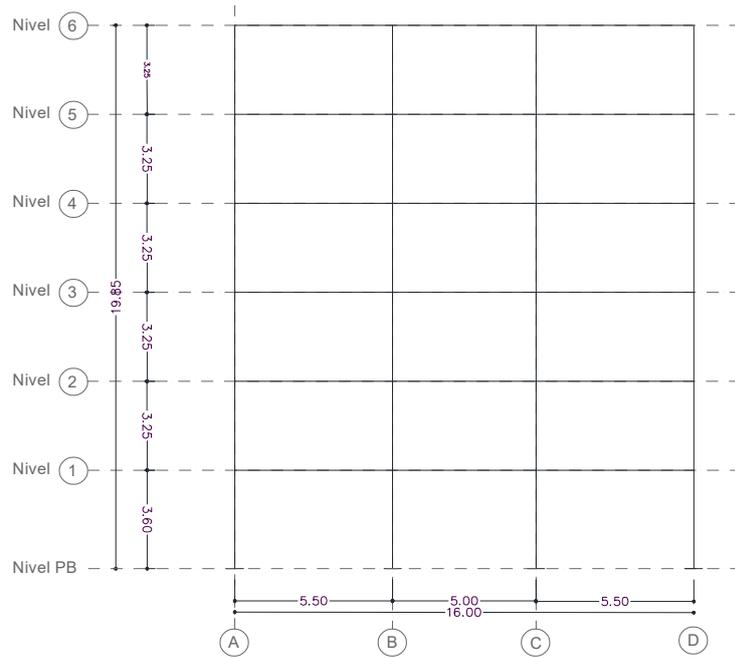
### 5.3. Presentación de planos



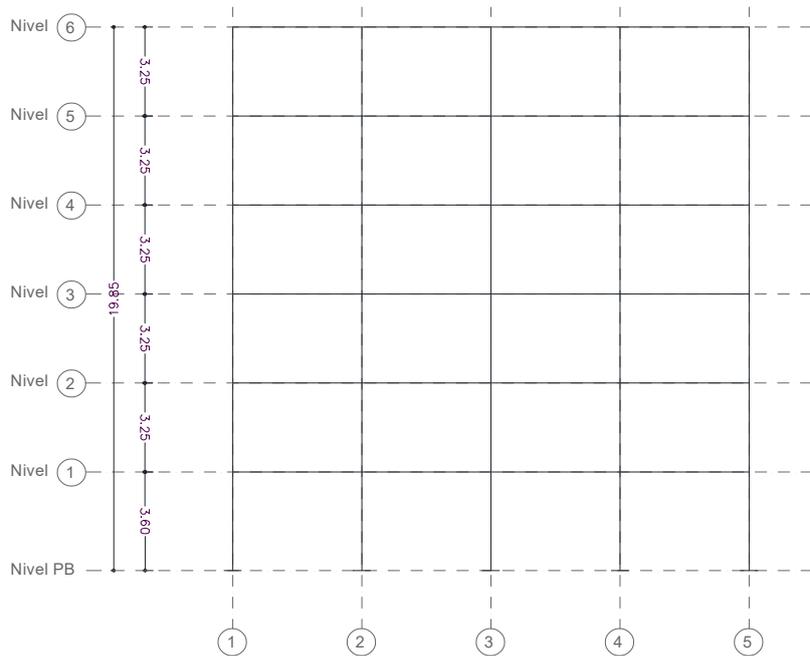
**Figura 35:** Planta tipo.

**Elaborado:** Ricardo Josue Moreira Guzman

Se escogió un tipo de planta regular, para así cumplir de mejor manera las normas sísmicas especificadas en la NEC-15, adicional a ello consideramos que la escalera es de estructura metálica y se encontrara en la parte exterior de nuestra estructura principal, para ello se debe tener en cuenta a futuro las respectivas juntas constructivas.



VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

**Figura 36: Configuración en elevación.**  
**Elaborado: Ricardo Josue Moreira Guzman**

## 5.4. Cálculo de cargas

Para efectuar el correspondiente prediseño, debemos establecer las cargas actuantes en la estructura para ello nos hemos basado en el NEC-15, para la asignación de cargas tales como carga viva según el uso del edificio, carga de cubierta, carga muerta de mampostería etc.

### 5.4.1. Cálculo de la carga muerta.

✓ Carga Gravitacional de la losa

Placa Colaborante= 0,65 mm. (Catalogo IPAC)

Peso de losa simple= 6,23 kg/m<sup>2</sup>

F<sup>c</sup>= 210 Kg/cm<sup>2</sup>

Volumen de Hormigón= 0,08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.

γ Hormigón = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Peso hormigón = 2400\*0,08 = 192 kg/m<sup>2</sup>

Espesor de hormigón= 5cm

Peso de losa Colaborante + Hormigón = 192+ 6,23 = 198,23 kg/m<sup>2</sup>

✓ Carga sobreimpuesta

Peso de recubrimiento de piso=50 kg/m<sup>2</sup> según NEC-15 tabla 8

Peso de mampostería = 180 kg/m<sup>2</sup>

Peso de instalaciones = 50 kg/m<sup>2</sup>

TOTAL carga sobreimpuesta = 280 kg/m<sup>2</sup>

Ahora calcularemos el total de carga muerta, que es la carga gravitacional más la carga sobreimpuesta.

CD TOTAL= 478 kg/m<sup>2</sup> = 480 kg/m<sup>2</sup> (1-5 piso)

CD TOTAL= 300 kg/m<sup>2</sup> (losa cubierta)

#### **5.4.2. Cálculo de la carga viva.**

CL TOTAL = 200 kg/m<sup>2</sup>      1ero al 5to piso.

CL TOTAL = 150 kg/m<sup>2</sup>      Losa cubierta.

#### **5.4.3. Cargas a ingresar al Etabs.**

Los valores de cargas gravitacionales que introduciremos en el programa ETABS para realizar la modelación, análisis y diseño son:

- a. Carga muerta sobre impuesta permanente del 1 al 5 piso: 280 Kg/m<sup>2</sup>
- b. Carga muerta sobre impuesta permanente de losa ciega: 100 Kg/m<sup>2</sup>
- c. Carga viva para una edificación de residencia familiar: 200 Kg/m<sup>2</sup>
- d. Carga viva para losa cubierta: 150 Kg/m<sup>2</sup>

#### **5.4.4. Cálculo de la carga mayorada.**

$$W_u = 1.2 CD + 1.6 CL$$

$$W_u = 1,20 (480) + 1,6 (200)$$

$$W_u = 906 \text{ kg/m}^2 \quad (1-5\text{to piso})$$

$$W_u = 1,20 (300) + 1,6 (150)$$

$$W_u = 600 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Losa cubierta})$$

### **5.5. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales**

#### **5.5.1. Pre-dimensionamiento de la losa.**

Propiedades de la losa:

Losa IPAC calibre 65 ASTM A653. Grado SS40

Separación entre apoyos (m).	Sobrecarga admisible
2,6	959
2,8	827
X	906
0,2	132
X	53

$$X = \frac{0,20 \cdot 53}{132} = 0,080$$

Separación= 2,6 + 0,080 = 2,68 m

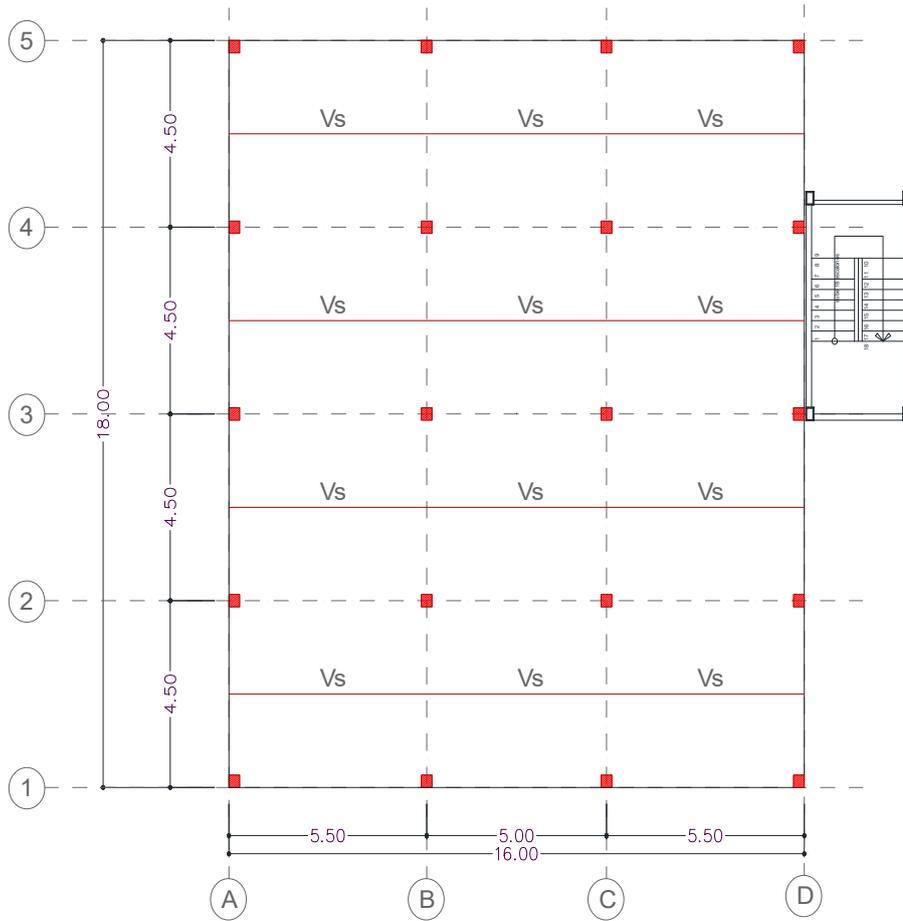
Separación Máxima entre apoyos sin apuntalamiento 2,65

Hormigón  $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

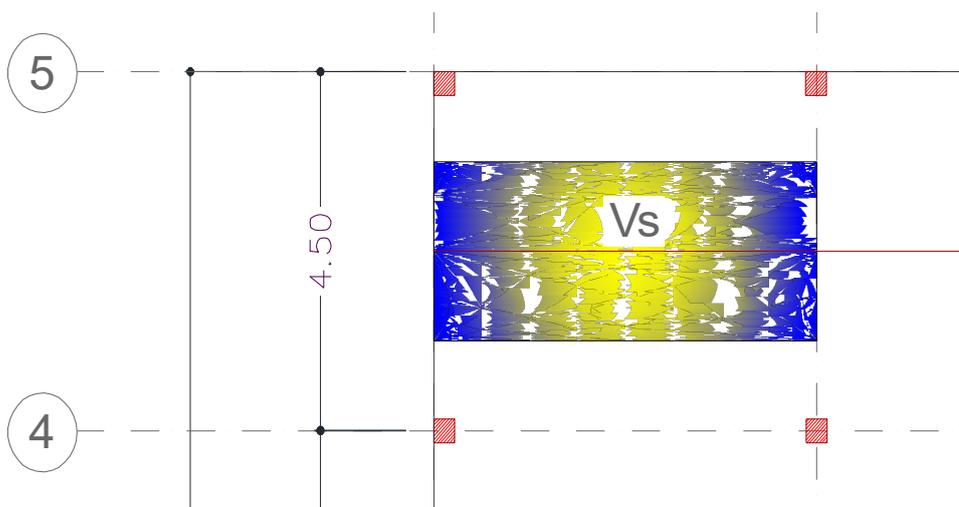
S= 2,25 m (Horizontal)

### 5.5.2. Pre-dimensionamiento de la viga secundaria.

Identificaremos las vías secundarias, las cuales están marcadas en la figura a continuación.



Definiremos el área de influencia de la que recibe la carga la viga secundaria.



Del 1 al 5 piso:

Carga por metro de carga muerta:

$$WD = 480 * 2,25 = 1080 \text{ Kg/m}$$

Carga por metro de carga viva:

$$WL = 200 * 2,25 = 450 \text{ Kg/m}$$

Carga factorada:

$$W_u = 1,2(1,1 \text{ Tn/m}) + 1,6(0,45 \text{ Tn/m})$$

$$W_u = 2,04 \text{ Tn/m}$$

Diseño a momento:

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{(2,04) 5,5^2}{8}$$

$$M_u = 7,71 \text{ Tn m}$$

$$M_u \leq \Phi M_p = \Phi F_y Z$$

$$Z = \frac{771000}{0,9 * 3515}$$

$$Z = 243,84 \text{ cm}^3$$

Escogemos W 12 x 14

Deflexión:

$$\Delta_p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_p = \frac{550}{360}$$

$$\Delta_p = 1,52 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 W L^4}{384 E I}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 * 16 * 550^4}{384 * 2000000 * 2868}$$

$$\Delta_{max} = 3,32 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_p$$

$$I_{xx} = \frac{5 * 16 * 550^4}{384 * 2000000 * 1,52}$$

$$I_{xx} = 6270,98 \text{ cm}^4$$

Elegimos sección W 12 x 22 para que cumpla por deflexión.

Cubierta:

Carga por metro de carga muerta:

$$WD = 300 * 2,25 = 675 \text{ Kg/m}$$

Carga por metro de carga viva:

$$WL = 150 * 2,25 = 337,5 \text{ Kg/m}$$

Carga factorada:

$$W_u = 1,2(0,68 \text{ Tn/m}) + 1,6(0,34 \text{ Tn/m})$$

$$W_u = 1,36 \text{ Tn/m}$$

$$\Delta_p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_p = \frac{550}{360}$$

$$\Delta_p = 1,52 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_p$$

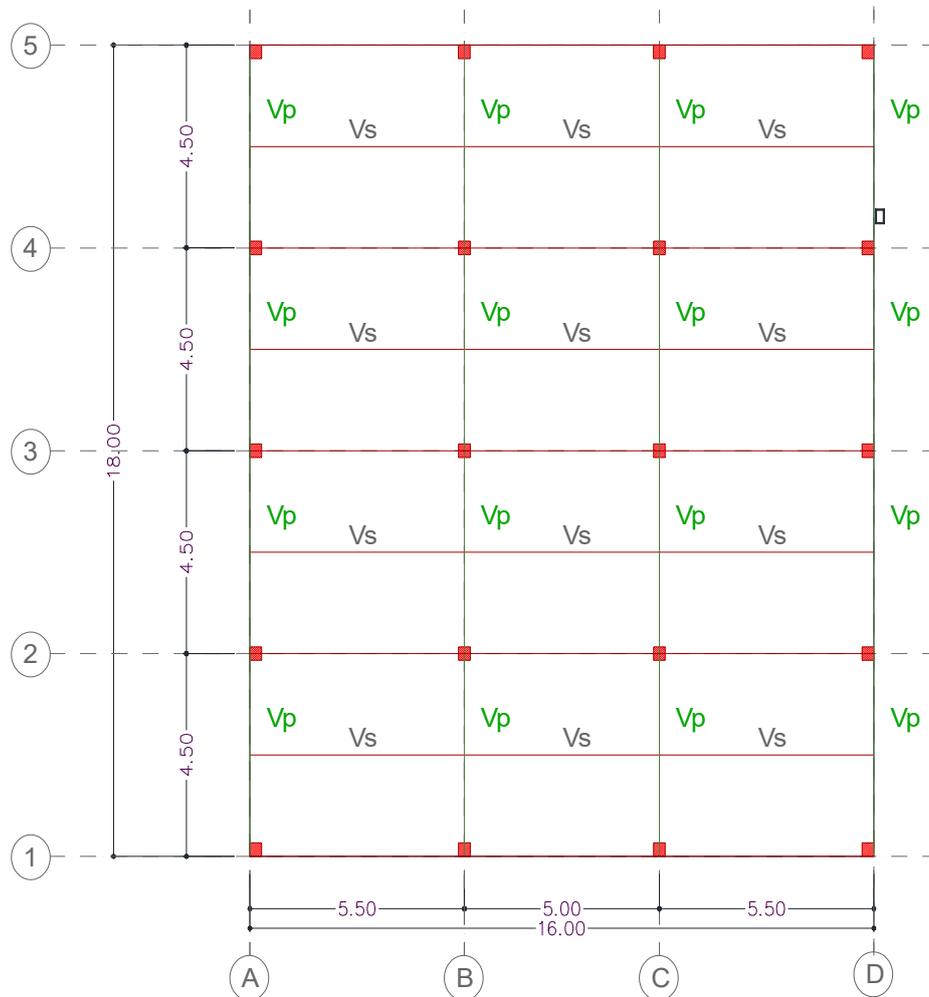
$$I_{xx} = \frac{5 * 10,1 * 550^4}{384 * 2000000 * 1,52}$$

$$I_{xx} = 3958,56 \text{ cm}^4$$

Elegimos sección W 12 x 16 para que cumpla por deflexión.

### 5.5.3. Pre-dimensionamiento de la viga principal.

Identificaremos la viga principal la que carga a la losa en su mayoría, le llegan las reacciones de ambos lados de las vigas secundarias, y también de las vigas que son de amarre.



Del 1 al 5 piso:

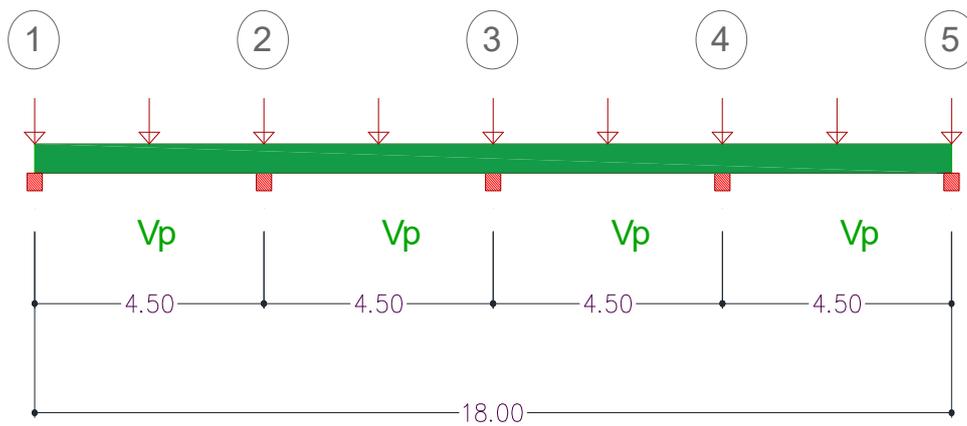
Viga secundaria:  $L=5,5$  m

Carga repartida mayorada= 2040 kg/m

Reacción que llega a la viga cargadora:

$$R_{vs} = \frac{2040 * 5,5}{2} = 5610 \text{ Kg}$$

En la siguiente imagen observaremos como le llegan las reacciones a la viga, tomar en cuenta que en las vigas centrales le llegan reacciones de ambos lados.



$$W_u = 5610 * \frac{18 \text{ reacciones}}{18 \text{ m}}$$

$$W_u = 5610 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento más desfavorable:

Calculamos con el momento negativo del elemento central.

$$\frac{W_u L^2}{10} = 11360,25 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_u \leq \Phi M_p = \Phi F_y Z$$

$$Z = \frac{M_u}{\Phi F_y}$$

$$Z = \frac{11360 * 100}{0,9 * 3515}$$

$$Z = 359,10 \text{ cm}^4$$

Escogemos sección W 10 x 19

Deflexión:

$$\Delta_p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_p = \frac{450}{360}$$

$$\Delta_p = 1,25 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_p$$

$$I_{xx} = \frac{5 * 56,1 * 450^4}{384 * 2000000 * 1,25}$$

$$I_{xx} = 11981,51 \text{ cm}^4$$

Escogemos sección W 14 x 30 para que cumpla por deflexión.

Cubierta:

Viga secundaria: L=5,5 m

Carga repartida mayorada= 1360 kg/m

Reacción que llega a la viga cargadora:

$$Rvs = \frac{1360 * 5,5}{2} = 3740 \text{ Kg}$$

Dibujar viga

$$W_u = 3740 * \frac{18 \text{ reacciones}}{18 \text{ m}}$$

$$W_u = 3740 \text{ Kg} - m$$

Como nuestro diseño de esta viga se ve gobernado en Deflexión:

$$\Delta_p = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_p = \frac{450}{360}$$

$$\Delta_p = 1,25 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_p$$

$$I_{xx} = \frac{5 * 37,4 * 450^4}{384 * 2000000 * 1,25}$$

$$I_{xx} = 7987,7 \text{ cm}^4$$

Escogemos sección W 14 x 22 para que cumpla por deflexión.

#### 5.5.4. Pre-dimensionamiento de las columnas.

##### Carga Muerta

De las vigas

$$CMV = ( 5,50 * 23,6 ) + ( 4,50 * 32,7 ) + 5 ( 5,50 * 32,7 ) + 5 ( 4,50 * 44,6 )$$

$$CMV = 2,18 \text{ tn}$$

De la losa

$$CML = 5 ( 2 ( 4,50 * 5,50 ) * 480 \text{ kg/m}^2 ) + ( 2 ( 4,50 * 5,50 ) * 300 \text{ kg/m}^2 )$$

$$CML = 134 \text{ tn}$$

Peso de la columna del 2do al 5to piso

$$P_{col. (2-5)} = ( 3,2 * 370 \text{ kg/m} ) * 5$$

$$P_{col. (2-5)} = 5,9 \text{ tn}$$

$$P_d \text{ total} = 2,2 + 134 + 5,9$$

$$P_d \text{ total} = 142,1 \text{ tn}$$

##### Carga Viva

De la losa

$$CVL = 5 ( 2 ( 4,50 * 5,50 ) * 200 \text{ kg/m}^2 ) + ( 2 ( 4,50 * 5,50 ) * 150 \text{ kg/m}^2 )$$

$$CVL = 56,9 \text{ tn}$$

$$P_a = 1,2 ( 142,1 ) + 1,6 ( 56,9 )$$

$$P_a = 261,56 \text{ tn}$$

Asumiendo  $\frac{KL}{r} = 50$  Usando el manual de LRFD obtengo:  $\phi F_{cr} = 37,5 \text{ ksi}$

$$\text{Como } P_u \leq \phi F_{cr} A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi F_{cr}} = \frac{262000}{2636,3} = 99,38 \text{ cm}^2$$

$A_g = 99,38 \text{ cm}^2$  voy al manual y elijo W 12 x 53

$$R_x = 13,28$$

$$R_y = 6,30$$

$$K = 1,2$$

Nos basamos en Euler para hallar el factor de longitud efectiva.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1,2 (325)}{6,30} = 61,90$$

Esfuerzo elástico de pandeo:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{61,90^2}$$

$$F_e = \frac{3,1415^2 2000000}{61,90^2} = 5151,37 \text{ kg/cm}^2$$

Reviso las condiciones que me indica el AISC 360-10, sección E3, pagina 98, en los cuales establece que:

Condición 1:

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{2000000}{3515}}$$

Condición 2:

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{2000000}{3515}}$$

Me cumple la condición 1.

$$\frac{1,2 * 325}{6,30} \leq 112,35$$

$$61,90 \leq 112,35$$

Por lo tanto usamos la ecuación que nos entrega el AIS 360-10, página 98 para esta condición.

$$F_{cr} = \left( 0,658^{f_y/f_e} \right) F_y$$

$$F_{cr} = \left( 0,658^{3515/5151,37} \right) 3515$$

$$F_{cr} = 2644 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c F_{cr} = 0,9 * 2644 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = \frac{262000}{0,9 * 2644} = 110,10 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g = 0,9 * 2644 * 110,10 = 262000 \text{ kg}$$

Con el Nuevo  $A_g = 110 \text{ cm}^2$ , obtenemos del manual la sección W 14 x 61

Tenemos las nuevas propiedades de la sección:

$$R_x = 15,19$$

$$R_y = 6,22$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1,2 (325)}{6,22} = 62,70$$

Esfuerzo elástico de pandeo:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{62,70^2}$$

$$F_e = \frac{3,1415^2 2000000}{62,70^2} = 5020,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left( 0,658^{3515/5020,75} \right) 3515$$

$$F_{cr} = 2622,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c F_{cr} = 0,9 * 2622,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = \frac{262000}{2360} = 111,01 \text{ cm}^2$$

Conservamos W 14 x 61 por lo tanto tenemos:

$$P_u \leq \phi_c F_{cr} A_g = 0,9 * 2622,3 * 115 = 271408,1 \text{ kg}$$

### 5.5.5. Revisión de las secciones de vigas y columnas pre-diseñadas con respecto a que son o no sísmicamente compactas.

Columna W 14 x 61

- Ala

$\frac{b}{t} < \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compactas.

$\frac{bf}{2tf}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf} = 6,97$$

Hallamos  $\lambda_p$  .

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 9,06$$

$$7,65 < 9,06$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el ala es sísmicamente compacta.

- Alma

$\frac{h}{t} \leq \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compactas.

$\frac{h_w}{t_w}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{h}{t} = \frac{h_w}{t_w} = 26,5$$

Hallamos  $\lambda_p$  .

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 89,69$$

$$29,3 < 89,69$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el alma es sísmicamente compacta.

Viga W 14 x 30

- Ala

$\frac{b}{t} < \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compactas.

$\frac{bf}{2tf}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf} = 8,74$$

Hallamos  $\lambda_p$  .

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 9,06$$

$$8,74 < 9,06$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el ala es sísmicamente compacta.

- Alma

$\frac{h}{t} \leq \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compacta.

$\frac{h_w}{t_w}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{h}{t} = \frac{h_w}{t_w} = 44,6$$

Hallamos  $\lambda_p$ .

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 89,69$$

$$44,6 < 89,69$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el alma es sísmicamente compacta.

Viga secundaria W 12 x 22

- Ala

$\frac{b}{t} < \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compacta.

$\frac{bf}{2tf}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf} = 4,74$$

Hallamos  $\lambda_p$  .

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 9,06$$

$$4,74 < 9,06$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el ala es sísmicamente compacta.

Alma

$\frac{h}{t} \leq \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compactas.

$\frac{h_w}{t_w}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{h}{t} = \frac{h_w}{t_w} = 40,4$$

Hallamos  $\lambda_p$  .

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 89,69$$

$$40,4 < 89,69$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el alma es sísmicamente compacta.

