



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES EN ACERO  
ESTRUCTURAL PARA UNA EDIFICACIÓN TIPO ESENCIAL CON  
IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN

ILLESCAS ARMIJOS BRUNO