## 5.6. Análisis Sísmico

Suelo Tipo C

Zona sísmica V;  $Z=0,40$

Factor importancia;  $I = 1,00$

Factor de Resistencia;  $R = 8$

Factores de forma;  $\phi_p \phi_e = 1$

Coefficientes de perfiles de suelo:

- $F_a = 1,20$
- $F_d = 1,11$
- $F_s = 1,11$

Function ratio damping: 0,03 (Definido para estructuras metálicas).

$$V = \frac{I S_a T_a}{R \phi_p \phi_e} W$$

### 5.6.1. Cálculo del Periodo T.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Donde } h_n = 3,60 * 6 = 22 \text{ m}$$

$$C_t = 0,072$$

$\alpha = 0,80$  ; Estructura de acero sin arriostramiento.

$$T = 0,072(22)^{0,8} = 0,85 \text{ seg}$$

### 5.6.2. Cálculo de Sa.

Condiciones para hallar Sa:

$$S_a = NZF_a \quad ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = NZF_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad ; \text{ para } T > T_c$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,55 (1,11) \frac{1,11}{1,20} = 0,565 \text{ seg}$$

$$T > T_c$$

$$0,85 > 0,565$$

Se aplica la segunda ecuación:

$$S_a = NZ_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r$$

$$S_a = 1,80 * 0,40 * 1,20 \left( \frac{0,565}{0,85} \right)^1 = 0,57 \frac{m}{s^2}$$

### 5.6.3. Coeficiente Sísmico del cortante basal en función del peso W.

$$V = \frac{1 * 0,57}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0,07 W$$

### 5.6.4. Cálculo de K.

Valores de T (s) k	
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Recordamos que en la sección anterior calculamos el periodo T, nos basamos en la parte de peligro sísmico, sección 6.3.5 para cual encontramos la tabla 11 que hala el K en función del valor de T, que nos indica que nuestro calculo lo hacemos con la condición 2.

$$K = 0,75 + 0,50 (0,85)$$

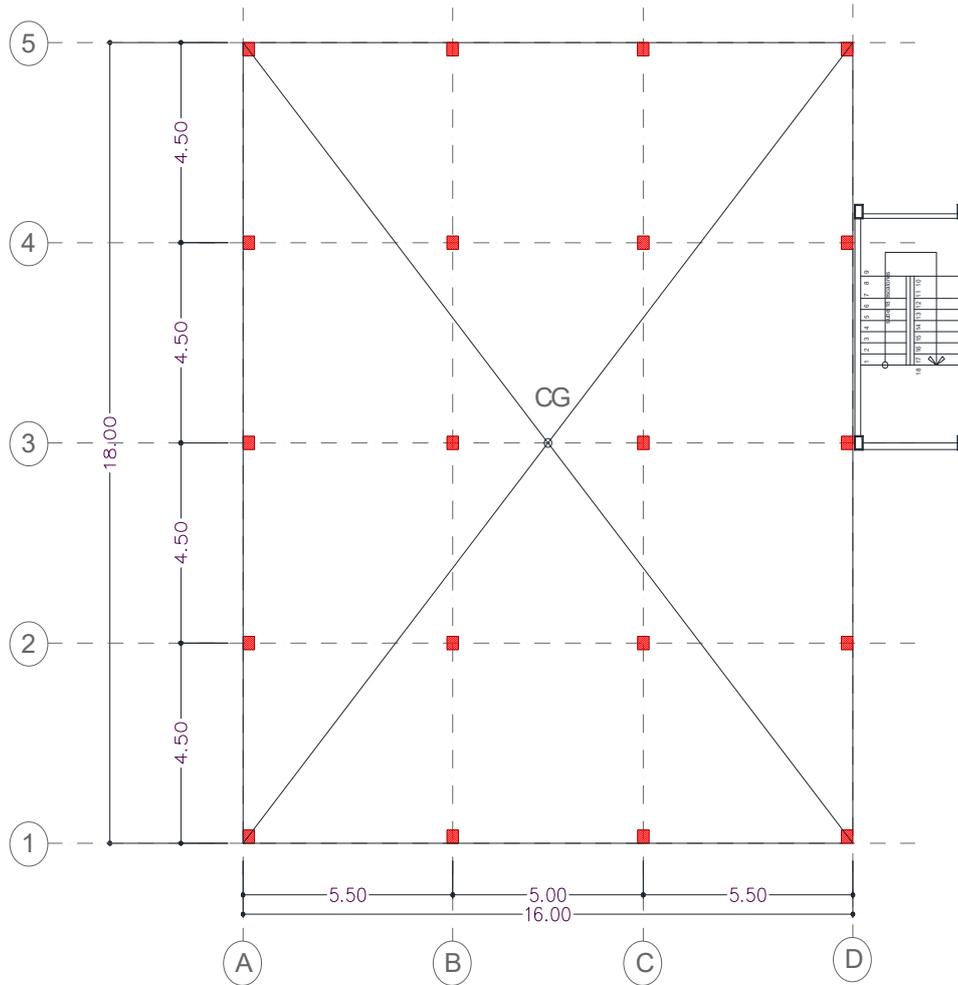
$$K = 1,175$$

### 5.7. Centro de masas y rigidez

Al ser la planta de tipo regular y simétrica, sin huecos para ascensor ni escalera, nuestro centro de masas coincidirá con el centroide de la planta.

Como las secciones son simétricas en ambos sentidos, trazando el eje de simetría, el centro de rigidez coincidirá con el centro de masas.

Al ser regular y simétrica la configuración en planta, se asume que no debería presentar torsión, más que una torsión accidental mínima.



**Figura 37: Secciones en planta**

**Fuente: ETABS-15.**



**Figura 38:** Secciones en planta.

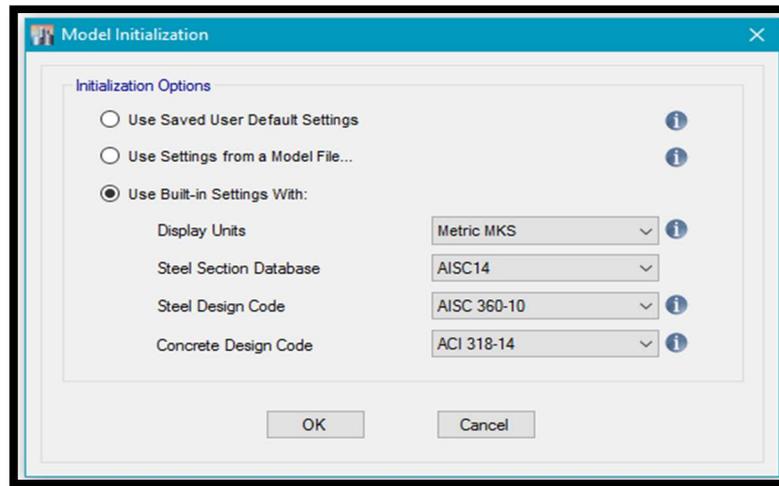
**Fuente:** ETABS-15.

## 5.8. Modelación para el análisis de la edificación en el programa ETABS 2015

### 5.8.1. Unidades y normas de diseño.

Escogeremos el sistema de unidades MKS para nuestro modelado, también definiremos las normas a emplear tanto para diseño de concreto, diseño de acero, y tipo de perfiles a emplear.

En nuestro proyecto tenemos como norma al AISC 360-10 para el diseño de acero estructural.

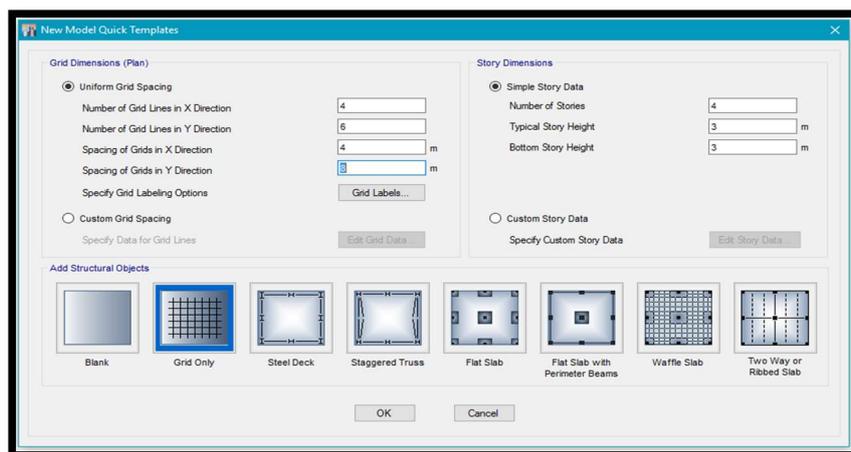


**Figura 39:** Iniciación de modelo.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.2. Modelación de la grilla base para la estructura.

Estableceremos una grilla base, la cual emplearemos como guía para ahí definir las secciones de la estructura.



**Figura 40:** Definición de la grilla.

**Fuente:** ETABS-15.

En esta parte podremos editar la configuración en planta con las respectivas luces.

Grid System Name:

System Origin  
Global X:  m  
Global Y:  m  
Rotation:  deg

Story Range Option  
 Default - All Stories  
 User Specified  
Top Story:   
Bottom Story:

Click to Modify/Show:  
Reference Points...  
Reference Planes...

Options  
Bubble Size:  mm  
Grid Color:

Rectangular Grids  
 Display Grid Data as Ordinates  Display Grid Data as Spacing

X Grid Data

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End
B	5,5	Yes	End
C	10,5	Yes	End
D	16	Yes	End

Y Grid Data

Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
1	0	Yes	Start
2	4,5	Yes	Start
3	9	Yes	Start
4	13,5	Yes	Start
5	18	Yes	Start

**Figura 41:** Configuración en planta.

**Fuente:** ETABS-15.

Estableceremos las elevaciones de nuestros pisos y los números de pisos de nuestro proyecto.

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color m
Story6	3,25	19,85	Yes	None	No	0	Yellow
Story5	3,25	16,6	No	Story4	No	0	Yellow
Story4	3,25	13,35	Yes	None	No	0	Yellow
Story3	3,25	10,1	No	Story2	No	0	Grey
Story2	3,25	6,85	Yes	None	No	0	Blue
Story1	3,6	3,6	No	None	No	0	Green
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

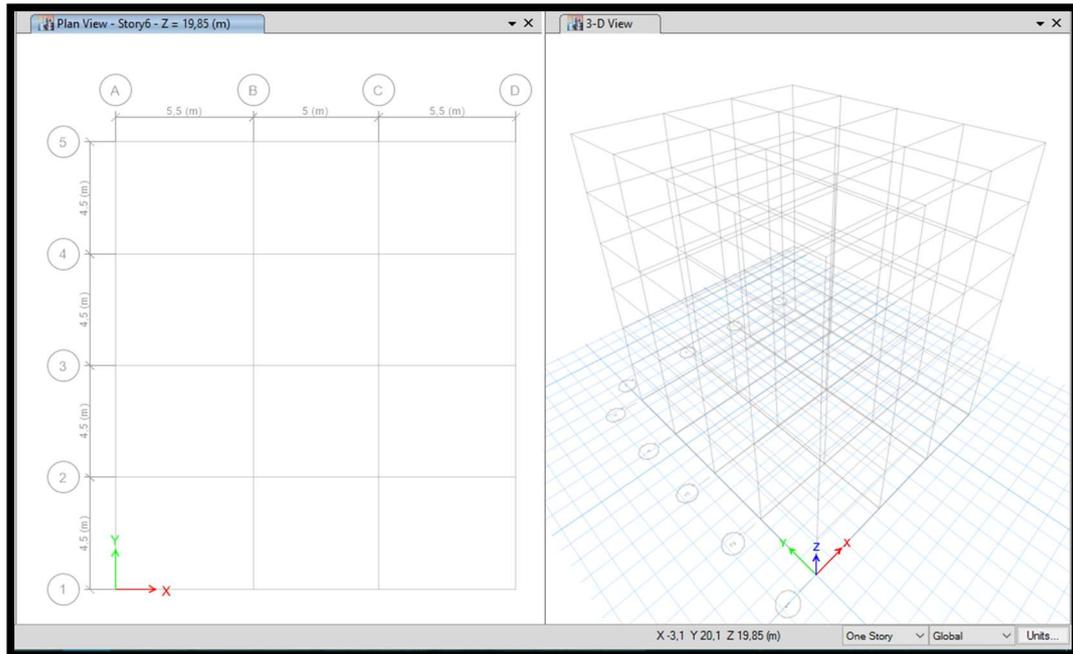
Refresh View

OK Cancel

**Figura 42:** Configuración de las alturas.

**Fuente:** ETABS-15.

Esta es nuestra grilla base 3D.



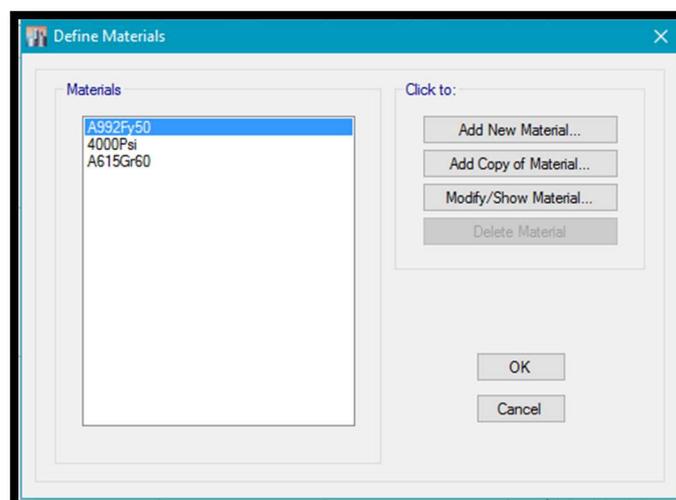
**Figura 43:** Grilla 3D.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.3. Definición de materiales y secciones.

Escogemos el acero A992Fy50, el cual ya se encuentra definido en el software.

Para ello vamos a define, materials.



**Figura 44:** Definir materiales.

**Fuente:** ETABS-15.

Revisaremos las propiedades del material elegido. En este caso del acero estructural A992Fy50.

The image shows two overlapping dialog boxes from a software application. The top dialog, titled "Material Property Data", contains the following information:

- General Data:**
  - Material Name: A992Fy50
  - Material Type: Steel
  - Directional Symmetry Type: Isotropic
  - Material Display Color: Yellow (with a "Change..." button)
  - Material Notes: (with a "Modify/Show Notes..." button)
- Material Weight and Mass:**
  - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
  - Weight per Unit Volume: 7849,05 kgf/m<sup>3</sup>
  - Mass per Unit Volume: 7849,047 kg/m<sup>3</sup>
- Mechanical Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E: 2038901,92 kgf/cm<sup>2</sup>
  - Poisson's Ratio, U: 0,3
  - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C
  - Shear Modulus, G: 784193,04 kgf/cm<sup>2</sup>

The bottom dialog, titled "Material Property Design Data", contains the following information:

- Material Name and Type:**
  - Material Name: A992Fy50
  - Material Type: Steel, Isotropic
- Design Properties for Steel Materials:**
  - Minimum Yield Stress, Fy: 3515,35 kgf/cm<sup>2</sup>
  - Minimum Tensile Strength, Fu: 4569,95 kgf/cm<sup>2</sup>
  - Effective Yield Stress, Fye: 3866,88 kgf/cm<sup>2</sup>
  - Effective Tensile Strength, Fue: 5026,95 kgf/cm<sup>2</sup>

**Figura 45:** Propiedades del acero estructural.

**Fuente:** ETABS-15.

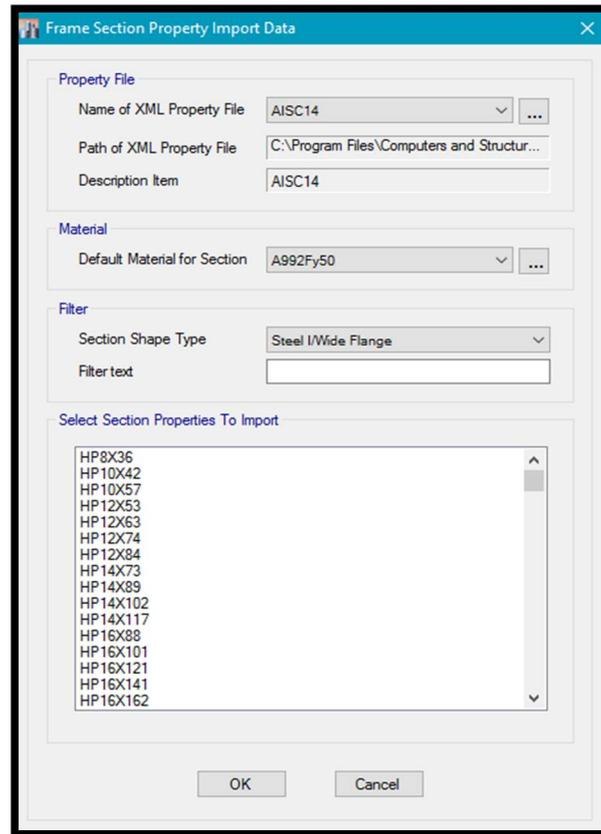
Revisamos el concreto que sea de resistencia 210 K/cm<sup>2</sup>.

The screenshot displays the material properties configuration for concrete in ETABS. The material is named 'Fc 210' and is classified as 'Concrete' with an 'Isotropic' symmetry type. The material display color is set to a bright pink. The material weight and mass section shows 'Specify Weight Density' selected, with a weight per unit volume of 2402.77 kgf/m³ and a mass per unit volume of 2402.77 kg/m³. The mechanical property data includes a modulus of elasticity (E) of 253456.35 kgf/cm², a Poisson's ratio (U) of 0.2, a coefficient of thermal expansion (A) of 0.0000099 1/C, and a shear modulus (G) of 105606.81 kgf/cm². The design property data section, which is highlighted in blue, shows the material name and type as 'Fc 210' and 'Concrete, Isotropic'. Under 'Design Properties for Concrete Materials', the specified concrete compressive strength (f'c) is set to 210 kgf/cm², and the 'Lightweight Concrete' checkbox is unchecked. The shear strength reduction factor is currently empty.

**Figura 46:** Propiedades del concreto.

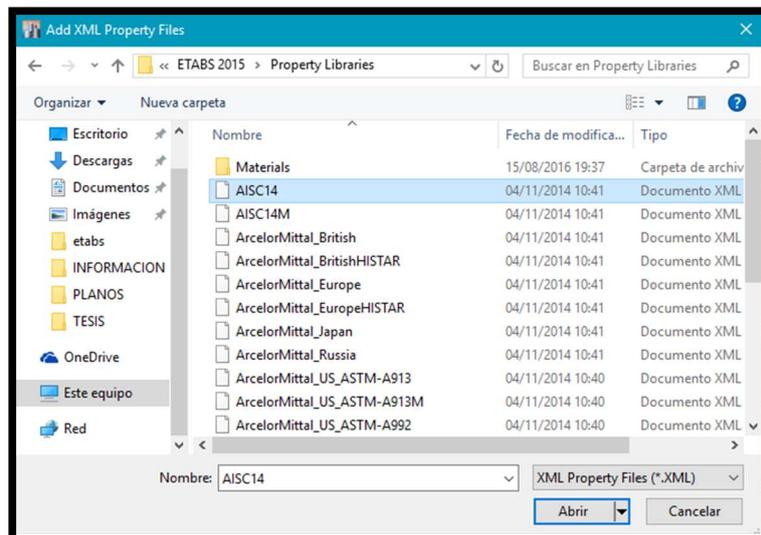
**Fuente:** ETABS-15.

Procederemos a definir las secciones que ya estan preestablecidas en el programa. Para lo cual iremos a los archivos del sistema ETABS15 y escogeremos las secciones AISC 14.



**Figura 47:** Importación de secciones.

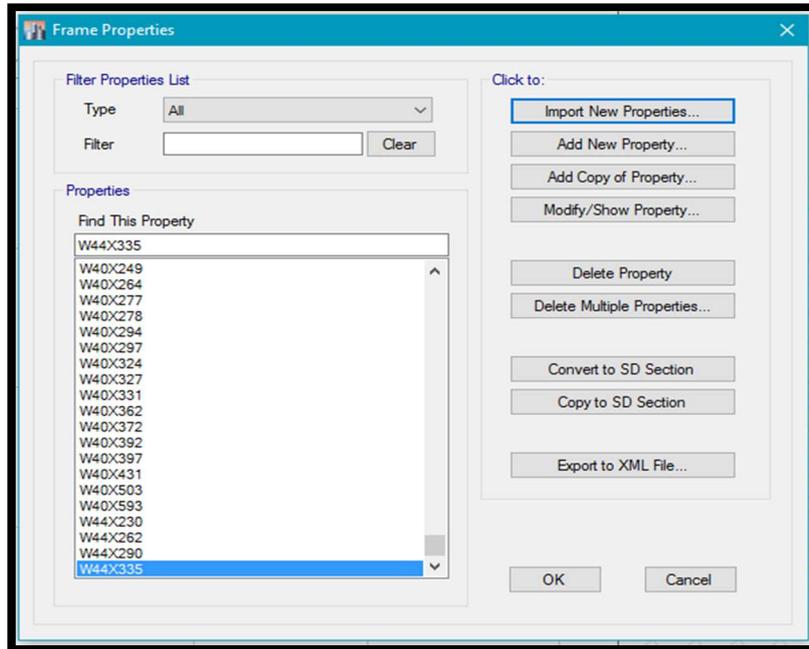
**Fuente:** ETABS-15.



**Figura 48:** Importación de secciones.

**Fuente:** ETABS-15.

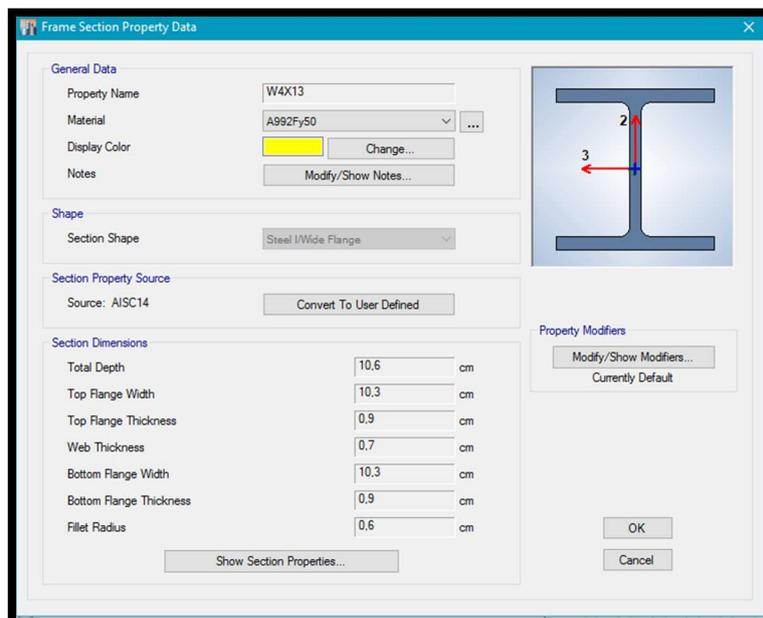
Escogemos las secciones W con las cuales próximamente dibujaremos el pre-diseño de la estructura.



**Figura 49:** Secciones tipo W.

**Fuente:** ETABS-15.

Revisaremos las propiedades de la secciones tipo W.

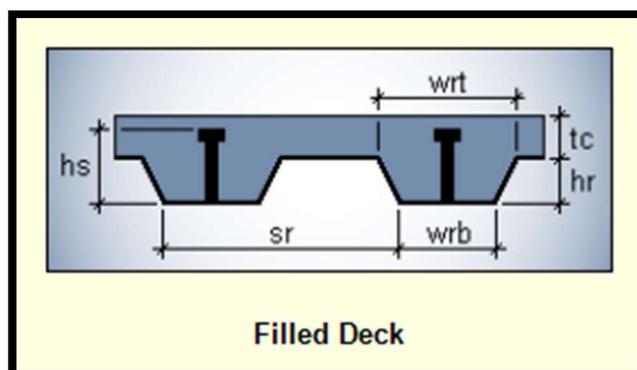


**Figura 50:** Propiedades de la sección W.

**Fuente:** ETABS-15.

#### 5.8.4. Definición de losa.

Vamos a definir la losa (define-materials-deck sections-deck properties).



**Figura 51:** Geometría de la placa colaborante.

**Fuente:** ETABS-15.

Procederemos a revisar y editar las propiedades de la losa colaborante, aquí nos basaremos en los datos del fabricante de losas DIPAC que nos entrega las diversas propiedades del elemento, La placa elegida es de un espesor de 65mm.

General Data	
Property Name	Deck1
Type	Filled
Slab Material	Fe 210
Deck Material	A992Fy50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...
Property Data	
Slab Depth, tc	5 cm
Rib Depth, hr	6,5 cm
Rib Width Top, wrt	17,5 cm
Rib Width Bottom, wrb	12,5 cm
Rib Spacing, sr	30 cm
Deck Shear Thickness	0,1 cm
Deck Unit Weight	11,23 tonf/m <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	1,9 cm
Shear Stud Height, hs	5 cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40788,65 kgf/cm <sup>2</sup>

**Figura 52:** Geometría de la placa colaborante.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.5. Dibujo de la estructura del proyecto.

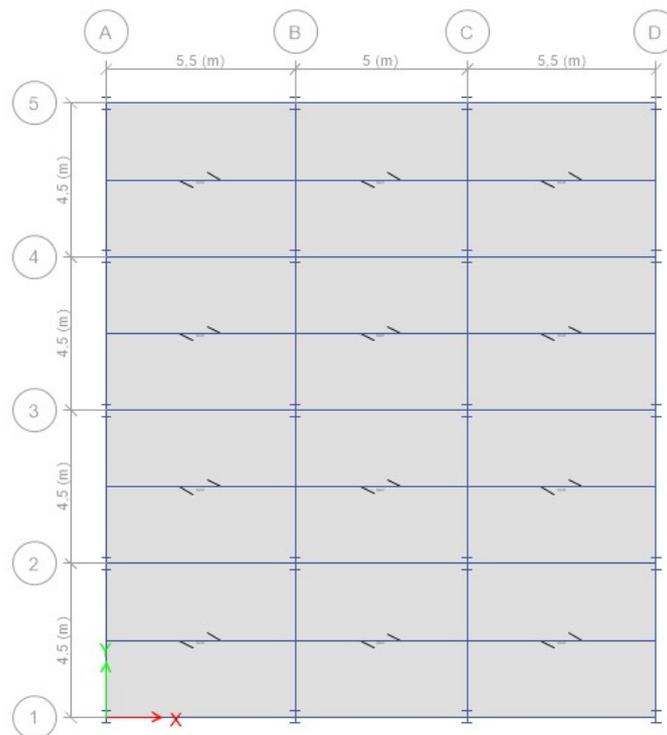
Dibujaremos las secciones de la estructura, con el cuadro de dibujo de elementos a la izquierda del software, debemos identificar bien los elementos a trazar y los ejes locales del mismo. Las secciones son las previamente calculadas en el pre-diseño.

**Tabla 27:** Secciones de los elementos estructurales.

SECCIONES			
<b>PISOS</b>	(1-2)	(3-4)	(5-6)
<b>Columnas</b>	14x61	14x53	12x48
<b>Vigas principales</b>	14x30	14x30	14x26
<b>Vigas secundarias</b>	12x22	12x22	12x22

**Fuente:** ETABS-15.

Dibujamos la losa con la dirección correspondiente para que se transmitan adecuadamente las cargas a las vigas principales.

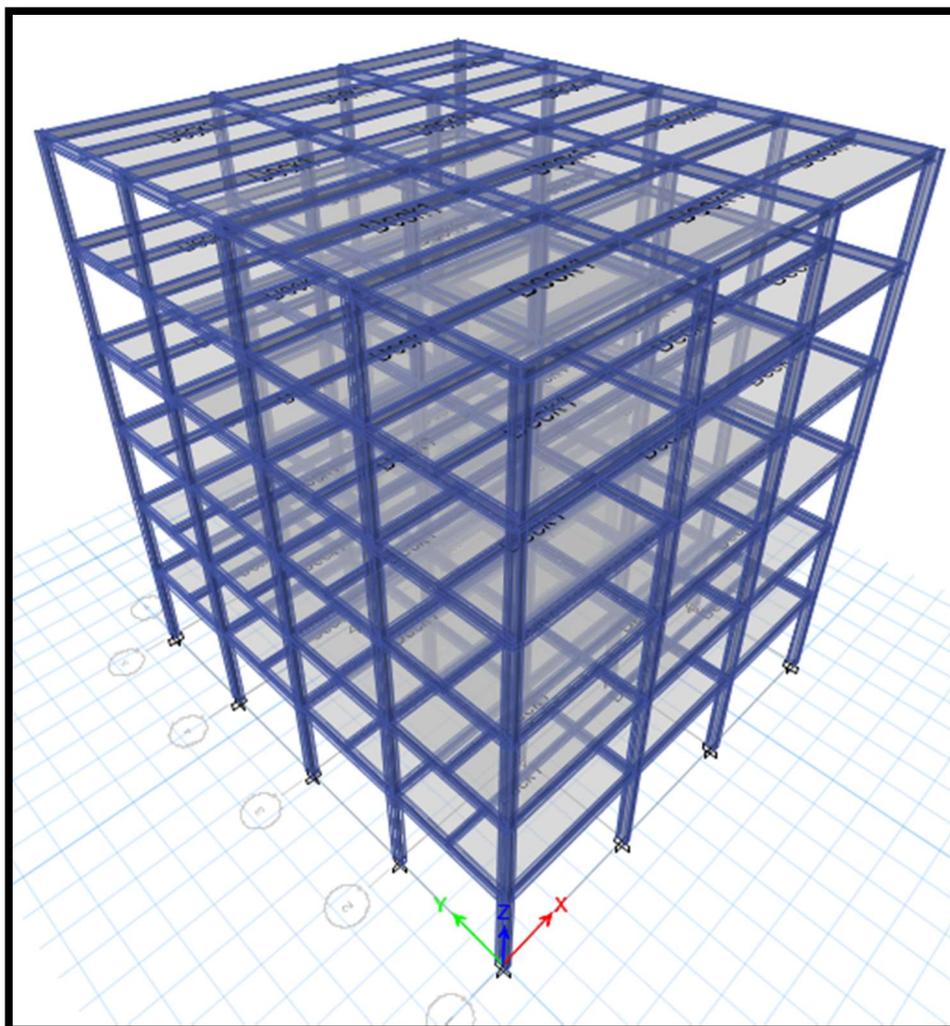


**Figura 53:** Configuración de losa en planta.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.6. Restricciones en los apoyos de los elementos.

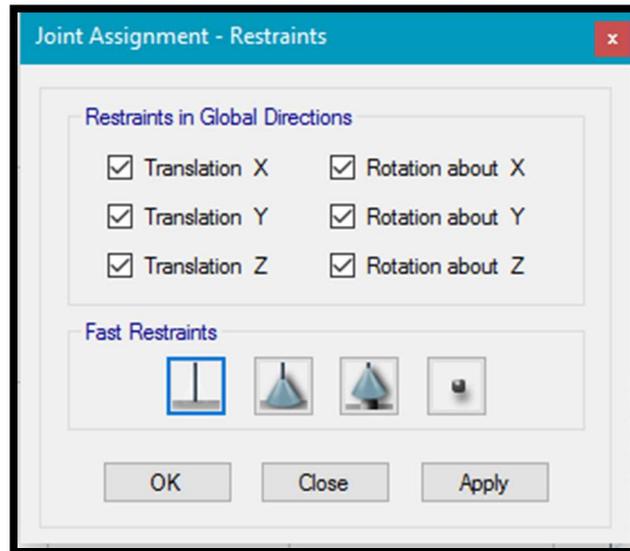
Presentamos la estructura ya con los elementos estructurales previamente diseñados.



**Figura 54:** Estructura definida con sus secciones respectivas

**Fuente:** ETABS-15.

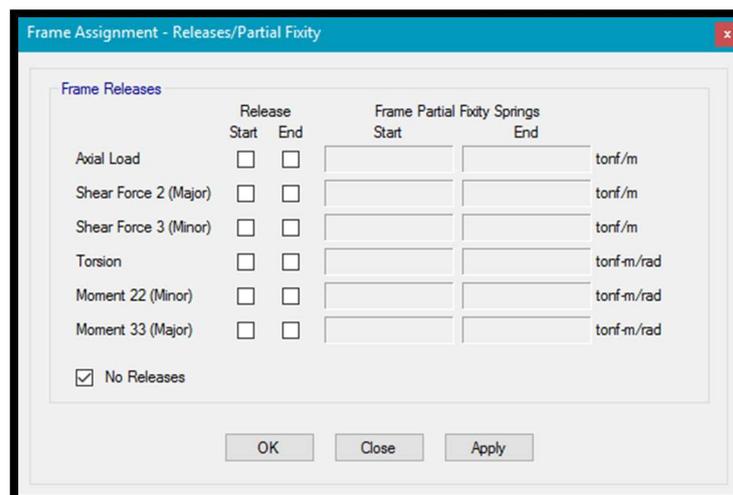
Procederemos a asignar los tipos de apoyo en la base, como ya sabemos debemos elegir empotramiento, con todas las restricciones correspondientes a este tipo de apoyo (assign- joint- restraints).



**Figura 55:** Tipo de apoyo en la base.

**Fuente:** ETABS-15.

Recordamos definir el empotramiento también en los apoyos de la viga secundaria.



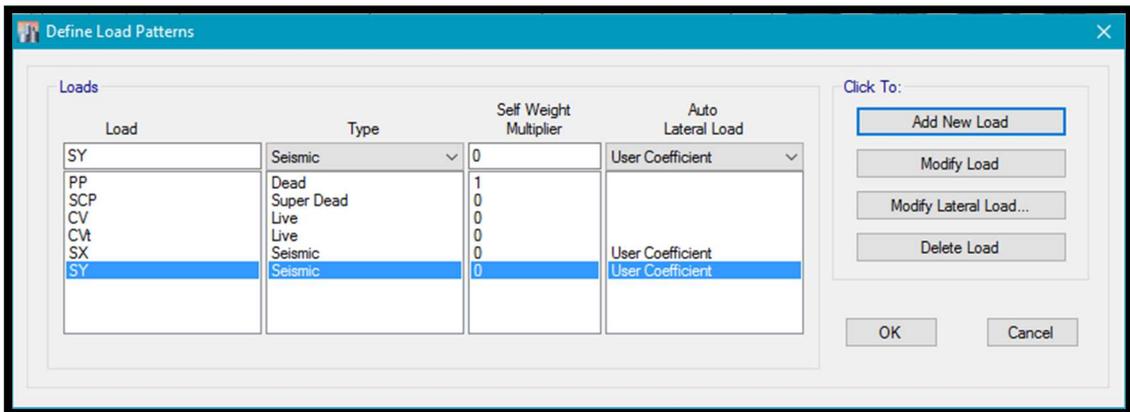
**Figura 56:** Tipo de apoyo en la viga secundaria

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.7. Definición de los tipos y casos de cargas de la estructura.

Definiremos las cargas sísmicas y gravitacionales, para ello identificamos las cargas previamente calculadas y definidas con la NEC-15. Nos vamos a define- load patterns y definimos los tipos de cargas:

Sobrecarga, peso propio, carga viva, carga viva cubierta, carga sísmica Sx y Sy.



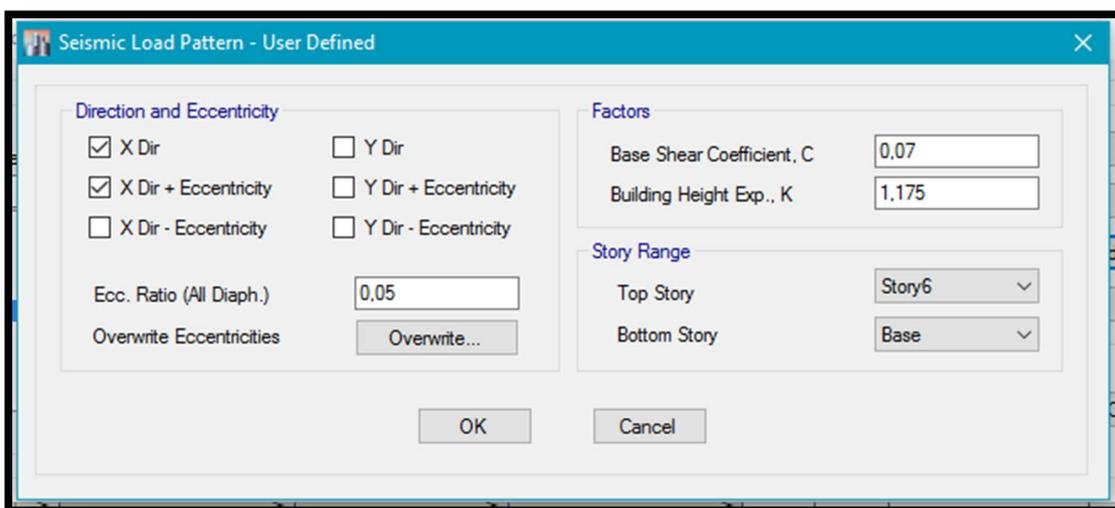
**Figura 57:** Tipos de carga.

**Fuente:** ETABS-15.

En el caso de las cargas sísmicas Sx y Sy se usará el coeficiente del cortante basal  $V = 0,07 W$ ; donde el coeficiente será 0,07 y W refiere al peso de la estructura. Esto lo definimos en la sección 5.2.

Tanto para la carga sísmica Sx, recordamos la dirección del sismo en X.

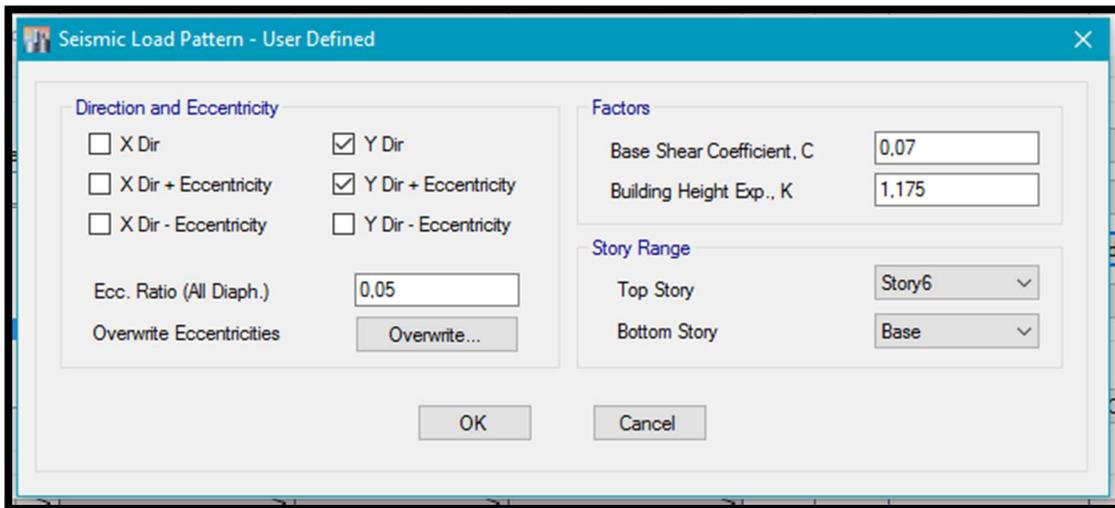
También ingresamos el valor de K, calculado en la sección 5.6 en función del periodo.



**Figura 58:** Parámetros para la carga sísmica.

**Fuente:** ETABS-15.

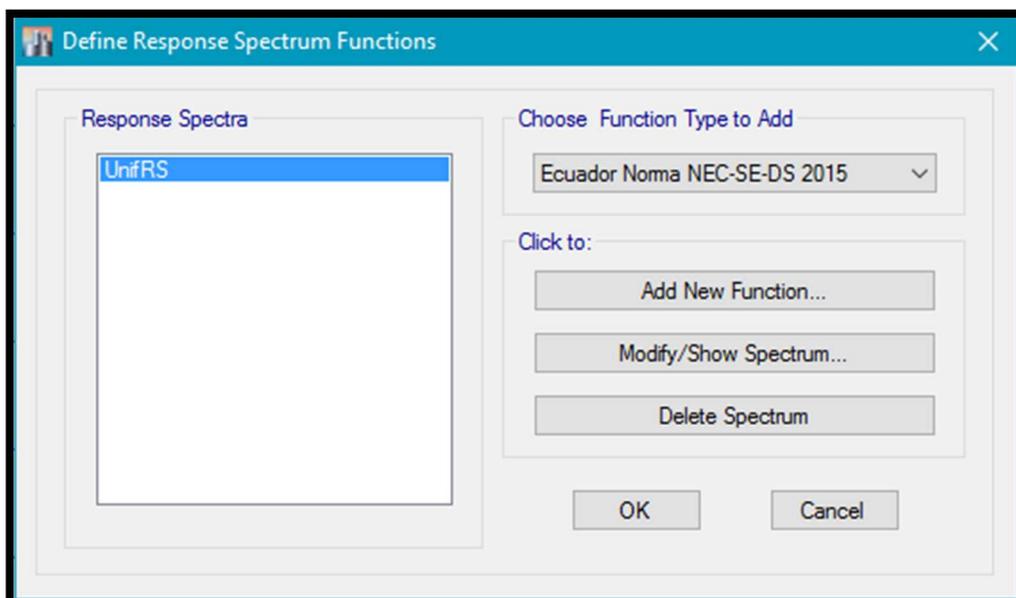
Tanto para la carga sísmica  $S_y$ , recordamos la dirección del sismo en Y.



**Figura 59:** Parámetros para la carga sísmica.

**Fuente:** ETABS-15.

Procederemos a crear el espectro de aceleraciones directamente en le ETABS-15, nos basaremos en la norma NEC-15, en el caso de estructura metálica definimos el funtion damping ratio 0,03; para crear vamos a define- functios- response spectrum.

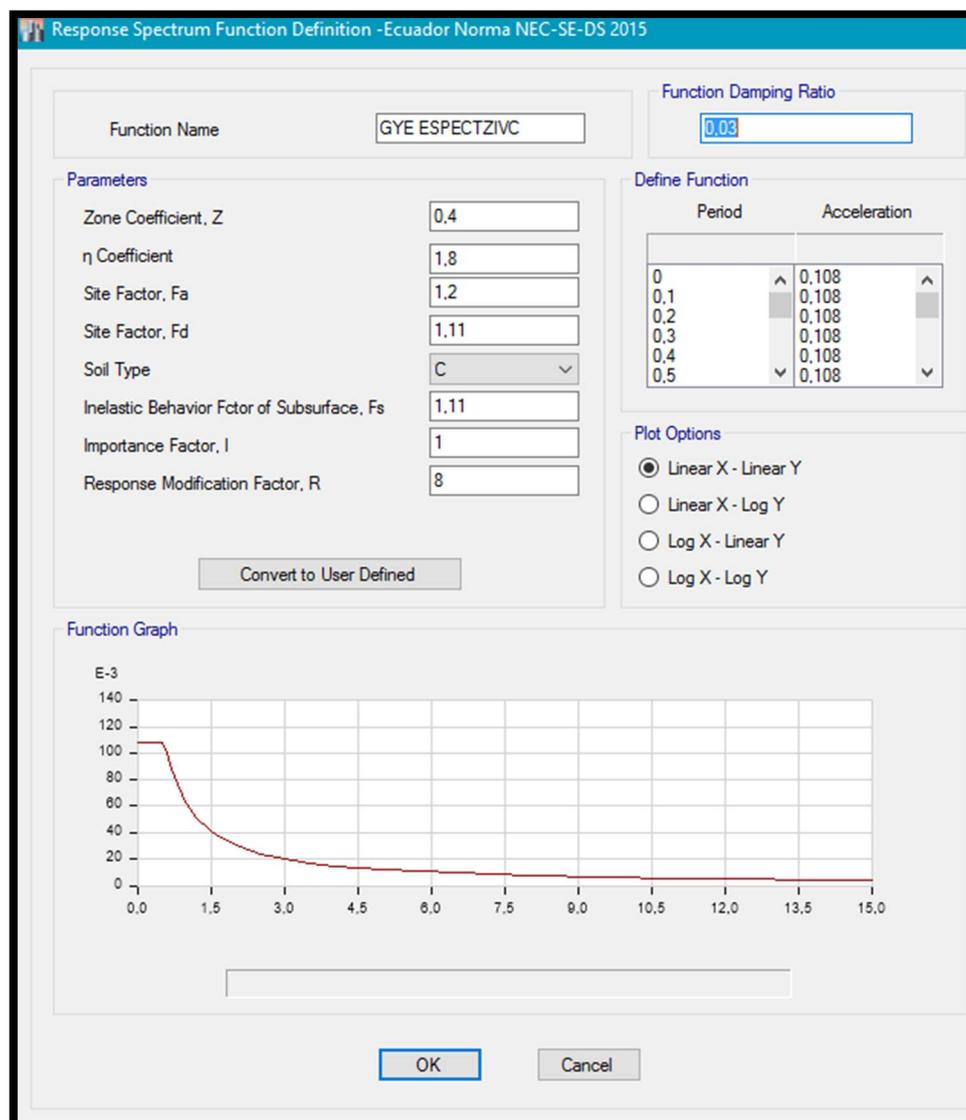


**Figura 60:** Definición del espectro de respuesta.

**Fuente:** ETABS-15.

Crear los casos carga en define load cases, hay que tener en cuenta afectarlo con la aceleración de la gravedad 9,81. Los parámetros que escogimos para definir los coeficientes del espectro de respuesta están basados en la NEC-15, capítulo carga sísmica, los cuales se encuentran definidos para la ciudad de Guayaquil, y están expuestos en la sección 5.2 en este capítulo.

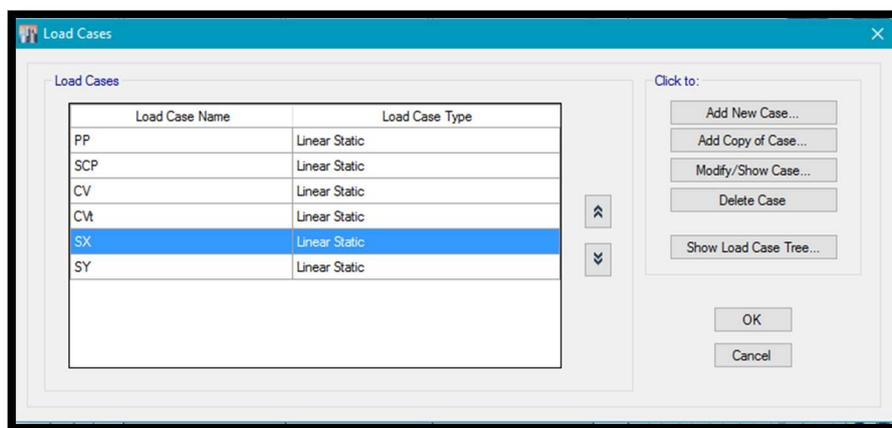
Recordamos que el funtion damping ratio en 0,03 para estructura metálica según la NEC-15.



**Figura 61:** Definición del espectro de respuesta.

**Fuente:** ETABS-15.

Creamos los casos de carga, nos dirigimos a define- load cases, hay que tener en cuenta que la aceleración de la gravedad es 9,81 m/s<sup>2</sup>.

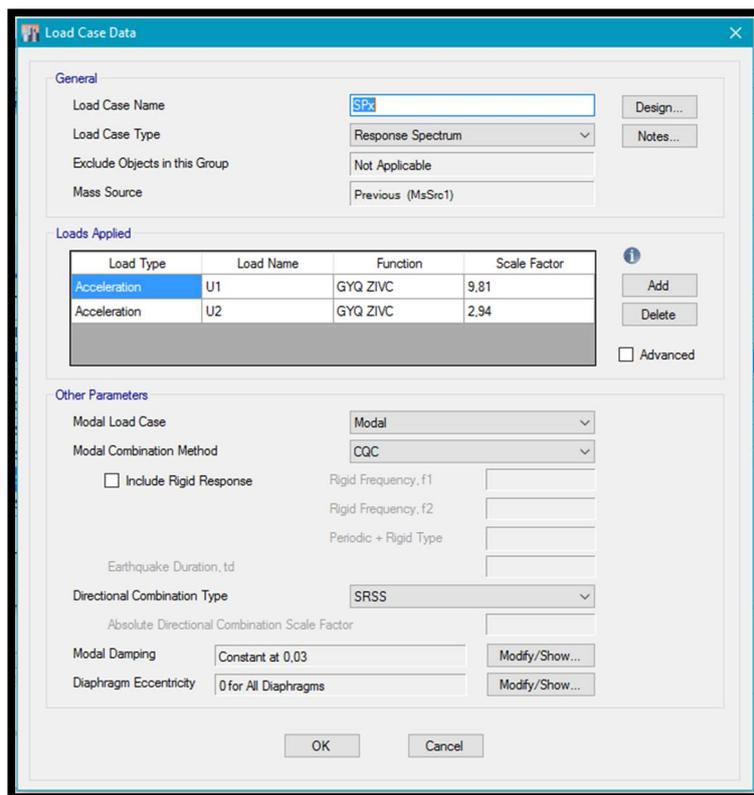


**Figura 62:** Definición de los casos de carga.

**Fuente:** ETABS-15.

Modificamos el caso de carga SPX y SPY en función de la dirección correspondiente y en función del espectro de respuesta de Guayaquil previamente creado. Aquí mismo consideramos el 30% en la otra dirección, para ello afectamos el “scale factor”.

$$\text{Scale factor } U2 = 0,30 (9,81)$$



**Figura 63: Definición de SPX**

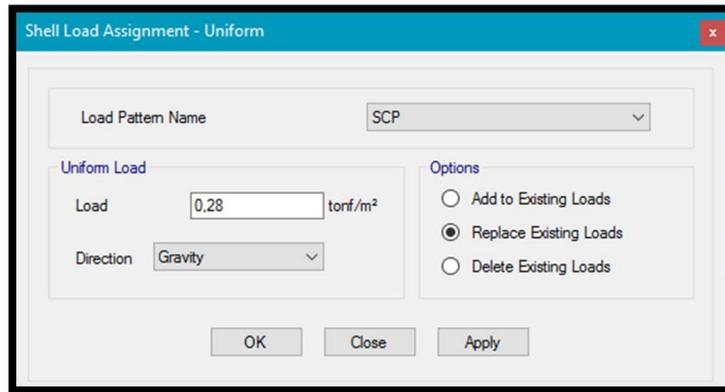
**Fuente: ETABS-15.**

### 5.8.8. Asignación de cargas sobre la estructura.

Definiremos las cargas de la estructura, según la sección 5.3.1 con las siguientes:

- Sobrecarga SCP= 480-200 PP = 280 kg/m<sup>2</sup>; restamos el peso de la losa ya que el ETABS 15 ya lo asigna automáticamente.
- Carga viva CV= 200 kg/m<sup>2</sup>.
- Carga viva techo CVt= 150 kg/m<sup>2</sup>.

Tengamos presente que esta carga es uniforme por m<sup>2</sup> y va asignado en las losas de cada piso.

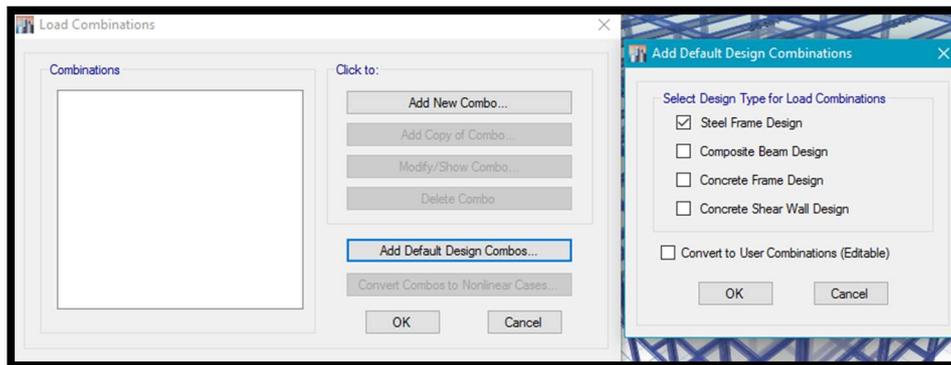


**Figura 64:** Asignaciones de carga en losa.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.9. Combinaciones de cargas sobre la estructura.

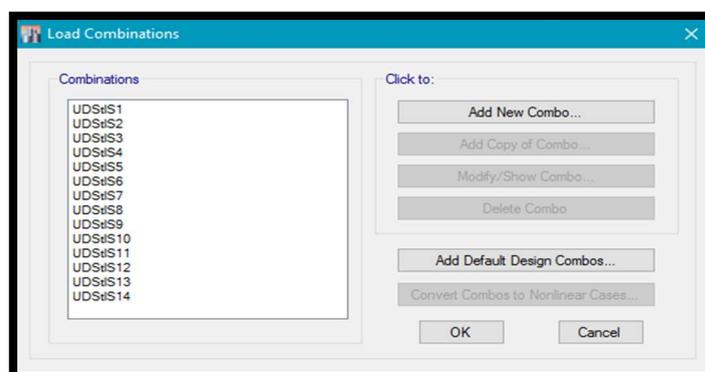
Estableceremos las combinaciones de carga según el ASCE 7.



**Figura 65:** Creación de combinación de cargas.

**Fuente:** ETABS-15.

Las creamos en define- load combination.

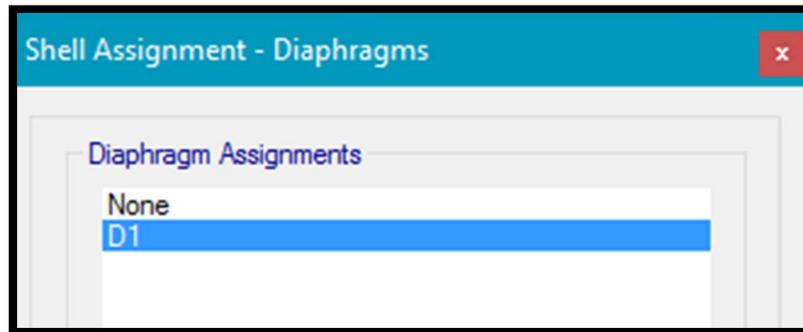


**Figura 66:** Creación de combinaciones de carga.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.10. Asignación de diagramas rígidos para las losas.

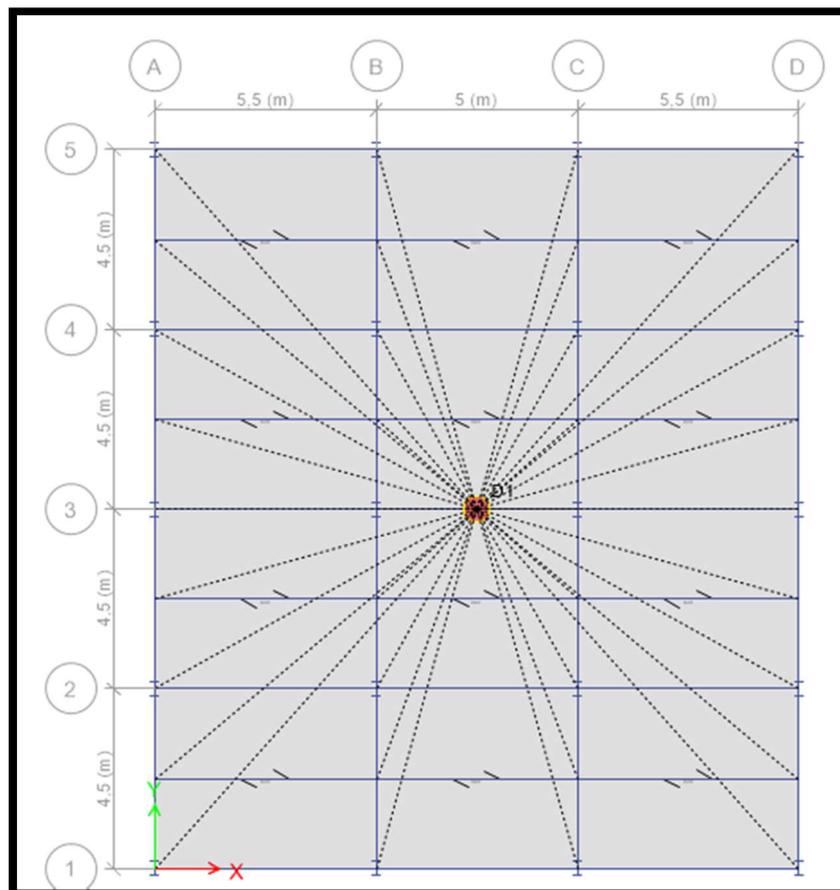
Asignaremos los diagramas rígidos para las losas (assign- shell- diaphragms) el diafragma viene por defecto de diafragma rígido D1.



**Figura 67:** Creación de diafragma.

**Fuente:** ETABS-15.

La vista en planta del diafragma rígido D1.

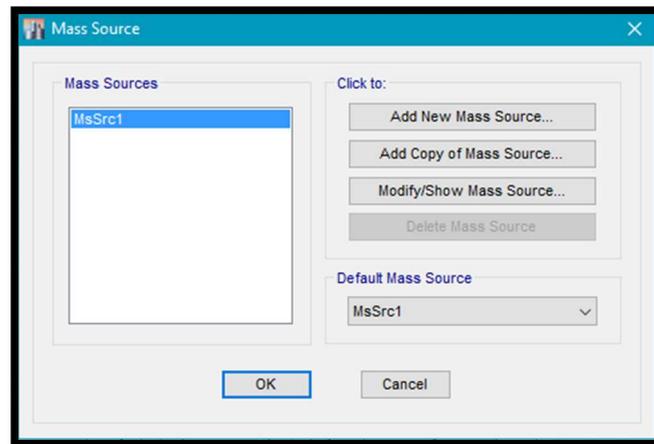


**Figura 68:** Diafragma rígido en losa.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.11. Asignación de fuentes de masas (Mass source).

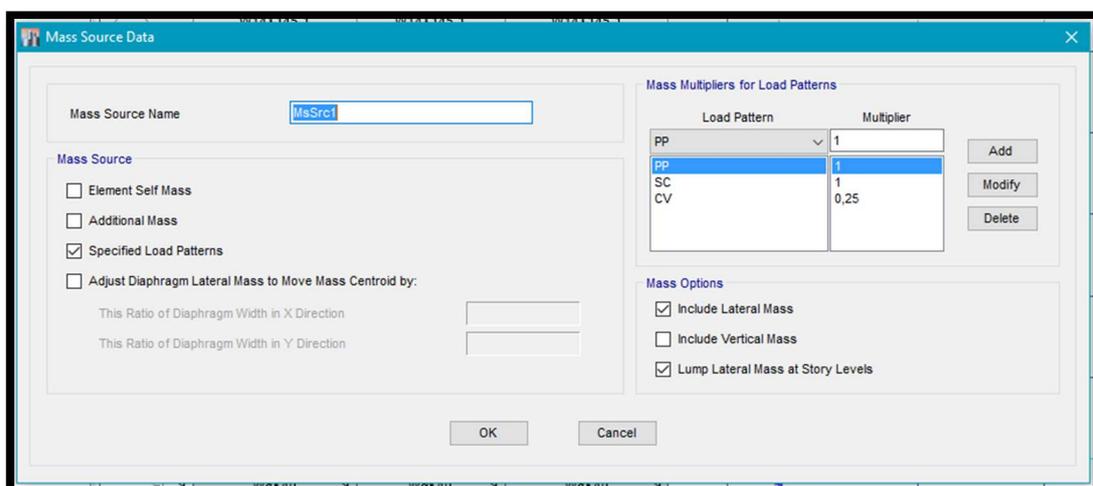
Definimos la masa participativa en: define- mass source.



**Figura 69:** Fuente de masas.

**Fuente:** ETABS-15.

Establecemos la fuente de masas según criterio del diseñador. Tenemos participación de la carga muerta y un porcentaje de la viga como lo indica la norma.



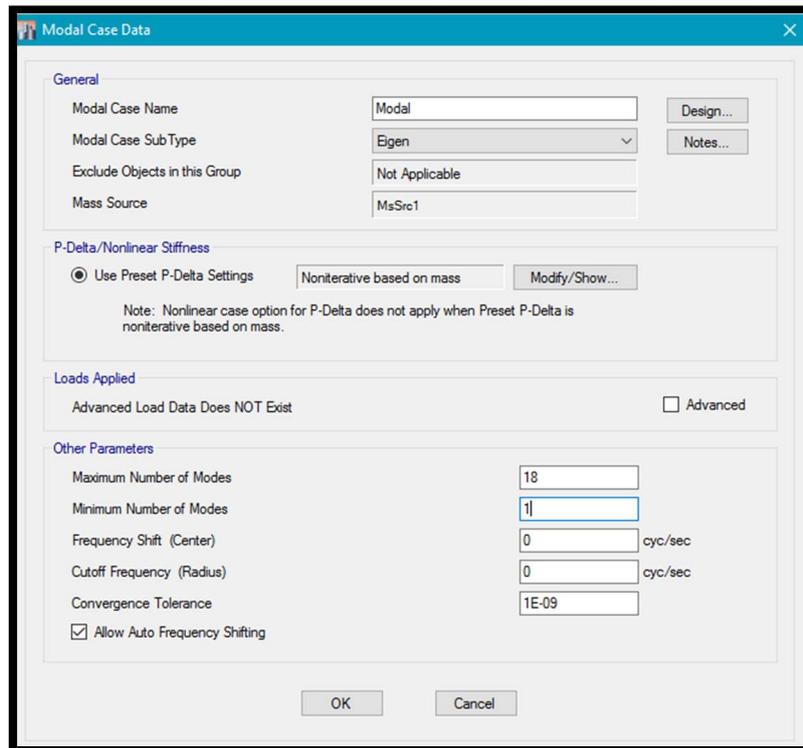
**Figura 70:** Definición de fuente de masas.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.12. Asignación de casos modales.

Designaremos los casos modales para la edificación:

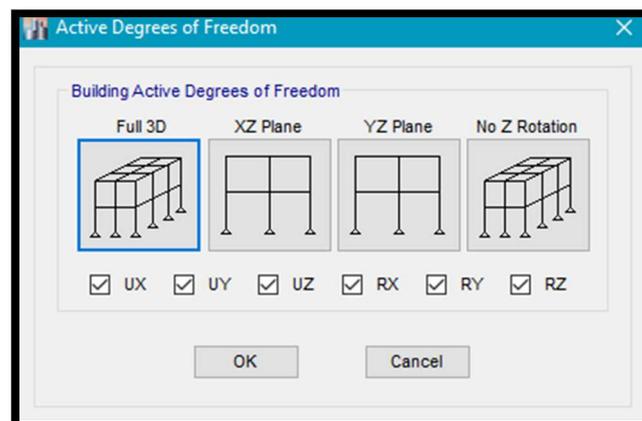
3 modos x 6 pisos = 18 modos



**Figura 71:** Definición de casos modales.

**Fuente:** ETABS-15.

Iremos a set- analysis- option- set active freedom, escogeremos 3D y activamos todas los grados de libertad.

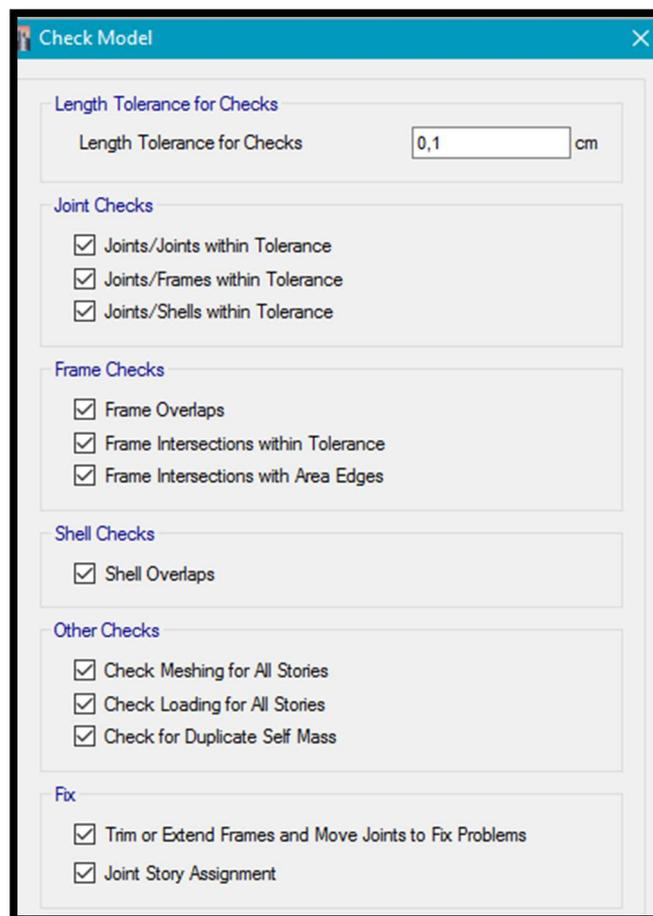


**Figura 72:** Asignación de grados de libertad.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.8.13. Análisis del modelo generado.

Vamos a revisar el modelo generado, previo a al análisis de la estructura, iremos a analysis- check model.

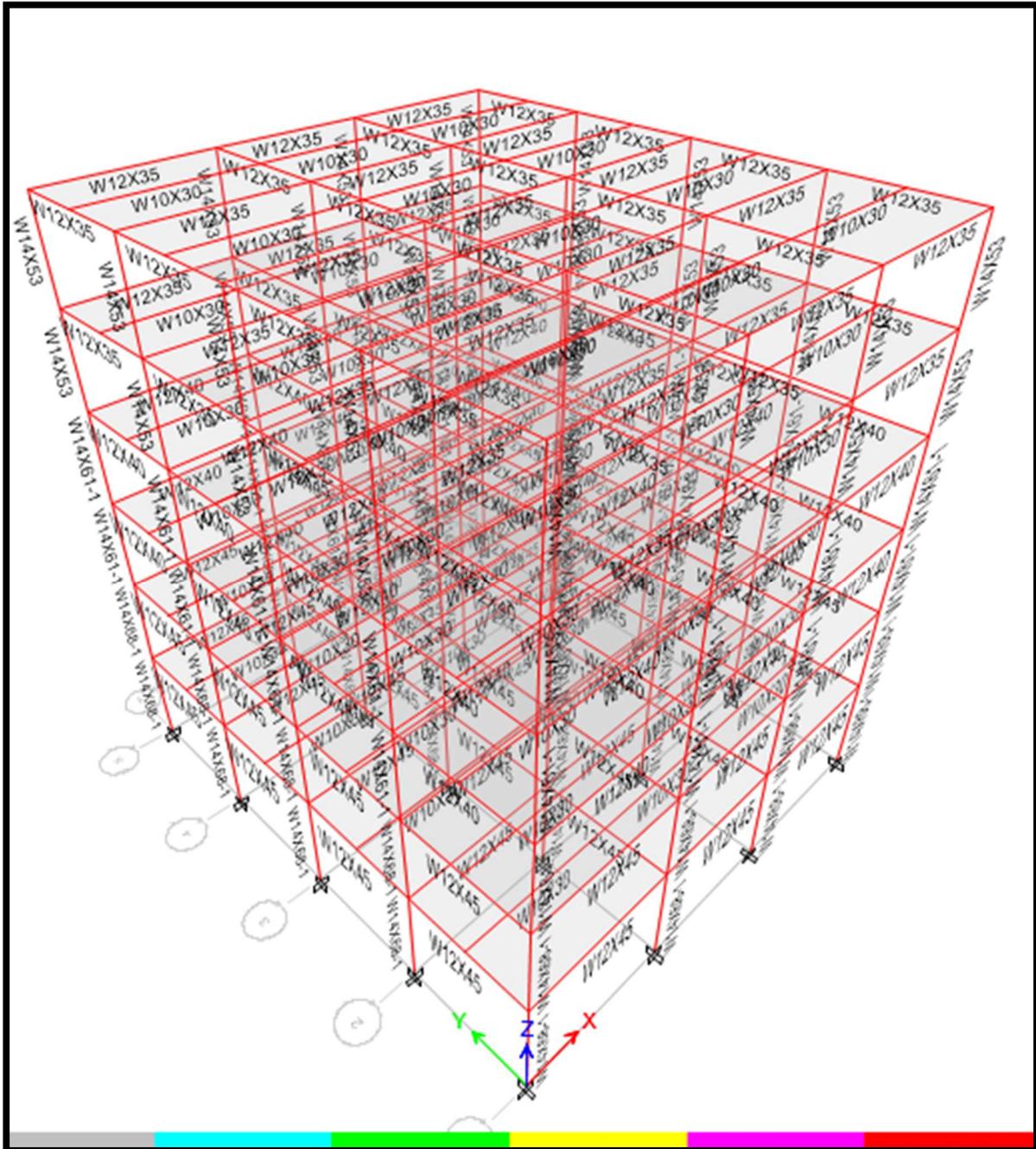


**Figura 73:** Revisión del modelo.

**Fuente:** ETABS-15.

### 5.9. Análisis del prediseño

El software nos arrojará los resultados del análisis del prediseño, nos darán diagramas de momento, cortante, deformaciones, los respectivos combos que actúan de envolvente. Se observará que los elementos del prediseño sean satisfactorios.



**Figura 74:** Estructura 3d predimensionada.

**Fuente:** Software Etabs.

### 5.9.1. Derivas de piso de la estructura prediseñada.

Revisaremos la deriva de piso, para ello revisaremos en las tablas de resultado. La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de la deriva inelástica establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como

porcentaje de la altura de piso, la NEC-15 nos indica que no debe exceder el 2%.

Transportaremos la tabla de reporte del Etabs, para su posterior análisis.

**Tabla 28:** Deriva de piso del prediseño.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X(m)	Y(m)	Z(m)	Derivas %	
								Spx	SpY
Story6	SPx Max	X	0,00072	16	16	0	19,85	0,5744	
Story6	SPx Max	Y	0,00012	20	16	18	19,85	0,0952	
Story6	SPy Max	X	0,00022	16	16	0	19,85		0,172
Story6	SPy Max	Y	0,00040	20	16	18	19,85		0,3176
Story5	SPx Max	X	0,00105	16	16	0	16,6	0,84	
Story5	SPx Max	Y	0,00023	20	16	18	16,6	0,1856	
Story5	SPy Max	X	0,00032	16	16	0	16,6		0,252
Story5	SPy Max	Y	0,00078	20	16	18	16,6		0,62
Story4	SPx Max	X	0,00131	16	16	0	13,35	1,0472	
Story4	SPx Max	Y	0,00033	20	16	18	13,35	0,2672	
Story4	SPy Max	X	0,00039	16	16	0	13,35		0,3136
Story4	SPy Max	Y	0,00111	20	16	18	13,35		0,8912
Story3	SPx Max	X	0,00143	16	16	0	10,1	1,1416	
Story3	SPx Max	Y	0,00039	20	16	18	10,1	0,3096	
Story3	SPy Max	X	0,00043	16	16	0	10,1		0,3424
Story3	SPy Max	Y	0,00129	20	16	18	10,1		1,032
Story2	SPx Max	X	0,00138	16	16	0	6,85	1,1008	
Story2	SPx Max	Y	0,00042	20	16	18	6,85	0,3392	
Story2	SPy Max	X	0,00041	16	16	0	6,85		0,3304
Story2	SPy Max	Y	0,00142	20	16	18	6,85		1,1328
Story1	SPx Max	X	0,00078	16	16	0	3,6	0,6256	
Story1	SPx Max	Y	0,00031	20	16	18	3,6	0,2512	
Story1	SPy Max	X	0,00023	16	16	0	3,6		0,1872
Story1	SPy Max	Y	0,00105	20	16	18	3,6		0,8376
							D. MAX. %	1,1416	1,1328

**Fuente:** ETABS-2015

Se analizaran las máximas derivas de piso las cuales están dadas por el espectro de diseño. Se calculara en el sentido X y en el sentido Y mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta_{Max}=0.75*R*Max\ Drifts$$

## 5.9.2. Masas participativas y periodos de vibración de la estructura prediseñada.

A continuación mostraremos la tabla de reporte que nos arroja el Etabs para su posterior análisis.

**Tabla 29: Reporte Masas participativas y periodos de vibración del prediseño.**

Case	Mode	Period(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1,03	0,791	0	0	0,791	0	0	0	0,22	0	0	0,219	0
Modal	2	0,99	0	0,838	0	0,791	0,838	0	0,2	0	0	0,168	0,219	0
Modal	3	0,83	0	0	0	0,791	0,838	0	0	0	0,81	0,168	0,219	0,811
Modal	4	0,32	0	0,102	0	0,791	0,94	0	0,7	0	0	0,822	0,219	0,811
Modal	5	0,31	0,122	0	0	0,913	0,94	0	0	0,54	0	0,822	0,757	0,811
Modal	6	0,26	0	0	0	0,913	0,94	0	0	0	0,11	0,822	0,757	0,923
Modal	7	0,18	0	0,035	0	0,913	0,975	0	0,1	0	0	0,891	0,757	0,923
Modal	8	0,16	0,049	0	0	0,962	0,975	0	0	0,11	0	0,891	0,867	0,923
Modal	9	0,14	0	0	0	0,962	0,975	0	0	0	0,04	0,891	0,867	0,966
Modal	10	0,12	0	0,016	0	0,962	0,991	0	0,1	0	0	0,973	0,867	0,966
Modal	11	0,1	0,024	0	0	0,986	0,991	0	0	0,09	0	0,973	0,957	0,966
Modal	12	0,09	0	0,006	0	0,986	0,997	0	0	0	0	0,988	0,957	0,966
Modal	13	0,09	0	0	0	0,986	0,997	0	0	0	0,02	0,988	0,957	0,988
Modal	14	0,08	0	0,003	0	0,986	1	0	0	0	0	1	0,957	0,988
Modal	15	0,07	0,01	0	0	0,997	1	0	0	0,03	0	1	0,988	0,988
Modal	16	0,06	0	0	0	0,997	1	0	0	0	0,01	1	0,988	0,997
Modal	17	0,05	0,003	0	0	1	1	0	0	0,01	0	1	1	0,997
Modal	18	0,05	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	1	1

**Fuente: ETABS-2015**

Chequeamos que la tabla en el primer modo tenemos un periodo máximo, el cual es de 1,034 sg. Otro parámetro a chequear es el primer modo la torsión de la edificación SUM RZ es cero, lo cual está cumpliendo ya que es menor al 10% de los valores de SUM UY y SUM UX, y en el segundo modo es 0 el cual es menor del 10% del SUM UY.

Debemos observar el porcentaje de la masa participativa, la misma que debe ser mayor al 90%. Observamos el 100% en los valores de SumX y SumY significa que la solución dinámica incluyo toda la masa participativa posible de nuestra edificación,

según los valores de la tabla de masas participativas nuestra edificación llega al 100% de la masa participativa en los últimos modos, lo cual es óptimo.

Verificamos que el periodo que nos muestra el software ETABS no sobrepase en un 30% al calculado:

$$1,30 T(\text{calculado}) \geq T(\text{Etabs})$$

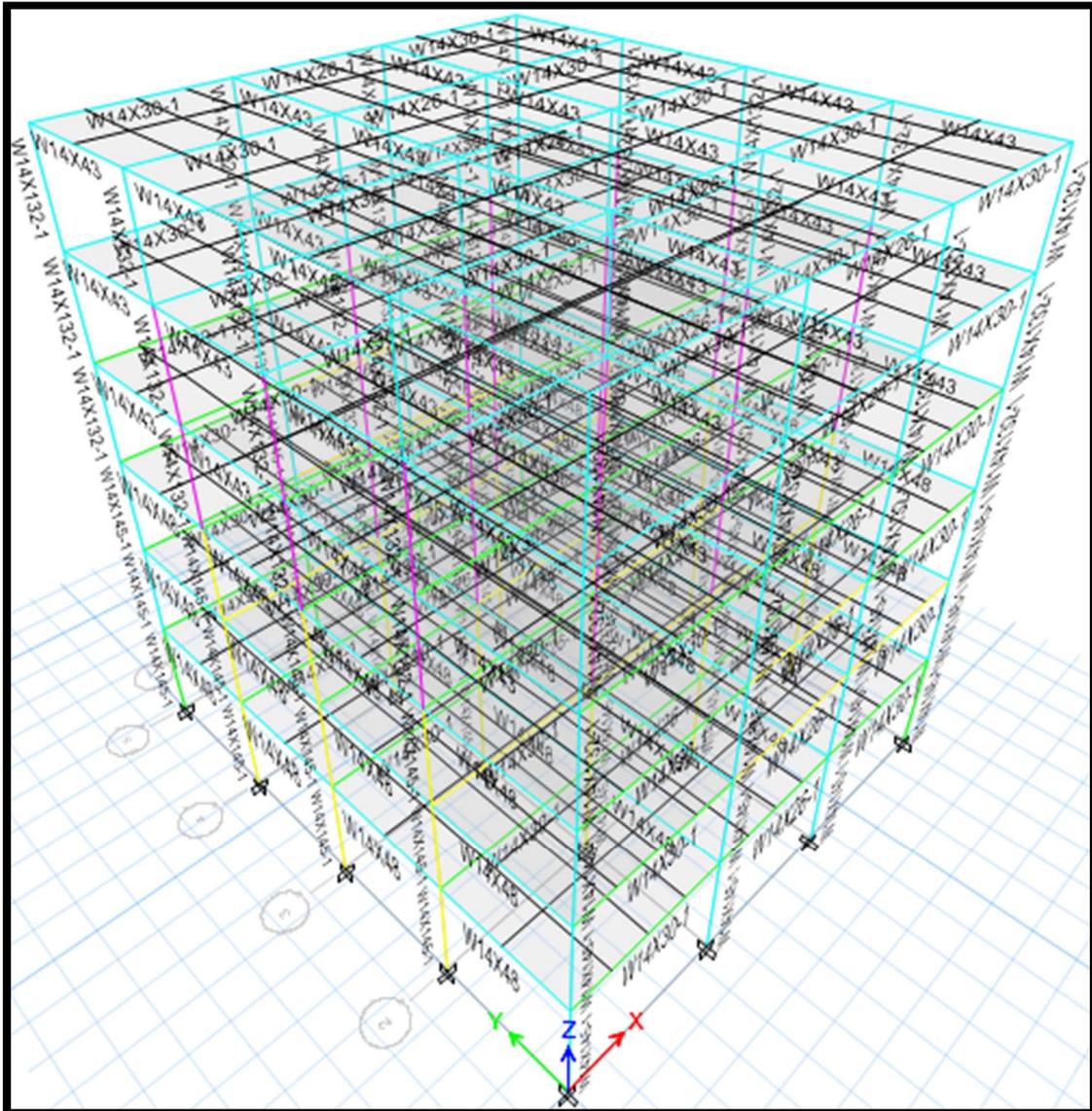
$$1,30 (0,85) \geq 1,034$$

$$1,105 \geq 1,034$$

#### **5.10. Análisis de la estructura con secciones corregidas**

El software determinara las fallas de diseño presente en las secciones elegidas y sus motivos de falla, verificar que las secciones cumplan los criterios sismo resistentes del AISC ya sea: demanda capacidad del elemento en donde el valor debe ser menor a 1, longitud máxima de arriostamiento  $L_b \leq 0,086 r_y \sqrt{E f_y}$ , verificación de secciones compactas y no compactas, criterio columna fuerte- viga débil menor e igual a 1.





**Figura 76:** Estructura 3d redimensionado.

**Fuente:** Software Etabs.

En esta fase tuvimos que modificar el espesor de los elementos vigas, ya que aunque nos pasaba la sección por otros requerimientos, en su mayoría no pasaban por ser secciones no compactas, así optimizamos el uso del acero. Por lo tanto pasaron de ser secciones prefabricadas a secciones armadas o soldadas, para ello se consideró diseñar más adelante esta unión que formara el elemento.

**Tabla 30: Secciones armadas de los elementos estructurales.**

Elemento	Sección	d (cm)	bf (cm)	tf (cm)	hw (cm)	tw (cm)	Ag (cm <sup>2</sup> )	Peso kg/m
Nervios	5x16	12,7	12,7	0,9	8,9	0,6	30,4	23,71
	14x26	35,3	12,8	1,2	30,5	0,8	58,0	45,24
Vigas	14x30	35,2	17,1	1,2	30,5	0,9	71,4	55,69
	14x43	34,7	20,3	1,5	27,9	0,9	91,8	71,60
	14x48	35,0	20,4	1,5	27,9	1,0	96,0	74,88
Columnas	14x132	37,2	37,4	2,6	28,6	1,6	250,3	195,23
	14x145	37,5	39,4	2,8	28,6	1,7	275,5	214,89

**Fuente: ETABS-2015****Elaboración: Ricardo Moreira Guzman****5.10.1. Análisis de deriva de piso de estructura con secciones corregidas.****Tabla 31: Deriva de piso de la estructura rediseñada**

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X(m)	Y(m)	Z(m)	Deriva %	
								Spx	SpY
Story6	SPx Max	X	0,00072	20	16	18	19,85	0,5728	
Story6	SPx Max	Y	0,00014	20	16	18	19,85	0,1096	
Story6	SPy Max	X	0,00022	20	16	18	19,85		0,172
Story6	SPy Max	Y	0,00046	20	16	18	19,85		0,3656
Story5	SPx Max	X	0,00109	20	16	18	16,6	0,872	
Story5	SPx Max	Y	0,00026	20	16	18	16,6	0,2112	
Story5	SPy Max	X	0,00033	20	16	18	16,6		0,2616
Story5	SPy Max	Y	0,00088	20	16	18	16,6		0,7056
Story4	SPx Max	X	0,00144	20	16	18	13,35	1,1512	
Story4	SPx Max	Y	0,00038	20	16	18	13,35	0,3008	
Story4	SPy Max	X	0,00043	20	16	18	13,35		0,3448
Story4	SPy Max	Y	0,00125	20	16	18	13,35		1,0032
Story3	SPx Max	X	0,00164	20	16	18	10,1	1,3112	
Story3	SPx Max	Y	0,00043	20	16	18	10,1	0,3464	
Story3	SPy Max	X	0,00049	20	16	18	10,1		0,3928
Story3	SPy Max	Y	0,00144	20	16	18	10,1		1,1552
Story2	SPx Max	X	0,00159	20	16	18	6,85	1,2752	
Story2	SPx Max	Y	0,00048	20	16	18	6,85	0,3808	
Story2	SPy Max	X	0,00048	20	16	18	6,85		0,3824
Story2	SPy Max	Y	0,00159	20	16	18	6,85		1,2704
Story1	SPx Max	X	0,00090	20	16	18	3,6	0,7176	
Story1	SPx Max	Y	0,00035	20	16	18	3,6	0,2832	
Story1	SPy Max	X	0,00027	20	16	18	3,6		0,2152
Story1	SPy Max	Y	0,00118	20	16	18	3,6		0,9456
Dmáx.%								1,3112	1,2704

**Fuente: ETABS-2015**

Como observamos prácticamente se mantiene la deriva de piso entre los permisibles que indica el reglamento y no ha sufrido mayor variación con respecto al prediseño.

### 5.10.2. Análisis Masas participativas y periodos de vibración de estructura con secciones corregidas.

**Tabla 32: Reporte Masas participativas de la estructura rediseñada.**

Case	Mode	Period(s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1,16	0,798	0	0	0,7981	0	0	0	0,211	0	0	0,2106	0
Modal	2	1,1	0	0,8383	0	0,7981	0,8383	0	0,1674	0	0	0,1674	0,2106	0
Modal	3	0,927	0	0	0	0,7981	0,8383	0	0	0	0,8147	0,1674	0,2106	0,8147
Modal	4	0,354	0	0,1015	0	0,7981	0,9398	0	0,6543	0	0	0,8217	0,2106	0,8147
Modal	5	0,34	0,116	0	0	0,9139	0,9398	0	0	0,557	0	0,8217	0,768	0,8147
Modal	6	0,285	0	0	0	0,9139	0,9398	0	0	0	0,1089	0,8217	0,768	0,9236
Modal	7	0,199	0	0,0348	0	0,9139	0,9746	0	0,0689	0	0	0,8907	0,768	0,9236
Modal	8	0,173	0,048	0	0	0,9623	0,9746	0	0	0,101	0	0,8907	0,8685	0,9236
Modal	9	0,152	0	0	0	0,9623	0,9746	0	0	0	0,0429	0,8907	0,8685	0,9665
Modal	10	0,136	0	0,0164	0	0,9623	0,9909	0	0,0818	0	0	0,9725	0,8685	0,9665
Modal	11	0,106	0,024	0	0	0,9861	0,9909	0	0	0,088	0	0,9725	0,9568	0,9665
Modal	12	0,104	0	0,006	0	0,9861	0,9969	0	0,0157	0	0	0,9882	0,9568	0,9665
Modal	13	0,098	0	0	0	0,9861	0,9969	0	0	0	0,0212	0,9882	0,9568	0,9877
Modal	14	0,086	0	0,0031	0	0,9861	1	0	0,0118	0	0	1	0,9568	0,9877
Modal	15	0,075	0,01	0	0	0,9965	1	0	0	0,031	0	1	0,9878	0,9877
Modal	16	0,07	0	0	0	0,9965	1	0	0	0	0,009	1	0,9878	0,9967
Modal	17	0,059	0,004	0	0	1	1	0	0	0,012	0	1	1	0,9967
Modal	18	0,057	0	0	0	1	1	0	0	0	0,0033	1	1	1

**Fuente: ETABS-2015**

Observamos que el periodo de vibración se incrementa ligeramente, aun así se encuentra en lo esperado, las masas participativas llegan al 100%, y tenemos que la torsión Sum Z en sus dos primeros modos sigue siendo menor al 10% de los valores de SUM UY y SUM UX.

5.11. Fase de diseño de miembros estructurales

5.11.1. Diseño de viga.

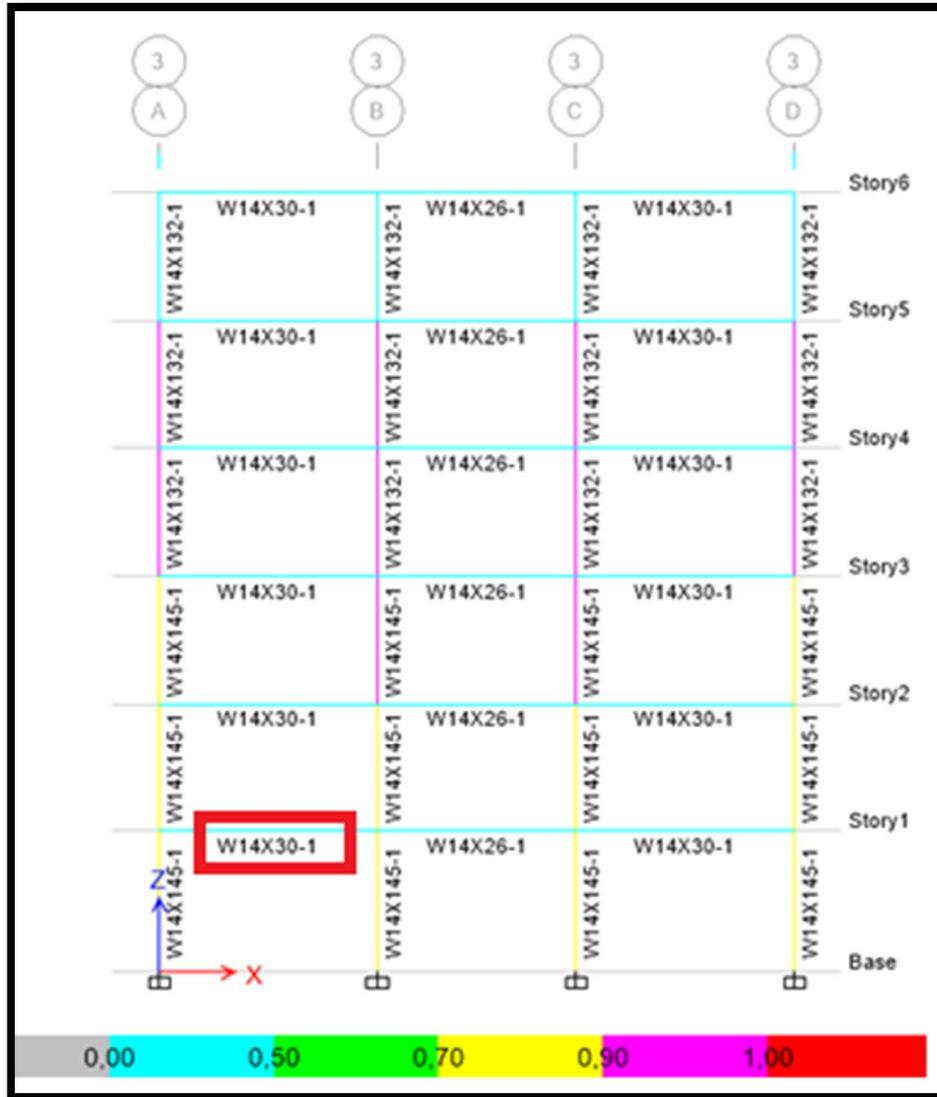


Figura 77: Pórtico 3.

Fuente: Software Etabs.

Diseñaremos la viga de la planta baja de un pórtico central la cual tiene el momento más desfavorable, para ello El Etabs nos muestra que el combo máximo de diseño el cual nos indica que es el UdstIS4.

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B23	158	18,8	UDStIS4	Special Moment Frame	W14X30-1	Seismic HD

Escogimos la viga B23 de la planta 1, en el pórtico 3-3' por su luz más desfavorable.

**Stress Check forces and Moments**

Location (cm)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)	T <sub>u</sub> (tonf-m)
18,8	0	-8,0914	0	-5,338	0	4,769E-05

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 8,09 \text{ tn-m}$$

$$V_u = 5,34 \text{ tn}$$

$$L_b = 550/3 = 183 \text{ cm}$$

C<sub>b</sub> = 1; Valor más conservativo para una preselección.

El perfil que vamos a diseñar es el perfil más óptimo según una preselección, mediante el cálculo vamos a demostrar que cumple los requerimientos de momento, cortante, máxima separación de arriostramiento, y la verificación si la sección es sísmicamente compacta.

$$\text{Perfil} = 14 \times 30$$

$$Z_x = 775 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 688 \text{ cm}^3$$

$$R_x = 14,55 \text{ cm}$$

$$R_y = 3,78 \text{ cm}$$

$$I_y = 816 \text{ cm}^4$$

Máxima separación de arriostramiento. (ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)

$$L_b \leq 0,086 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)$$

$$Lb \leq 0,086 * 3,78 \left( \frac{2000000}{3515} \right)$$

$$183 \leq 184,96$$

Si cumple esta condición. OK.

Determinación de  $L_p$  de la sección.

$$L_p = 1,76 * r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 * 3,78 \sqrt{\frac{2000000}{3515}}$$

$$L_p = 158,69 \text{ cm}$$

$$Lb \leq L_p$$

$$183 \leq 158,69$$

No cumple la condición; cálculo de  $L_r$

Determinación de  $L_r$  de la sección. Acudiremos a las tablas del manual AISC para determinar  $h_o$  y  $r_{ts}$ .

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 34,29 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} ; C_w = 238191 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{816 * 238191}}{688}$$

$$r_{ts} = 4,50 \text{ cm}$$

$$J = 15,8 \text{ cm}^4$$

Para perfiles I o W el valor de C es 1.

$$L_r = 1,95 r_{ts} \left( \frac{E}{0,70 F_y} \right) \left( \sqrt{\frac{Jc}{ho S_x}} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,7 F_y S_x ho}{E J C} \right)^2}}$$

$L_r$

$$= 1,9 * 4,50 \left( \frac{2000000}{0,70 * 3515} \right) \left( \sqrt{\frac{15,8 * 1}{34,29 * 688}} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,7 * 3515 * 688 * 34,29}{2000000 * 15,8 * 1} \right)^2}}$$

$$L_r = 436,12 \text{ cm}$$

Se cumple la condición  $L_p < L_b \leq L_r$

$$158,69 < 183 \leq 436,12$$

El siguiente paso es calcular el momento resistente.

Cálculo del Momento nominal  $M_n$ .

Esta ecuación del AISC 360-10, sección F, pág. 14 nos define el Momento nominal.

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Calculo de  $C_b$ .

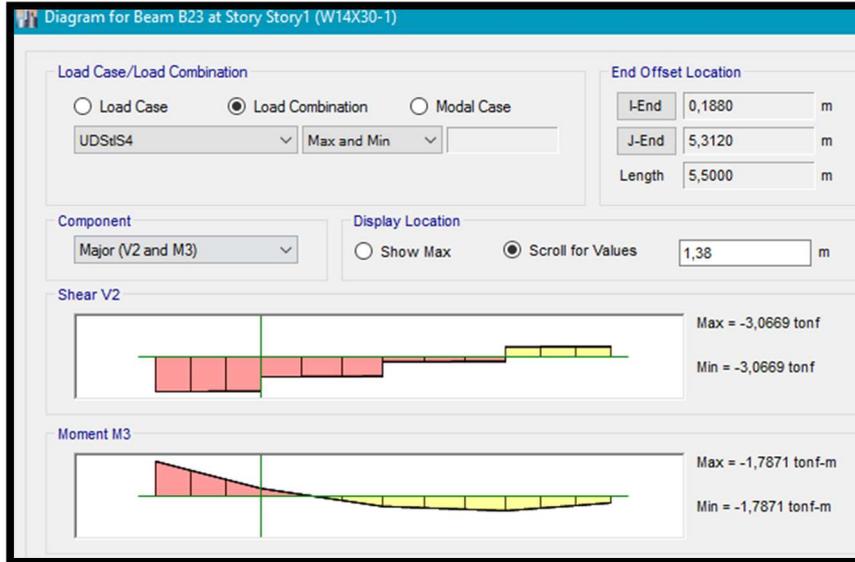
$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c}$$

$M_{max} = 8,09 \text{ tn-m}$  ; definido por el combo UdstIS4

$M_a = 0,41 \text{ tn-m}$  ; se determina a 1/3 de la longitud de la viga.

$M_b = 2,35 \text{ tn-m}$  ; se determina a 1/2 de la longitud de la viga.

$M_c = 1,78 \text{ tn-m}$  ; se determina a 1/4 de la longitud de la viga.



**Figura 78:** Diagramas de V-M viga B23.

**Fuente:** Software Etabs.

$$Cb = \frac{12,5 * 8,09}{2,5(8,09) + 3(0,41) + 4(2,35) + 3(1,78)} = 2,79$$

Calculo de Momento plástico.

$$Mp = Zx * Fy$$

$$Mp = 775 * 3515 = 2724125 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 2,79 \left[ 2724125 - (2724125 - 0,7 * 3515 * 688) \left( \frac{183 - 158,69}{436,12 - 158,69} \right) \right]$$

$$Mn = 7348180,69 \text{ kg} - \text{cm} ; \text{ Resistencia nominal al pandeo lateral torsional.}$$

Según establece el AISC 360-10 la resistencia nominal a flexión  $Mn$  debe ser menor valor entre los valor de  $Mp$  (Momento plástico) y el  $Mn$  (Momento por pandeo lateral- torsional).

$$\Phi Mn = 0,90 (2724125)$$

$$\Phi Mn = 2451712,5 \text{ kg} - \text{cm}$$

Se establece que  $\Phi Mn \geq Mu$

$$2451712,5 \text{ kg} - \text{cm} \geq 809000 \text{ kg} - \text{cm}$$

OK

Calculo de la resistencia a cortante de la sección.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{Kr E}{F_y}}$$

Recordar que si  $\frac{h_w}{t_w} \leq 260$  ;  $Kr = 5$

$$44,6 \leq 1,10 \sqrt{\frac{5 * 2000000}{3515}}$$

$$44,6 \leq 58,67$$

La ecuación de cortante está dada por el AISC 360-10 G2-1

$$Vn = 0,6 F_y A_w C_v$$

Donde  $C_v = 1$  ;  $d = 352 \text{ mm}$ ;  $t_w = 6,86$

$$A_w = d * t_w$$

$$A_w = 352 * 6,86 = 2414,72 \text{ mm}$$

$$A_w = 241,5$$

$$Vn = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$Vn = 0,6 * 3515 * 241,5 * 1 = 509323,5 \text{ Kg}$$

$$\Phi Vn = 1 * 509323,5 = 509323,5 \text{ kg}$$

Por lo tanto recordemos que  $\Phi Vn > Vu$

## Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	ϕV <sub>n</sub> Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	5,338	59,8849	0,089
Minor Shear	0	77,8793	0

$$509323,5 \text{ kg} > 5338 \text{ kg}$$

La sección cumple correctamente con el requerimiento de cortante.

Revisión de la sección si es compacta o no compacta.

Viga W 14 x 30

Ala

$\frac{b}{t} < \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compactas.

$\frac{bf}{2tf}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf} = 8,74$$

Hallamos  $\lambda_p$  .

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 9,06$$

$$8,74 < 9,06$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el ala es sísmicamente compacta.

- Alma

$\frac{h}{t} \leq \lambda_p$  ; Si cumple esta condición se la considera sísmicamente compactas.

$\frac{h_w}{t_w}$  ; Sacamos esa relación de las propiedades de elementos W en la tabla.

$$\frac{h}{t} = \frac{h_w}{t_w} = 44,6$$

Hallamos  $\lambda_p$ .

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{2 * 10^6}{3515}}$$

$$\lambda_p = 89,69$$

$$44,6 < 89,69$$

Se cumple la condición, por lo tanto se establece que el alma es sísmicamente compacta.

5.11.2. Diseño de columna.

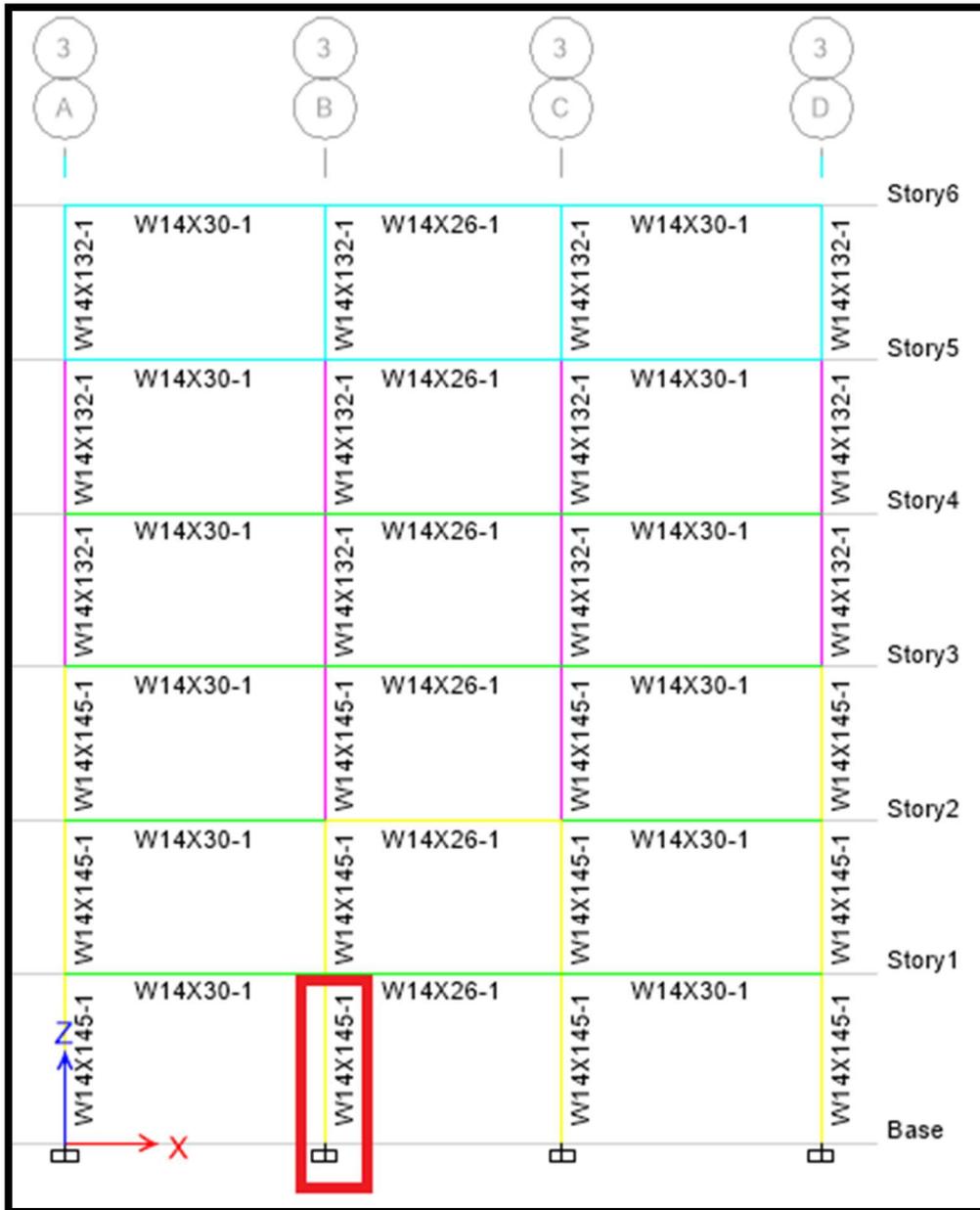


Figura 79: Portico3-3.

Fuente: Software Etabs.

Elegimos la columna C8, ubicada en el pórtico 3-3', verificamos que la combinación más crítica es el combo UDSItS6, el cual nos entrega los siguientes datos:

Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
Story1	C8	8	W14X145-1	UDSItS6	0	Special Moment Frame	Seismic HD

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	$P_u$ (tonf)	$M_{u33}$ (tonf-m)	$M_{u22}$ (tonf-m)	$V_{u2}$ (tonf)	$V_{u3}$ (tonf)	$T_u$ (tonf-m)
0	-119,9989	-4,0132	-9,4591	0	0	-0,0011

$$P_u = 106,10 \text{ Tn}$$

$$M_{uxx} = 4,01 \text{ tn-m}$$

$$M_{uyy} = 9,46 \text{ tn-m}$$

$$L = 360 \text{ cm} = L_b$$

$$P_d \geq P_u$$

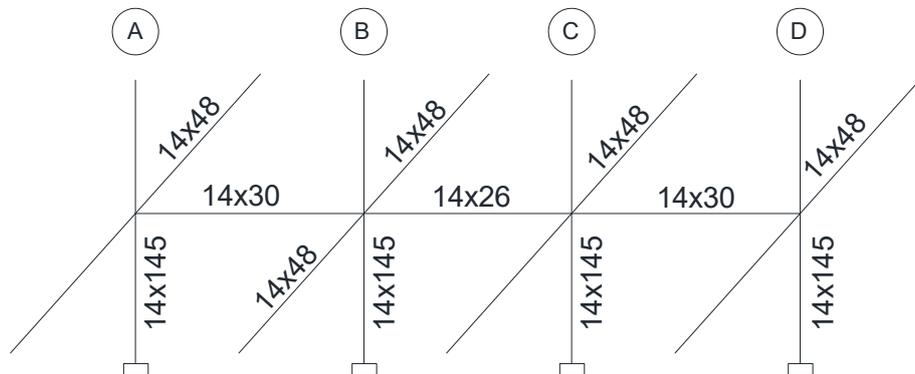
Se procederá a verificar el diseño para la sección escogida W 14x145

Verificación de la longitud:

$$L_b \leq 0.086 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)$$

$$L_b \leq 0.086 (10,11) \left( \frac{2 \times 10^6}{3515} \right)$$

$$360 \text{ cm} \leq 494,71 \text{ cm}$$



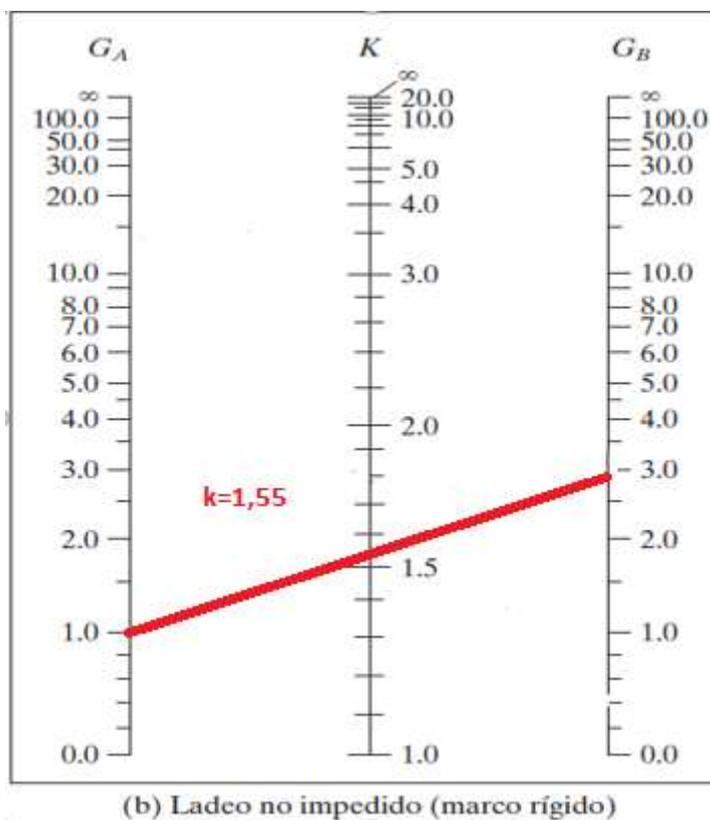
**Figura 80:** Vista isométrica pórtico 3-3'

**Elaborado por:** Ricardo Josue Moreira Guzman

Según Mc Cormac, pág. 23: nos indica que  $G_a = 1$ , debido a que la columna está unida rígidamente a la cimentación. Hallo los  $I_g$  dependiendo de la sección, para luego proceder a calcular  $G_b$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}} = \frac{\frac{71176}{360} + \frac{71176}{360}}{\frac{20187}{450} + \frac{20187}{450} + \frac{12112}{550} + \frac{10198}{500}} = 2,99$$

Con los valores de  $G_a$  y  $G_b$  nos vamos al nomograma, el cual para nuestra estructura es el de ladeo no impedido.



**Figura 81:** Trazo para cálculo en nomograma para ladeo no impedido.

**Fuente:** Diseño de estructuras de acero, McCormac.

Obtenemos  $K_x$ :

$$K_x = 1,55$$

$$L_c = 360 - 0,50 \text{ (dviga)}$$

$$L_c = 360 - 0,50 (36) = 342$$

Determinación del esfuerzo de pandeo por flexión  $F_{cr}$ , Hallaremos  $F_{cr}$  en función de las siguientes condiciones:

Condición 1:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces } F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Condición 2:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces } F_{cr} = 0,877 F_e$$

Tenemos la sección W 14x145, nos vamos a la tabla de perfiles y tenemos sus propiedades:

$$r_x = 16,08 \qquad r_y = 10,11$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1,57 * 342}{16,08} = 33,39$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1,57 * 342}{10,11} = 53,10$$

Se nos cumple la condición 1:

$$\frac{KL}{r_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{2x10^6}{3515}}$$

$$53,10 \leq 112,35$$

Para ello tenemos que hallar  $F_{cr}$  según esa condición:

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6)}{53,10^2} = 7000,69$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{3515}{7000,69} \right] * 3515 = 2848,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Hallaremos el Pn:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Ag para perfil 14x145 es 275,5 cm<sup>2</sup>.

$$P_n = 2848,88 \text{ Kg/cm}^2 * 275,5 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 784866,44 \text{ Kg.}$$

$$\varphi P_n = 0,90 * 784866,44 \text{ Kg} = 706379,80 \text{ Kg.}$$

$$\varphi P_n \geq P_u$$

$$706379,80 \text{ kg} \geq 119989 \text{ kg}$$

La sección cumple con la sollicitación de carga.

Hallaremos Mn, en función de las tres condiciones planteadas a continuación:

Si  $L_b < L_p$  ; entonces  $M_n = Z_x F_y$

Si  $L_b < L_b \leq L_r$  ; entonces  $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$

Si  $L_b \geq L_r$  ; entonces  $M_n = F_{cr} S_x$

Se cumple la condición 1 para el cálculo de  $M_n$ :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 (10,11) \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{3515}} = 424,23 \text{ cm}$$

$$360 \text{ cm} < 424,23 \text{ cm} \text{ Ok.}$$

Se nos cumple la condición 1.

Para W 4x185 el  $Z_x = 4261 \text{ cm}^3$

$$M_n = (4261) * (3515) = 14977415 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 14977415 = 13479673,5 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = 134,8 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$134,8 \text{ Tn} - \text{m} \geq 9,46 \text{ Tn} - \text{m}$$

La sección cumple a flexión satisfactoriamente con el combo de diseño elegido por el software.

Efecto de Segundo orden.

Se verificara el diseño el estado de carga más crítico UDS1S5.

Combo 6

Carga axial = 119,99 tn.

Momento Inf. = 13,62 tn-m

Momento Sup. = -0,80 tn-m

Amplificación de Momentos y carga axial n donde se debe calcular los valores de B1 y B2.

El AISC 360-10 nos da la siguiente condición:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_e}} \geq 1$$

La metodología LRFD nos da el valor de  $\alpha = 1$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{800 \text{ Kg} - m}{13620 \text{ Kg} - m} \right) = 0,58$$

$$P_r = P_{D+C} P_E = 119990 \text{ Kg}$$

Recordemos que  $K_1=1$  según el AISC 360-10 por la hipótesis que no ha desplazamiento lateral en los extremos.

$$P_{E1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{E1} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6)(71176)}{(1 * 342)^2} = 12708082,32 \text{ Kg.}$$

$$B_1 = \frac{0,43}{1 - \frac{1(119990)}{12708082,32}} \geq 1$$

$$0,99 \geq 1$$

Calculo B2

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e \text{ entrepiso}}}} \geq 1$$

$$\alpha = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EI}{(Kx * L)^2} = \frac{\pi^2 * 2x10^6 * 71176}{(1,55 * 332,5)^2} = 5289524,38 \text{ Kg}$$

$$\sum P_{e2} = 20 * 5289524,38 \text{ Kg} = 105790488 \text{ Kg}$$

$\Sigma P_{nt}$  es la sumatoria de todas las cargas axiales de las columnas del piso inferior.

$$\begin{aligned} \sum P_{nt} &= 52,25 + 76,02 + 76,38 + 46,37 + 69,85 + 118,92 + 119,28 + 63,96 + 69,36 \\ &+ 120 + 120,36 + 63,47 + 71,70 + 120,78 + 121,13 + 65,81 + 27,48 \\ &+ 51,25 + 51,61 + 21,60 \end{aligned}$$

$$\sum P_{nt} = 1527,58 \text{ Tn} = 1527580 \text{ Kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha (1409920)}{105790488}} = 1,014 \geq 1$$

Carga Axial:

$$P_r = P_{rt} + B_2 P_{lt} = 119990 * 1,014 = 121669,9 \text{ Tn}$$

Calculo de Momento:

$$M_r = B_1 M_{rt} + B_2 M_{lt} = 13620 * 1,01 = 13756,2 \text{ Kg} - m$$

Para el cálculo se deben tener en cuenta las siguientes condiciones:

$$\text{Si } \frac{P_n}{P_c} \geq 0,20 \quad \text{entonces} \quad \frac{P_n}{\phi P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\text{Si } \frac{P_n}{P_c} \leq 0,20 \quad \text{entonces} \quad \frac{P_n}{\phi P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$P_c = \phi P_n = 706379,80 \text{ kg}$$

$$\frac{121669,9}{706379,80} = 0,172$$

Por lo tanto Usamos B

$$M_{cx} = \phi M_n = 134800 \text{ Kg} - m$$

$$\frac{121669,9}{2 (706379,80)} + \left( \frac{13756 \text{ Kg} - m}{134800 \text{ Kg} - m} + \frac{0}{0} \right) \leq 1$$

$$0,188 \leq 1$$

El perfil W 14x145 resiste a las solicitaciones de este estado de carga de diseño.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{K_y E}{F_y}} \quad ; C_v = 1$$

$$16,5 \leq 1,10 \sqrt{\frac{5 * 2x10^6}{3515}}$$

$$16,5 \leq 58,67$$

$$A_w = d * t_w$$

$$A_w = 375 * 17,3 = 6487,5 \text{ mm} = 648,75 \text{ cm}$$

$$V_n = 0,6 * 3515 * 648,75 * 1$$

$$V_n = 1368213,75 \text{ Kg}$$

$$\phi_v V_n = (0,90)(1368213 \text{ Kg}) = 1231392,38 \text{ Kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

Vu lo obteneos del ETABS, revisamos para el combo de diseño.

$$1231,39 Tn > 1,12 Tn$$

Verificación del Alma de la sección:

Si  $\frac{h}{t} \leq \lambda_p$  es compacta.

$$\frac{h}{t} = \frac{h}{tw} = 16,5$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{3515}} = 89,69$$

$$16,5 \leq 89,69$$

Verificación del Ala de la sección:

Si  $\frac{b}{t} \leq \lambda_p$  es compacta.

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf} = 7,11$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{3515}} = 9,06$$

$$7,11 \leq 9,06$$

### 5.11.3. Diseño de placa base.

Propiedades de los materiales involucrados en la placa base.

Placas:  $F_y = 50 Ksi = 3515 Kg/cm^2$

Columnas de cimentación:  $F_y = 50 Ksi = 3515 Kg/cm^2$

La sección de nuestra columna en la planta baja es de W14x145, diseñaremos la columna central (C8) ubicada en el pórtico 3-3', eje B.

Arrancaremos con el pre-dimensionamiento de la placa base:

$$\frac{A_2}{A_1} \leq 4$$

Se asume una relación  $\frac{A_2}{A_1} = 1$

$$B \geq b_f \text{ (columna)}$$

$$b_f = 39,4 \text{ mm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$B = 60 \text{ cm; ancho de la placa asumido}$$

Escogemos 60cms porque hay que dejar el espaciamento debido entre el perno y el borde de la placa y la columna ocupa aproximadamente 40cms.

Los estados de carga de diseño (UDStl6) serán:

Stress Check forces and Moments						
Location (cm)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)	T <sub>u</sub> (tonf-m)
0	-119,9989	-4,0132	-9,4591	0	0	-0,0011

Combo 6

Carga Axial: 119,99 Tn

Momento más desfavorable: 9,46 Tn-m

Se determina el área de la placa con la aplicación de la siguiente ecuación:

$$f_c \leq \phi_c f_p$$

$$0,6 * 0,85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,6 * 1,7 f'_c$$

$$\phi_c f_p = 0,6 (0,85 * 280) \sqrt{1} = 142,8 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo de compresión máxima que se le puede aplicar al hormigón:

$$f_{tc} = -\frac{P}{B * N} \mp \frac{M * C}{1} = -\frac{P}{B * N} \mp \frac{6M}{B * N^2}$$

$$-\frac{P}{B * N} - \frac{6M}{B * N^2} = -\frac{119990}{(60)(N)} - \frac{946000}{(60)(N)^2} = -142,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$N = 29 \text{ cms}$

Por lo tanto las dimensiones de la placa base es de:

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$N = 60 \text{ cm}$$

Esfuerzo de la placa base según la combinación de carga crítica.

$$f_{t1} = -\frac{P}{N * B} + \frac{6M}{B * N^2} = -\frac{119990}{60(60)} + \frac{6(946000)}{(60)(60)^2} = 12,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{t2} = -\frac{P}{N * B} - \frac{6M}{B * N^2} = -\frac{119990}{60(60)} - \frac{6(946000)}{(60)(60)^2} = -78,73 \text{ Kg/cm}^2$$

Recordamos que nuestro esfuerzo de la compresión en la placa no debe superar  $\phi_c f_p = 142,8 \text{ Kg/cm}^2$  y según los esfuerzos calculados por la combinación crítica de esfuerzo  $f_c = 93,40 \text{ Kg/cm}^2$ , entonces vemos que la sección si cumple, por lo tanto no redimensionamos.

Espesor de la placa base para una columna con sección W14x145 y  $d = 37,5 \text{ cm}$ .

$$N = 0,95 d + 2m$$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} = \frac{60 - 0,95(37,5)}{2} = 12,19 \text{ cm}$$

Siendo  $m$  la longitud entre la sección crítica y el extremo de la placa base.

Para el combo 5 (UDstI5) definida por  $1,2D + 0,5L + 0,3Sx + 1Sy$ .

$$f_{cm} = \frac{(f_{c2} - f_{c1})(N - m)}{N} + f_{c1} = \frac{(78,73 - 12,09)(60 - 12,19)}{60} + 12,09$$

$$= 65,19 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento en la sección crítica ( $M_u$ ).

$$M_u = f_{cm} \left( \frac{m^2}{2} + \frac{m^2}{3} \right) (f_{c2} - f_{cm})$$

$$M_u = 65,19 \left( \frac{12,19^2}{2} + \frac{12,19^2}{3} \right) (78,73 - 65,19) = 8086 \text{ Kg} - \text{cm}$$

El espesor de la placa será igual a:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_u}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{6 * 8086}{0,9 * 3515}} = 3,9 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

Para nuestra columna en la planta baja es de W14x145, diseñaremos la columna central (C8) ubicada en el pórtico 3-3', eje B, la placa base tendrá de espesor 4cms.

#### 5.11.4. Diseño del anclaje.

Los pernos de anclaje serán diseñados con un material ASTM A307.

Resistencia Requerida:

$$f_t = 12,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c2} = - 78,73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = \frac{M - P * a}{y}$$

$$y = N - e_p - \frac{A}{3}$$

$$a = \frac{N}{2} - \frac{A}{3}$$

El valor de  $e_p$  se encuentra entre 75 y 100mm, la cual es la distancia entre el filo de la placa y el orificio.

$$A = \frac{f'_c}{f'_c + f_t} * N$$

$$A = \frac{280}{280 + 12,09} * 60 = 57,52 \text{ cm}$$

Reemplazando en y:

$$y = 60 - 7,5 - \frac{57,52}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

Reemplazando en a:

$$a = \frac{60}{2} - \frac{57,52}{3} = 10,83$$

Reemplazando en T, Resistencia Requerida:

**Stress Check forces and Moments**

Location (cm)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)	T <sub>u</sub> (tonf-m)
0	-119,9989	-4,0132	-9,4591	0	0	-0,0011

$$T = \frac{946000 - 119990 (10,83)}{33,33} = 10605,8Kg.$$

Resistencia a tracción del perno:

$$\phi R_n = \phi F_n * A_b$$

Siendo  $\phi = 0,75$

Se utilizaran pernos de diámetro de 16mm o 5/8, serán pernos A307 con un esfuerzo de tensión nominal  $F_{nt} = 3160 \text{ kg/cm}^2$  y un esfuerzo nominal al corte en conexiones tipo aplastamiento  $F_{nv} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$  (J3 AISC 360-10).

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi * (1,6)^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0,75 (3160)(2,01) = 4763,7 \text{ Kg/cm}$$

$$N \text{ pernos} = \frac{T}{\phi R_n} = \frac{10605,8}{4763,7} = 2,23 \approx 2$$

El mínimo de pernos de cada lado son 2.

Necesitaremos 2 pernos por cada lado de la placa en total por placa se utilizaran 6 pernos de  $\phi 16\text{mm}$ .

Para la longitud de empotramiento seguiremos las recomendaciones del AISC la cual indica  $L=12d$

$$L = 12 d$$

$$L = 12 (1,6)\text{cm}$$

$$L = 19,2 \text{ cm}$$

#### **5.11.5. Diseño de soldadura.**

Para el diseño de la correspondiente soldadura nos basaremos en las recomendaciones que nos da el AISC 360-10 en su sección, y las del AWS , para lo cual hemos establecido como ejemplo el diseño de un elemento crítico.

##### **5.11.5.1. Diseño de soldadura entre patín y alma.**

Cuando pasamos de nuestra fase de prediseño, nos dimos cuenta que aunque los elementos eran satisfactorio en su capacidad de carga, todos fallaban por otros requerimientos, uno de ellos era el mayor escollo en las vigas, este era la revisión de elementos compactos y no compactos. Para lo cual modificamos los elementos prefabricados, a que estos al aumentar espesor también aumentaban su peralte, es decir iban aumentando en todo sentido proporcionalmente acompañado de que

muchas no eran secciones compactas, para abaratar costos tomamos la solución de modificar espesores de ala y alma. Por ello debemos haber considerado el diseño que une estos elementos que conforman la viga.

Como un ejemplo de diseño hemos escogido la viga AB, que es crítica, de la planta 1, del pórtico 3-3' con una longitud  $L=5,5\text{m}$ . (Figura 73).

Obtenemos los siguientes datos del elemento del Etabs v15.

$V_u = 5338 \text{ kg}$  ; cortante máximo.

$y' = 17,00 \text{ cm}$  ; distancia al centroide del patín.

$I_{x-x'} = 12112 \text{ cm}^4$  ; Inercia de la sección a armar.

$A' = 20,52 \text{ cm}^2$  ; área del patín.

$F_{exx} = 70\text{ksi} = 4931,83 \text{ kg/cm}^2$  ; resistencia a la tensión del electro E70.

Calcularemos el flujo de cortante con la siguiente ecuación

$$q_{sv} = \frac{V Q'}{I} = \frac{V A' y'}{I} = \frac{5338 * 20,52 * 17}{12112} = 153,74 \text{ Kg/cm}$$

Una vez hallado el flujo de cortante con la siguiente ecuación para hallaremos el espesor de los dos filetes de soldadura.

$$2 W d \geq q_{sv}$$

$$W d \geq 2 q_{sv}$$

$$0,45 F_{exx} * (0,707 W) \geq \frac{153,74}{2}$$

$$0,45(4931,83) * (0,707 W) \geq 76,87$$

$$W_{req} \geq 0,0489 \text{ cm}$$

$$W_{req} \geq 0,5 \text{ mm}$$

El espesor de soldadura tan pequeño que hallamos mediante el cálculo se debe a un cortante al que está sometida la sección transversal de la viga también es pequeño por lo tanto seguimos las recomendaciones y normas. El tamaño mínimo de filete según la tabla J2,4 del AISC 360-10 para nuestro caso siendo el espesor 12mm, nos indica que debemos usar una soldadura continua mínimo 5mm de espesor de filete, hecho con un electrodo con resistencia ultima 70 ksi.

Como nota aclaratoria podemos llevar esta soldadura de continua a intermitente siguiendo las recomendaciones del AWS.

#### **5.11.5.2. Diseño de soldadura entre columna y placa de anclaje.**

Seguiremos un procedimiento similar al que usamos para la soldadura entre patín y alma pero en este caso tomaremos encuentra el momento flexionante que afecta a una soldadura de las 4 existentes alrededor de la columna.

Escogemos la columna C8 que diseñamos anteriormente, ubicada en la planta baja del eje B, del pórtico 3-3' la cual desarrolla uno de los mayores momentos.

$$M_x = 945911 \text{ kg-cm}$$

Esta columna tiene las siguientes propiedades:

Tipo de sección = W 14x 145

$$b = 39,4 \text{ cm}$$

$$t = 2,8 \text{ cm}$$

$$h = d - 2t_f = 33,8 \text{ cm}$$

Donde tenemos que la fuerza de la soldadura es igual a:

$$P_{uf} = \frac{Mu}{h} = \frac{945911}{33,8}$$

$$P_{uf} = 27985,5 \text{ kg}$$

La resistencia de diseño de esta junta se calcula con la siguiente ecuación:

$$W_u = \frac{P_{uf}}{L}$$

Donde tenemos que:

$W_u$ = Fuerza de cortante sobre la garganta de soldadura de longitud unitaria.

$P_{uf}$ = Fuerza directa sobre la conexión.

$L$ = Longitud de la soldadura filete que conecta la placa a la columna.

Para un diseño seguro tenemos que:

$$W_d \geq W_u ; W_u = W_{req}$$

$$0,75(0,6 F_{exx}) * 0,707W \geq \frac{P_{uf}}{L}$$

Recordemos que la resistencia de la soldadura E70 según la tabla 2 AWS 5.1 es

$F_{exx} = 70 \text{ ksi}$  o  $4931,82 \text{ Kg/cm}^2$

$$W_u = \frac{P_{uf}}{L} = \frac{27985,5}{33,8} = 827,97 \text{ Kg/cm}$$

$$W_d \geq W_u = W_{req}$$

$$0,75(0,6 * 4931,82) * 0,707W \geq 827,97$$

$$W = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

La placa base de este elemento que es crítico tiene un espesor de 40mm entonces según la tabla J2.4 del AISC 360-10 para espesores mayores a 19mm el tamaño mínimo de filete es de 8mm.

### 5.11.6. Diseño de conexión viga - columna en el nudo.

Procederemos a diseñar el nudo de la columna C3 ubicada en la planta baja del pórtico 3-3' del eje A que tiene una sección de W14x145 esta se conecta a una viga B23 ubicada en AB del mismo pórtico del sentido x-x' la cual tiene una dimensión de W14x30.

I. Propiedades de los materiales:

$$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Para la soldadura se empleara electrodos E70XX.

**Stress Check forces and Moments**

Location (cm)	$P_u$ (tonf)	$M_{u33}$ (tonf-m)	$M_{u22}$ (tonf-m)	$V_{u2}$ (tonf)	$V_{u3}$ (tonf)	$T_u$ (tonf-m)
18,8	0	-8,0914	0	-5,338	0	4,769E-05

Para el diseño se tomaron los valores máximos de la envolvente que da el combo más crítico, en este caso el combo 4.

$$V_{u \max} = 5,338 \text{ Tn}$$

$$M_{u \max} = 8,091 \text{ Tn} - m$$

Diseñaremos una conexión de tipo rígida, es decir la conexión será resistente a cortante y momento, para lo cual se usaran dos placas tipo L para la transmisión de cortante, la misma que estará soldada al alma de la columna y empernada en el alma de la viga.

## II. Diseño de los pernos para la placa tipo L con el alma de la viga.

Para realizar el diseño de los pernos para la placa tipo L, se usara la tabla 31, se asumirá un diámetro del perno de  $\varnothing 12\text{mm}$  o  $\frac{3}{4}$  in con una resistencia al corte nominal  $F_{nt} = 1900 \text{ Kg/m}^2$  para pernos A307.

Según la tabla 15: Tension nominal de conectores, (AISC 360-10), seccion J, tenemos que la tension de corte nominal es  $1900 \text{ Kg/cm}^2$

Procederemos a calcular la resistencia del perno:

$$\varnothing R_n = 0,75 \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) F_{nt}$$

$$\varnothing R_n = 0,75 \left( \frac{\pi (1.3^2)}{4} \right) (1900) = 1805,14 \text{ Kg/perno}$$

A continuación calcularemos el número de pernos:

$$\# \text{ Pernos} = \frac{V_u}{\text{Resistencia del perno}}$$

$$\# \text{ Pernos} = \frac{5338 \text{ Kg}}{1805,14 \frac{\text{Kg}}{\text{perno}}} = 2,957 \text{ pernos} \approx 3 \text{ pernos}$$

Utilizaremos 3 pernos de  $\varnothing 12\text{mm}$  o  $\frac{1}{2}$  in.

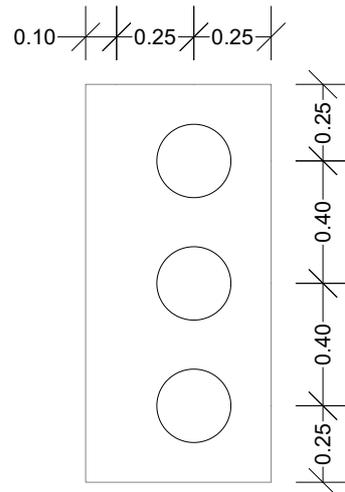
## III. Diseño de placa de conexión tipo L.

La distancia mínima al borde de la placa para el perno  $\varnothing 12\text{mm}$  o  $\frac{1}{2}$  in es  $\frac{3}{4}$  in o  $20\text{mm}$ , según lo especificado en la tabla J3.4 AISC 360-10.

La separación mínima entre agujeros sugerida es:

$$3d = 3 (1,2) = 3,6 \text{ cm} = 36 \text{ mm}$$

Por lo tanto la distribución probable de los pernos será:



#### IV. Espesor de la placa.

Resistencia al aplastamiento en los huecos de los tornillos:

Se elige el diámetro de agujero según el perno en la tabla 34( tabla J3.3 AISC 360-10) , para pernos  $\frac{1}{2}$  in la dimensión del agujero será  $\frac{9}{16}$  in o 14.22mm.

Para los agujeros externos:

$$L_c = 25 - \left( \frac{14,22 - 12}{2} \right) = 11,89 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

Cuando la deformación de los huecos de los tornillos es causado por la carga de servicio y es una consideración de diseño

$$R_n = 1,2 L_c * t * F_u \leq 2,4 dt * F_u$$

Siendo

$R_n$  : Resistencia de aplastamiento disponible

$L_c$  : Distancia libre, en la dirección de la carga

$t$  : Espesor del material conectado

$F_u$  : Resistencia ultima minima especificada del material conectado

$d$  : Diámetro nominal del perno

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = 0,75 * 1,2 * 1,2 * t * 4570 = 4935,6t \text{ Kg/cm}$$

Para los agujeros intermedios:

$$L_c = 40 - (14,22 + 12) = 13,78 \text{ mm} \approx 1,40 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 1,2 * 1,4 * t * 4570 = 5758,2t \text{ Kg/cm}$$

$$\phi R_n = 4935,6t + 5758,2t = 10693,8t$$

$$\phi R_n = \frac{P}{2}$$

$$\frac{P}{2} = \frac{V_u}{2} = \frac{5338}{2} = 2669 \text{ kg}$$

$$2669 = 10693,8t$$

$$t = 0,2496 \text{ cm} = 2,496 \text{ mm} \approx 2,5 \text{ mm}$$

V. Cortante en la placa tipo L.

Para el diseño por corte se considera una franja vertical que se extiende a lo largo de toda la extensión de la placa y para el estado límite de ruptura por corte.

$$R_n = 0,6 * F_u * A_{nv}$$

Siendo

$A_{nv}$  : área neta solicitada al corte

$$A_{nv} = (L - 3(d_n + 1,2)) * t$$

$$A_{nv} = (130 - 3(14,22 + 12)) * t = 51,34t \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,6 * 4570 * 5,134t = 10558,07t$$

$$\phi R_n = \frac{P}{2}$$

$$\frac{P}{2} = \frac{V_u}{2} = \frac{5338}{2} = 2669 \text{ kg}$$

$$2669 = 10558,07t$$

$$t = 0,253 \text{ cm} = 2,5 \text{ mm}$$

Este espesor gobierna el diseño por lo tanto se emplea para la conexión angular de tipo L 2 ½ x 2 ½ x 3/16 con una longitud de 13cm.

VI. Diseño de soldadura para unir la placa tipo L al alma de la columna.

Se elige el tamaño mínimo del espesor de la soldadura W, de la tabla 6, para placas de espesor de 4mm corresponde wmin= 3mm, los remates de las esquinas de las placas tomamos 30mm.

La suelda está sometida a una combinación de esfuerzos de tensión y de corte los cuales se calculan de la siguiente forma:

Esfuerzos de Tensión

$$Y = \frac{130(130/2)}{(130 + 30)} = 91,59 \text{ mm} \approx 9,16 \text{ cm}$$

$$M = e * \frac{P}{2} = 4,58 (2669) = 12224,02 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$I \text{ eje neutro} = \frac{1 * 13^3}{12} + 13 * 1 * \left(\frac{13}{2} - 9,16\right)^2 + \left(\frac{4 * 1}{12}\right)^3 + 4 * 1 * 5,28^2 = 386,91$$

$$f_t = \frac{M * C}{I} = \frac{12224,02 * 5,28}{386,91} = 166,82 \text{ Kg/cm}$$

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{2669}{13 + 4} = 157 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{f_t^2 + f_v^2} = \sqrt{166,82^2 + 157^2} = 229,08 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo  $f_r$  la resistencia requerida por cm.

El esfuerzo resistente a la suelda es:

$$f_w = 0,60 F_{exx} \text{ Para soldadura filete según tabla J2.2 del AISC 360-10.}$$

Para nuestro caso emplearemos soldadura electrodos E70XX:

$$E70XX = 70 \text{ Ksi} = 4925 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi (0,6 F_{exx})(0,707 * w)$$

$$\phi R_n = 0,75 * 0,60 * 4925 * 0,707 * w$$

$$\phi R_n = 1566,89w$$

Emparejando la resistencia requerida con la resistencia de diseño obtenemos  $w$ , el espesor de la soldadura.

$$\phi R_n = 1566,9w = f_r = 229,08$$

$$w = 0,146 \text{ cm}$$

$$w_{requerido} = 1,5\text{mm} \leq w_{min} = 3\text{mm}$$

Por lo tanto se toma  $w=3\text{mm}$ .

VII. Atiesadores de la columna.

Flexión local del ala de la columna, se calculara primero la resistencia de diseño:

$$\phi R_n = 6,25 * t f^2 * f_y * t$$

$$\phi R_n = 6,25 * 2,77^2 * 3515 * 0,90 = 151707,62$$

Se calculara a continuación la resistencia requerida:

$$T = C = \frac{M_u}{d - t_f}$$

$$T = \frac{8091 \times 100}{35,2 - 1,2} = 23797,94 \text{ kg}$$

W14x30 tiene un  $d=35,2\text{cm}$  y  $t_f=1,2\text{cm}$

Revisamos la condición " $T < \phi R_n$ ",  $C = 23797,94 < 151707,62$  por lo tanto NO requiere atiesador.

#### VIII. Fluencia local del alma cargada a compresión.

La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , donde  $\phi=1$ .

$$\phi R_n = (5K + N) * F_{yw} * t_w$$

$K = 5,31 \text{ cm}$  para la sección W14x145

$t_w = 1,7 \text{ cm}$

$N = t_f = 1,2\text{cm}$

$$\phi R_n = (5(5,31) + 1,2) * 3515 * 1,7$$

Revisamos la condición  $C = 23797,94 < 165820,13 = \phi R_n$ , NO requiere atiesador para el alma.

#### IX. Aplastamiento del alma.

$$\phi = 0,75$$

El esfuerzo nominal  $R_n$  se determina como sigue: "cuando la fuerza de compresión concentrada a ser resistida es aplicada a una distancia del extremo de miembro que es mayor o igual a  $d/2$ ".

$$R_n = 0,80 \, tw^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{tw}{tf} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E * F_{yw} * tf}{tw}}$$

Siendo:

Tf = 2,77cm    tw = 1,73 cm    d = 37,5 cm    para la sección W14x145

$$R_n = 0,8 * 2,77^2 * \left[ 1 + 3 \left( \frac{1,12}{37,5} \right) \left( \frac{1,73}{2,77} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2x10^6 * 3515 * 2,77}{1,73}}$$

$$\phi R_n = 0,75 * 265259,13 = 198944,35 \, Kg$$

Revisamos la condición  $C = 23797,94 < 198949,35 = \phi R_n$ , por lo tanto NO se requiere atiesador para el alma por aplastamiento.

X. Pandeo por compresión del alma.

$$R_n = \frac{24 * tw^3 * \sqrt{E * F_{yw}}}{h}$$

$$\phi = 0,90 \quad h = 28,6 \, \text{cm}$$

$$R_n = \frac{24 * 1,73^3 * \sqrt{2x10^6 * 3515}}{28,6} = 364301,68 \, Kg$$

$$\phi R_n = 0,90 * 364301,68 \, Kg = 327871,52 \, Kg$$

Revisamos la condición  $C = 23797,94 < \phi R_n = 327871,52$ , por lo tanto NO se requiere atiesador para el alma por pandeo por compresión del alma.

Como observación final revisamos el nudo para todos los estados límites de diseño, sin embargo nos encontramos que para ningún caso la columna requiere de atiesadores.

### 5.12. Consideraciones de la estructura de acero.

A continuación mostraremos el peso total de la estructura de acero, la cual puede darnos una idea de lo liviana que puede resultar en comparación con una de hormigón, para así demostrar la viabilidad de nuestra propuesta.

**Tabla 33: Peso total de la estructura de acero.**

Elemento	Sección	Peso kg/m	Longitud	Peso por elemento(kg)	Cantidad de elementos	Peso por secciones(kg)
Nervios	5x16	23,71	4,5	106,70	216	23046,1
	14x26	45,24	4,5	203,6	72	14657,8
	14x26	45,24	5	226,2	30	6786,0
Vigas	14x30	55,69	5,5	306,3	60	18377,7
	14x43	71,6	4,5	322,2	48	15465,6
	14x48	74,88	4,5	337,0	48	16174,1
Columnas	14x132	195,23	3,25	634,5	60	38069,9
	14x145	214,89	3,25	698,4	60	41903,6
Peso Total de la estructura de acero (Tn)						174,5

**Fuente:** Software Etabs.

**Elaboración:** Ricardo Moreira Guzman

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este proyecto se estableció requerimientos a partir de encuestas, el cual nos dio una mejor idea para el diseño arquitectónico, para la correcta distribución de espacios y generar una propuesta. La elección del tipo de habitaciones y espacios fue pensado en función del costo, ya que al ser una universidad pública este es el factor más determinante.

El uso de estructura metálica va en auge, por su rápida ejecución, bajando los costos de la construcción, con esto generamos nuestro análisis y diseño estructural para el proyecto, también se demostró que la estructura es más liviana frente a una de hormigón armada, y tiene un mejor comportamiento sismo-resistente.

El análisis estructural realizado arrojó resultados satisfactorios, reconociendo así el excelente comportamiento del acero, así justificando el uso de la misma.

El presente proyecto puede servir como una guía metodológica para establecer condiciones y requerimientos de uso de estructuras para su posterior análisis.

Referente al análisis y diseño estructural establecimos que:

- El uso de perfilería tipo W para columnas genera uniones más satisfactorias, a diferencia de perfiles tubulares huecos, ya que estos sufren pandeo local en los nudos y requieren un mayor análisis de estos por elementos finitos, a diferencia que los perfiles W en la que podemos usar uniones precalificadas del AISC.
- La versatilidad del software ETABS 15 es superior a la del software SAP 2000 v15, la facilidad para ingresar miembros estructurales, la facilidad de modelado para el cortante basal, los reportes de resultados necesarios para

el diseño fueron unas de las tantas bondades de programa a la hora de diseñar nuestra estructura.

- El uso de perfilería prefabricada, dio como resultado una estructura muy pesada con espesores exagerados, ya que la mayoría desarrollaban restricciones como la de secciones no compactas, algo que se corrigió modificando espesores de secciones ya preestablecidas y tomado así la ruta de la fabricación de nuestra propia perfilería, así se logró optimizar el desempeño y costo de la estructura, ya que como sabemos requerimos de la estructura más liviana y más resistente.
- El uso de nervios y de vigas secundarias mejoro el comportamiento de las vigas ya que de esta forma ayudo a que los elementos no desarrollen condiciones negativas de diseño como lo es el pandeo lateral torsional, la cual se produce por no tener un apoyo lateral y así no logra aprovechar al máximo su resistencia.
- De igual forma con las columnas de longitud grande ya que debemos tomar en cuenta el límite de esbeltez que reduce la resistencia de la columna y no podemos aprovechar su resistencia al máximo.
- Los edificios de estructura regular desarrollan una torsión mínima que no es más que la accidental generada por el software.
- La estructura de acero tiene un periodo de vibración mayor con respecto a las estructuras de hormigón armado.
- Los límites de flexión son los que controlan el diseño de la sección, ya que por cortante no genera una fuerza mayor, así comprobaremos con especial atención el diseño por flexión antes que el de cortante.

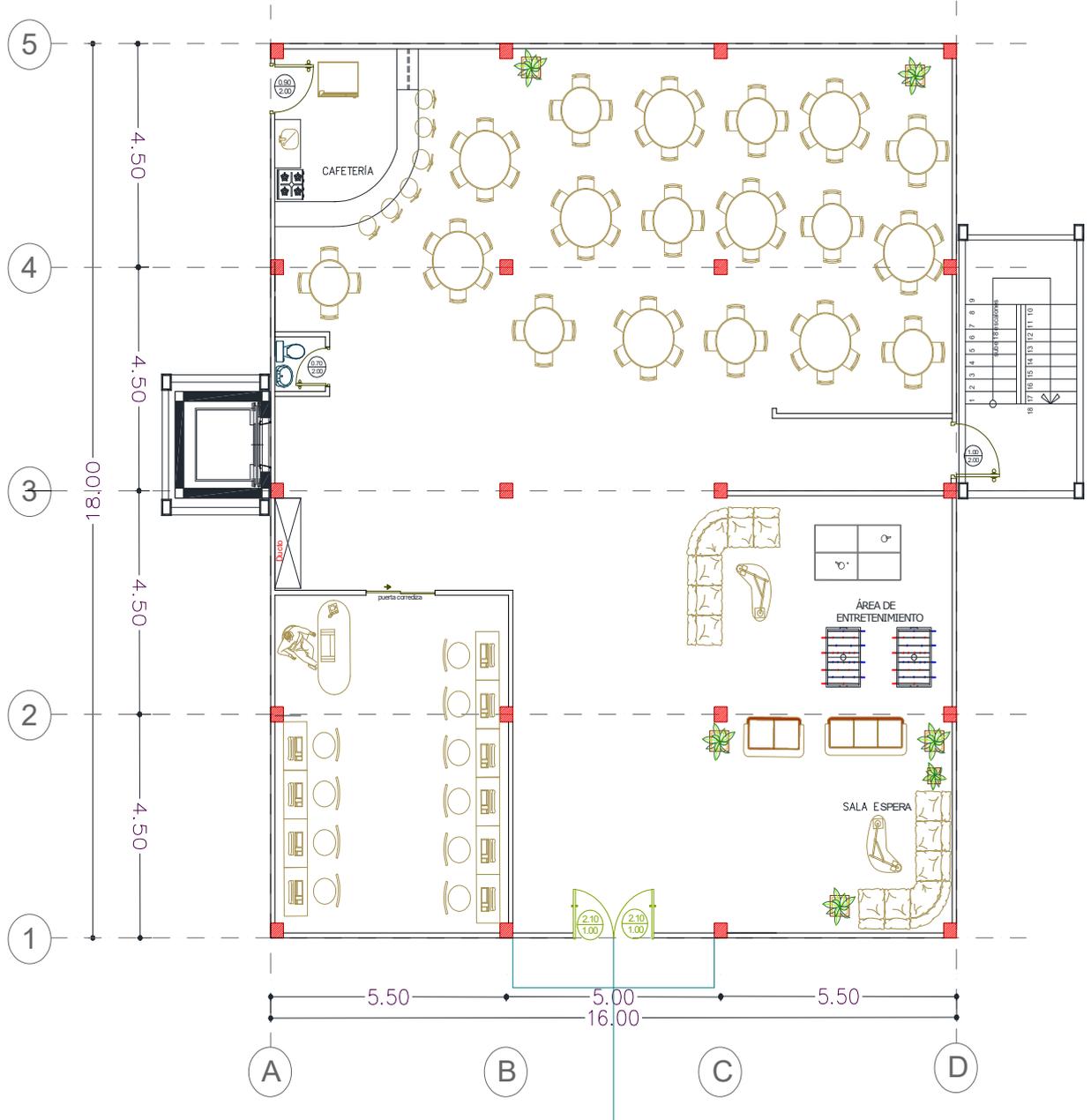
- Nuestro acero de grado estructural 50 A992 es de perfilería laminada en caliente es un tipo de acero relativamente nuevo y que desarrolla excelentes espesores de diseño, además de sus excelentes propiedades químicas.
- La soldadura en los diferentes usos se calculó arrojando como resultado valores menores a los recomendados en el AISC 360-10 y el AWS. En el caso de las conexiones rígidas viga columna no fue necesario su cálculo ya que se encuentran regidas por los valores mínimos del AWS.
- Los pernos de anclaje se verificaron calculando la tensión última pero como vimos es mínima, por lo cual usamos los valores recomendados por la norma.

Como recomendaciones se puede establecer que para seguir la ruta de este proyecto se pueden desarrollar presupuestos, el cálculo de la cimentación, y el impacto ambiental del proyecto en la zona.

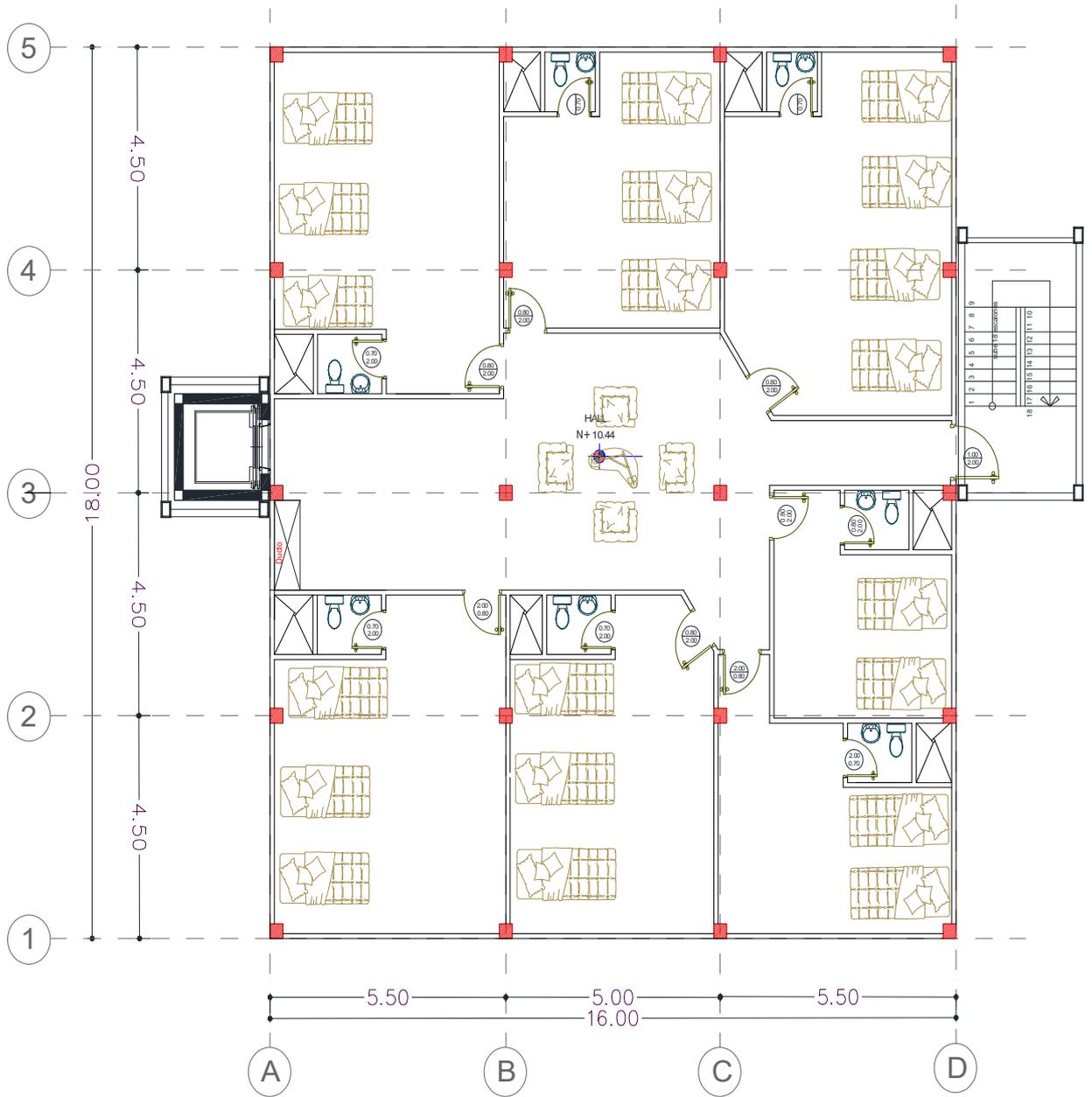
Otra recomendación a tomar en cuenta son las de tipo constructiva ya que como sabemos las estructuras se comportan como se construyen y no como se calculan.

# **ANEXOS**

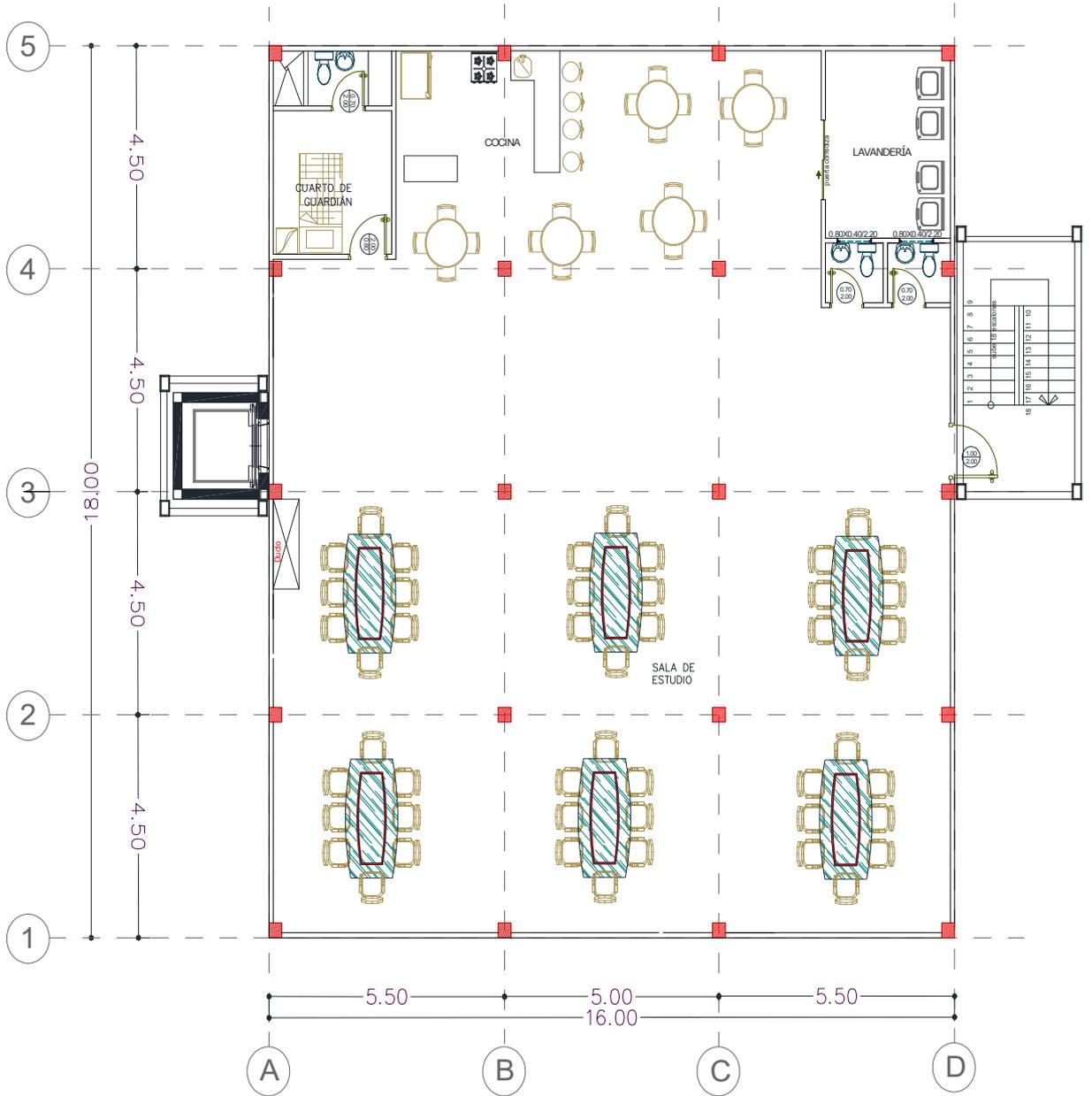
# PLANTA BAJA

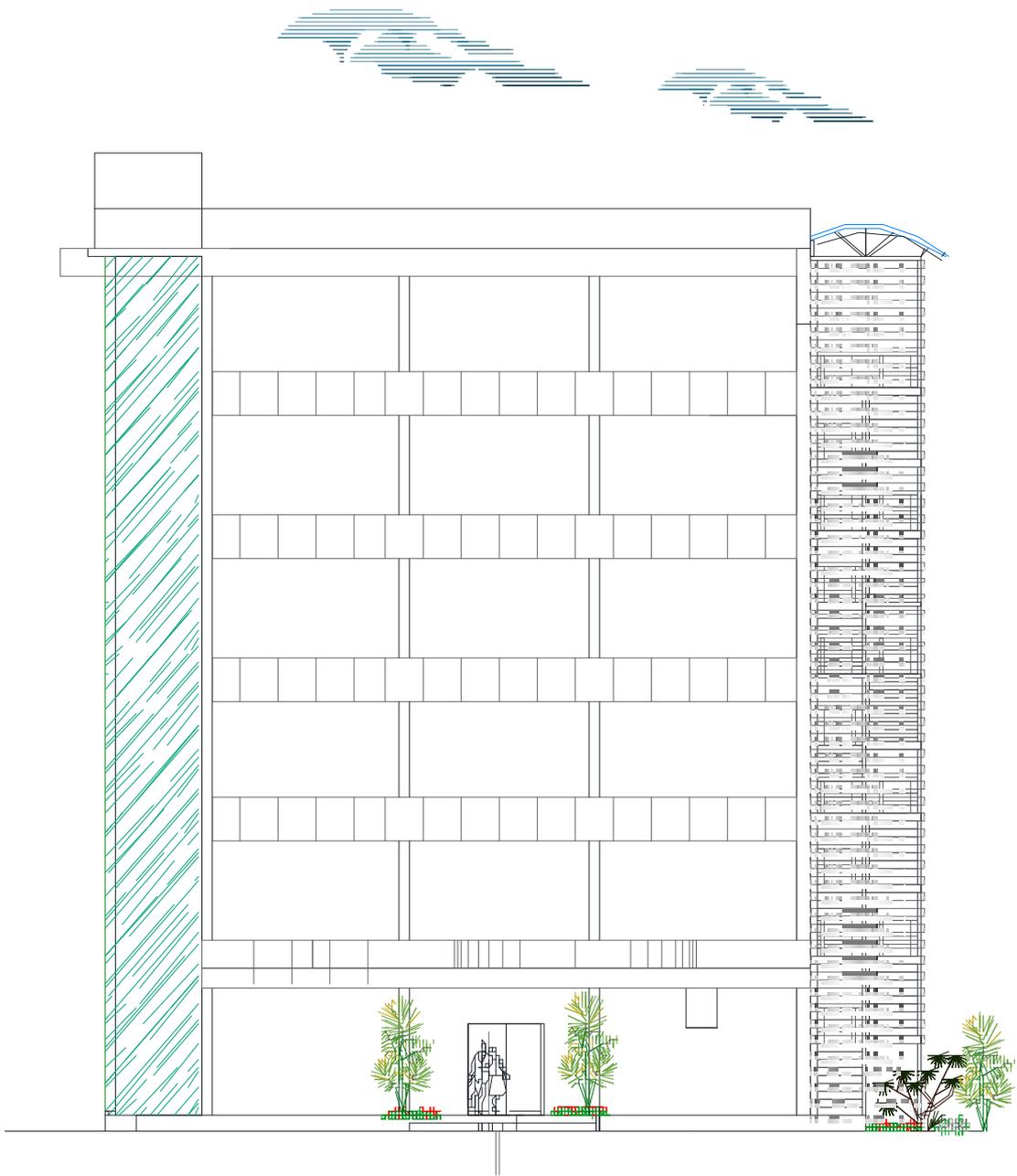


# PLANTA 1-4

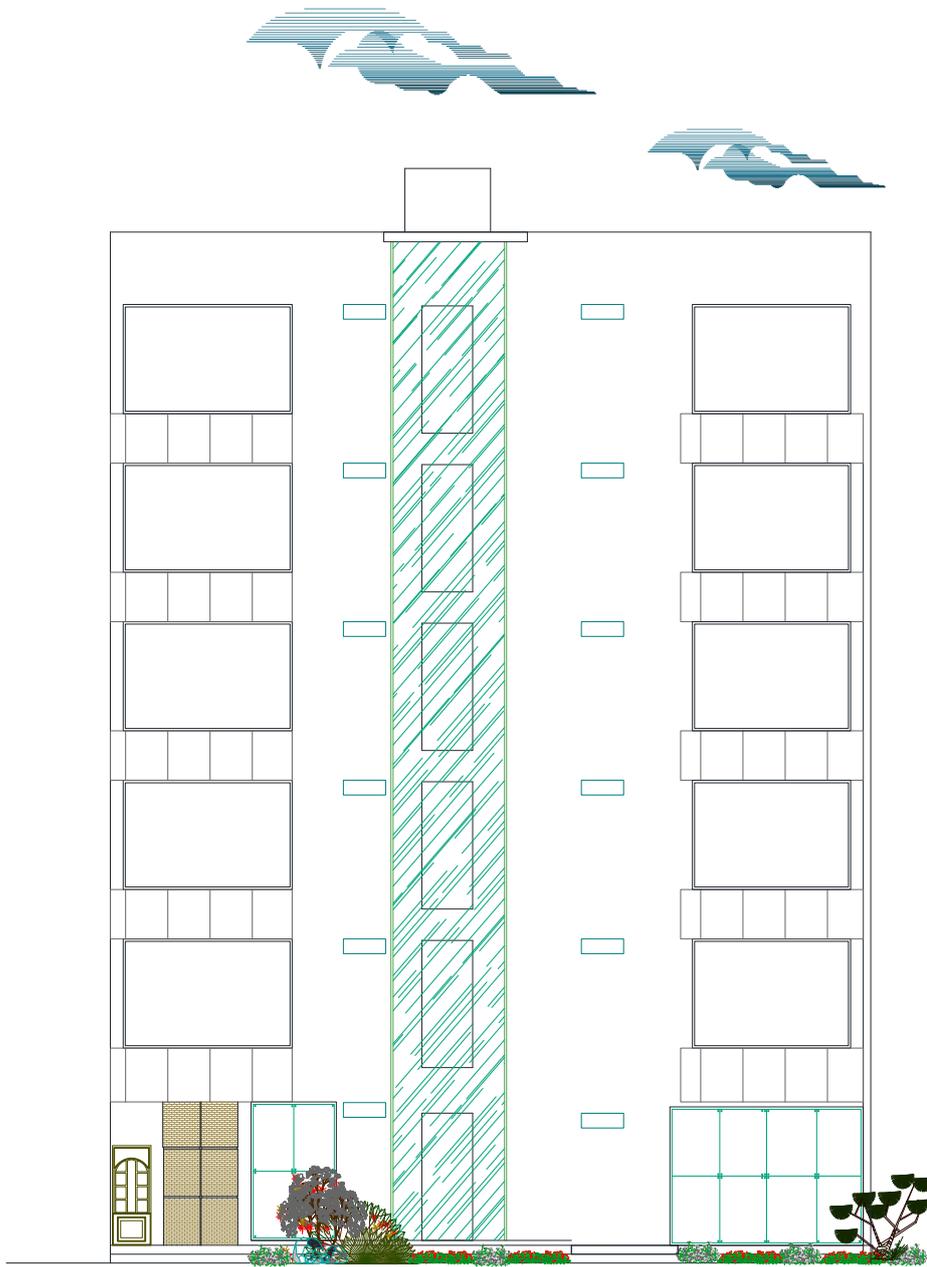


# PLANTA 5

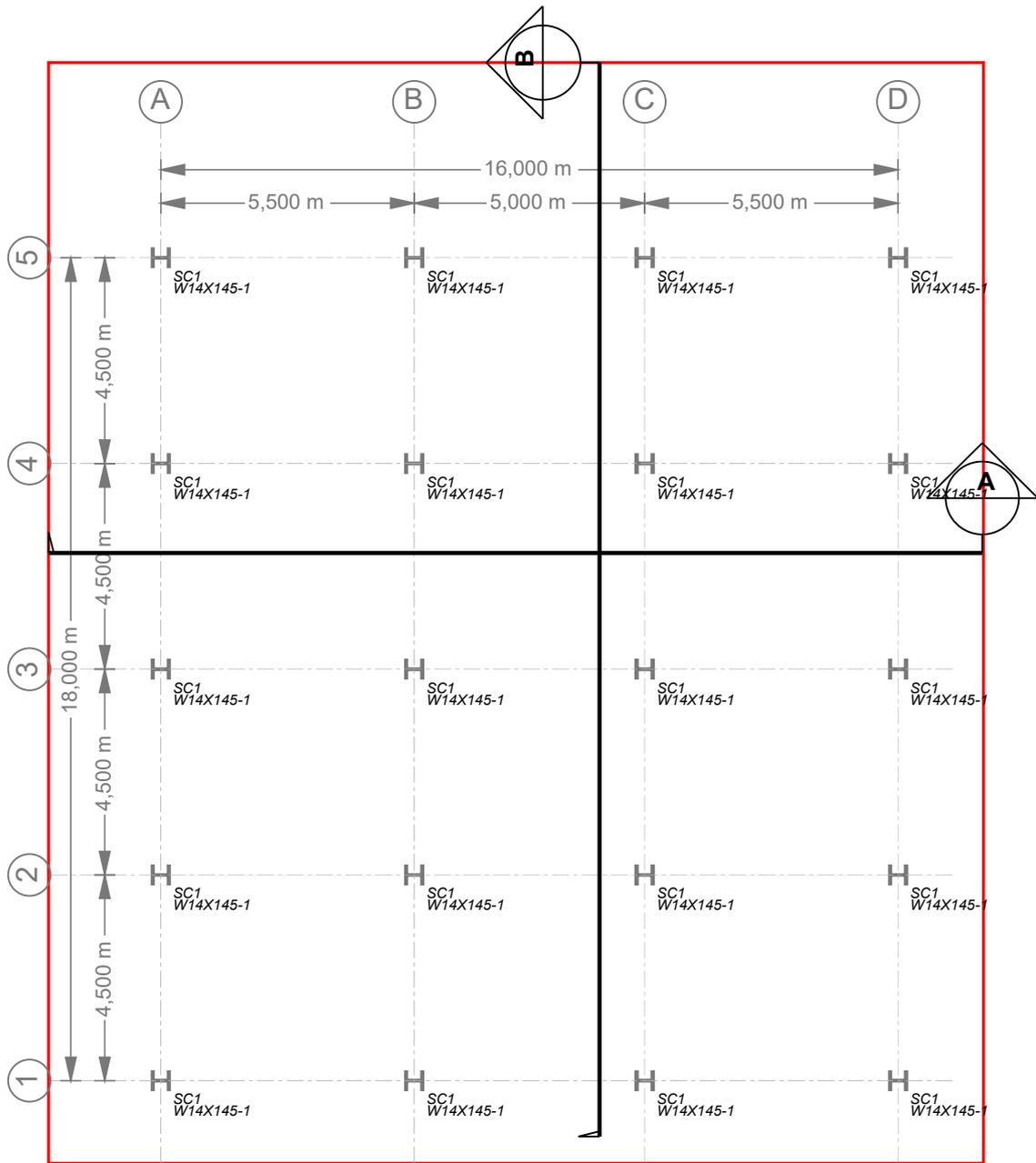




FACHADA FRONTAL

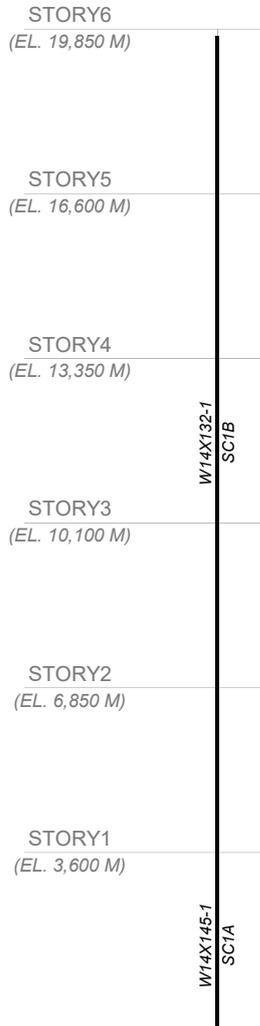


FACHADA LATERAL IZQUIERDA



 **Steel Column Layout - Base (EL. 0,000 m)**  
(Scale 1:150)

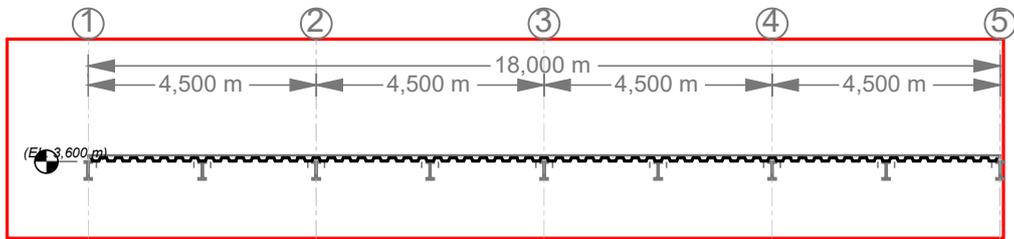
	CLIENT	PROJECT	PAGE:	DESIGNED	
			1	DRAWN	NA
LG	CONSULTANT	TITLE	DATE	CHECKED	
		STEEL COLUMN LAYOUT - BASE (EL. 0,000 M)	02/12/2016	APPROVED	IS



NUMBER	20
LENGTH	19,850 M

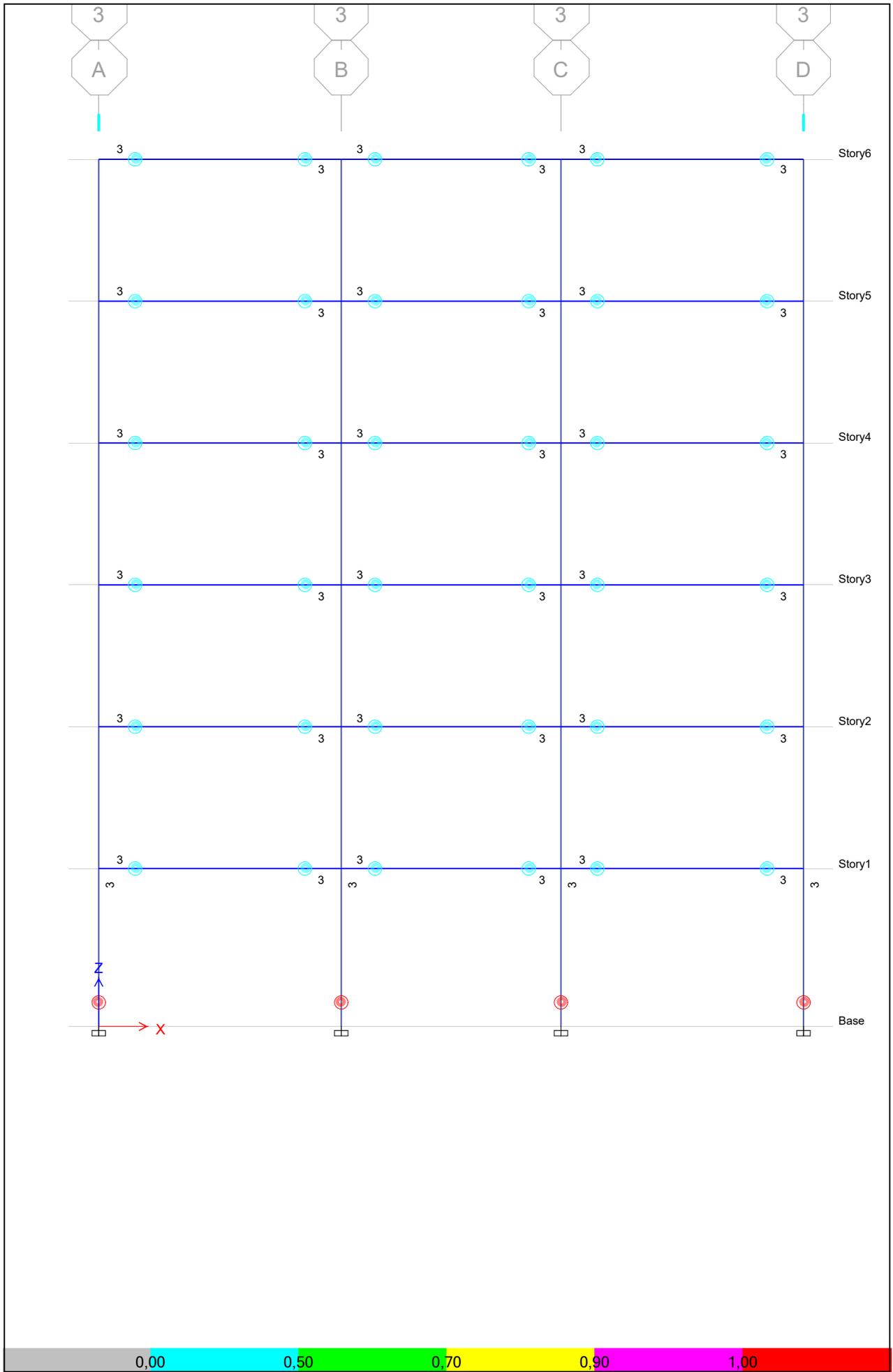
 **Column Elevation Table**

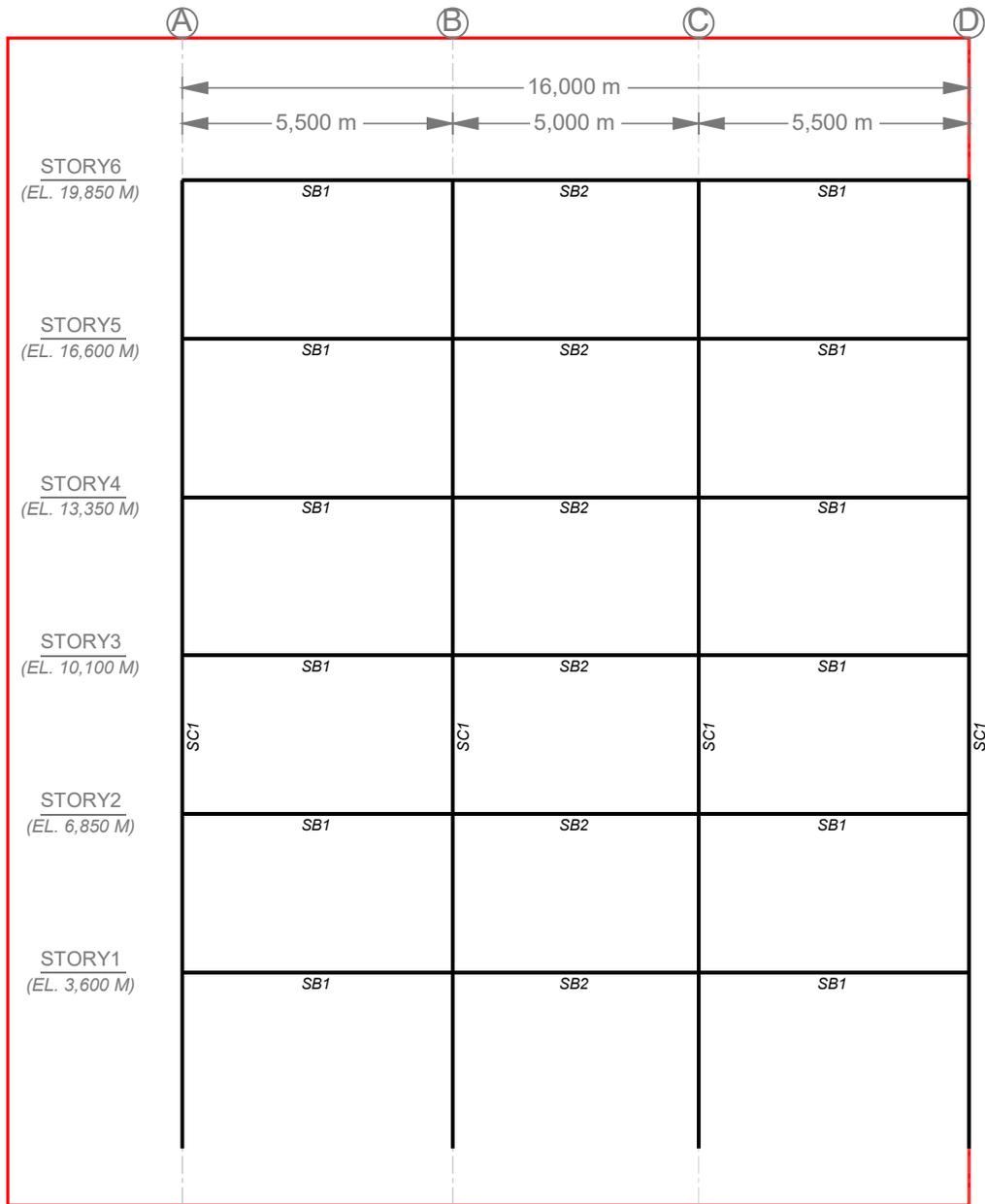
	CLIENT	PROJECT	PAGE:	DESIGNED	
			1	DRAWN	NA
LG	CONSULTANT	TITLE	DATE	CHECKED	
		COLUMN ELEVATION TABLE	02/12/2016	APPROVED	IS




**Section B - Story1**  
 (Scale 1:150)

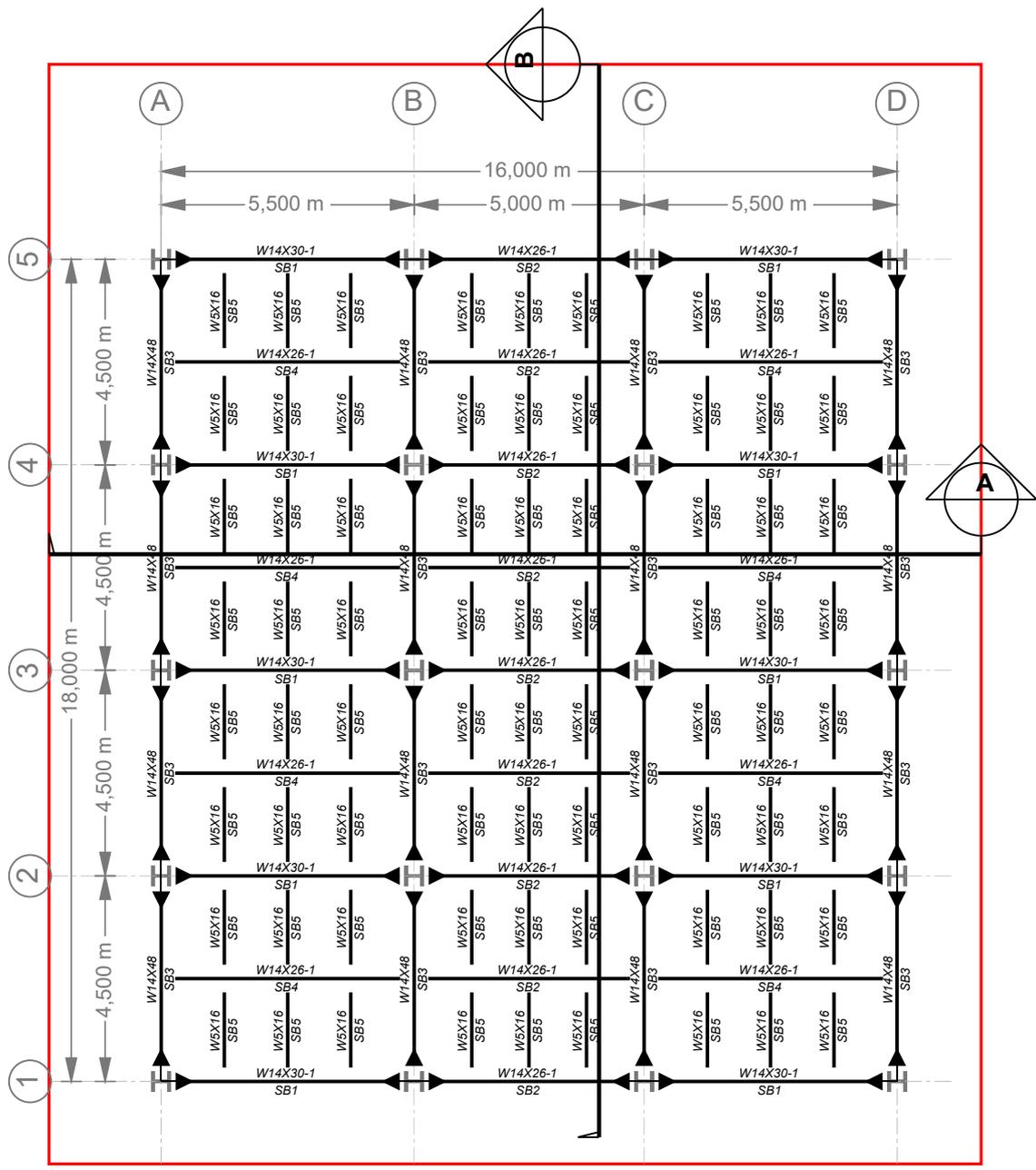
	CLIENT	PROJECT	PAGE.	DESIGNED	
			1	DRAWN	NA
	CONSULTANT	TITLE	DATE	CHECKED	
	LG	SECTION B - STORY1	02/12/2016	APPROVED	IS





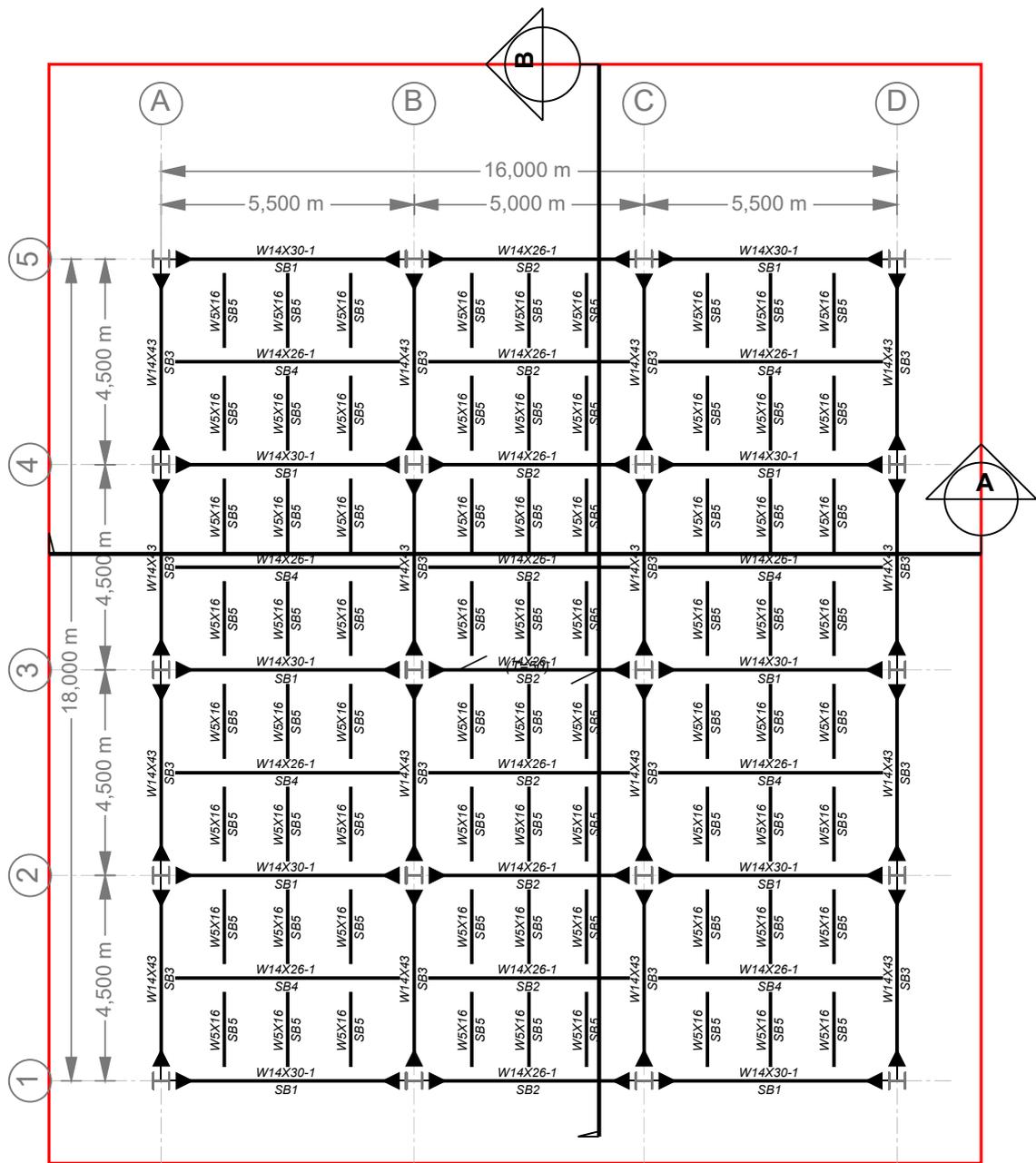

**3:Elevation**  
 (Scale 1:150)

	CLIENT	PROJECT	PAGE.	DESIGNED	
			1	DRAWN	NA
CONSULTANT LG	TITLE	3:ELEVATION	DATE	CHECKED	
			02/12/2016	APPROVED	IS



**Steel Beam Framing - Story1 (EL. 3,600 m)**  
 (Scale 1:150)

	CLIENT	PROJECT	PAGE.	DESIGNED	
			1	DRAWN	NA
LG	CONSULTANT	TITLE	DATE	CHECKED	
		STEEL BEAM FRAMING - STORY1 (EL. 3,600 M)	02/12/2016	APPROVED	IS



**Floor Framing Plan - Story6 (EL. 19,850 m)**  
 (Scale 1:150)

	CLIENT	PROJECT	PAGE.	DESIGNED	
			1	DRAWN	NA
LG	CONSULTANT	TITLE	DATE	CHECKED	
		FLOOR FRAMING PLAN - STORY6 (EL. 19,850 M)	02/12/2016	APPROVED	IS

ENCUESTA 1

Interés Social-2016

RESIDENCIA UNIVERSITARIA

CARRERA:

NIVEL:

CIUDAD ORIGEN:

GENERO:

SOLO RESPONDER QUIENES NO SEAN ORIUNDOS DE GUAYAQUIL

**1.- ¿ALQUILAS O VIAJAS TODOS LOS DIAS?**

- ALQUILO
- VIAJO A DIARIO

**2.- ¿CUAL ES EL FACTOR MAS IMPORTANTE QUE CONSIDERAS PARA TU ALQUILER DE VIVIENDA?**

- CALIDAD DE SERVICIO
- COSTO
- LUGAR Y DISTANCIA DE MOVILIZACION
- SEGURIDAD
- COMODIDAD

**3.- ¿ESTAS DE ACUERDO CON LA CREACION DE LA RESIDENCIA UNIVERSITARIA?**

- SI
- NO

**4.- ¿ESTAS SATISFECHO CON TU RESIDENCIA ESTUDIANTIL ACTUAL?**

- SI
- NO
- VIAJO A DIARIO

**5.- ¿TE HOSPEDARIAS EN LA RESIDENCIA UNIVERSITARIA CONTROLADA POR LA FACULTAD AJUSTADA A SUS REGLAMENTOS DE CONDUCTA O PREFIERES UNA PRIVADA CON MENOS RESTRICCIONES?**

- PUBLICA
- PRIVADA

## BIBLIOGRAFIA

- ASCE. (2005). ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Estados Unidos.
- Sriramulu Vinnakota. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. (1ra edición). México: Editorial McGraw-Hill.
- American Welding Society. (1996). Tomo I Manual de Soldadura. (8va edición) México: Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana.
- AWS. (2006). AWS D1.1/D1.1M, Structural Welding Code – Steel. Estados Unidos.
- Manual LRFD. (2010). Minimum Design Loads Buildings and others Structures. Estados Unidos.
- American Institute of Steel Construction. (2006). Steel Construction Manual. (13va edición). Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <http://www.aisc.org>
- ALACERO, A. L. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero. (I. Aguirre Ahumada, Trad.) Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - ALACERO. Obtenido de [hptt://alacero@alacero.org](http://alacero@alacero.org)
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI; Cámara de la Industria de la Construcción, CAMICON. (2015). Cargas (No Sísmicas), Norma Ecuatoriana de la Construcción. Dirección de Comunicaciones Social, MIDUVI.

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI; Cámara de la Industria de la Construcción, CAMICON. (2015). Estructuras de Acero, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Dirección de Comunicaciones Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI; Cámara de la Industria de la Construcción, CAMICON. (2015). Peligro Sísmico (Diseño Sismo resistente), Norma Ecuatoriana de la Construcción. Dirección de Comunicación Social. Norma ASCE 7.
- Puertas Andrea. (2015). Residencia estudiantil, centro histórico de Quito. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad católica del Ecuador. Quito. Recuperado por: <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/9606/PUERTAS%20ANDREA%20TT%2012.02.16-2.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Altos hornos de México, Manual AHMSA. (2013). México D.F.; México: Recuperado de: [http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual\\_Construccion\\_2013/MANUAL\\_AHMSA\\_2013.pdf](http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual_Construccion_2013/MANUAL_AHMSA_2013.pdf)
- Villacreses, Rebolledo, Iturburu. (2009). Comportamiento y diseño sismo resistente de estructuras de acero. Folleto de trabajo final de maestría. Universidad de Guayaquil. Guayaquil.
- Zapata Baglietto. Capítulo 1. Diseño estructural en Acero. Recuperado de: <http://es.slideshare.net/renzolaura1/zapata-baglietto-diseo-estructural-en-acero>

- Tamayo y Tamayo, Mario. (4ta edición). El Proceso de la Investigación Científica. México D.F.; México: Noriega editores.
- Mc Cormac-Csernak. (5ta edición). (2013).Diseño de estructuras de acero. México D.F.: Editorial Alfaomega. Obtenido de <http://www.alfaomega.com.mx>
- Pillajo- Sarmiento. (2009). Diseño de la estructura de acero de un edificio de apartamentos para ser utilizados en la región litoral de Ecuador. Tesis de pregrado. Escuela politécnica Nacional. Recuperado por: <http://bibdigital.epn.edu.ec/browse?type=author&value=Sarmiento+Borja%2C+Egdar+Fernando>
- College boards. (2016). Recuperado por: <http://www.collegeboard.com/>
- Revista digital La residencia Hoy. (2016). Recuperado por: <http://www.residencia.csic.es/pres/historia.htm>



Presidencia  
de la República  
del Ecuador



Plan Nacional  
de Ciencia y Tecnología  
Innovación y saberes



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGIA	
FICHA DE REGISTRO DE TESIS	
TÍTULO Y SUBTÍTULO	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A SERVIR DE RESIDENCIA ESTUDIANTIL PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS DE LA UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL.
AUTOR/ES: MOREIRA GUZMAN RICARDO JOSUE	REVISORES: ING. FLAVIO LOPEZ CALERO, M.Sc. ING. DOUGLAS ITURBURU SALVADOR, M.Sc. ING. CHRISTIAN ALMENDARIZ RODRIGUEZ, M.Sc.
INSTITUCIÓN: Universidad de Guayaquil	FACULTAD: De Ciencias Matematicas y Fisicas
CARRERA: Ingenieria civil	
FECHA DE PUBLICACIÓN: 2016	Nº DE PÁGS: 174
ÁREAS TEMÁTICAS: Estructuras  Análisis diseño estructural edificio residencia estudiantil	
PALABRAS CLAVE: ANALISIS - DISEÑO ESTRUCTURAL - EDIFICIO - RESIDENCIA ESTUDIANTIL - ESTRUCTURA METALICA	
RESUMEN: El presente trabajo de titulación se enfoca principalmente en el diseño estructural de una residencia estudiantil para estudiantes de otras ciudades, que vienen a estudiar a la Universidad de Guayaquil, específicamente a la Facultad de Ciencias Matematicas y Fisicas. Sin embargo para generar los datos necesarios para conocer nuestros requerimientos para el diseño arquitectónico tuvimos que investigar sobre las residencias estudiantiles, su historia, comodidades, y referencias tanto en el país como en el resto del mundo, también se realizó un estudio previo de los aspectos sociales y económicos, recopilando información sobre la cantidad de estudiantes y sus necesidades, todo esto mediante una encuesta. Se analizó a los estudiantes a los que va enfocado el proyecto mediante los datos que nos generó la encuesta, con estos establecimos los requerimientos de nuestro proyecto habitacional. Definimos la parte arquitectónica en base a los requerimientos de espacio, cantidad de estudiantes y materiales estructurales. Establecimos nuestra metodología a seguir, el tipo de análisis estructural realizar, propusimos la estructura necesaria para el proyecto, posteriormente se procedió a realizar el análisis y diseño estructural con recomendaciones del NEC-15 y el AISC 360-10, realizamos la modelación estructural de nuestro prediseño con el software Etabs 15, realizamos el análisis de los datos que nos arrojó el software, presentamos los datos del mismo, diseñamos la estructura verificando que cumplan las condiciones de las normas de construcción, verificamos el diseño mediante el cálculo de los principales elementos estructurales. Como conclusión, presentamos los datos sobre nuestra estructura final propuesta, también en los anexos adjuntamos el diseño final de la estructura con sus respectivos planos arquitectónicos y detalles estructurales.	
N. DE REGISTRO (en base de datos):	Nº. DE CLASIFICACIÓN:
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):	
ADJUNTOS PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
CONTACTOS CON AUTOR/ES:	E-mail: rikrdoops@gmail.com
CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:	Teléfono: 09-990805918 Nombre: FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS Teléfono: 2-283348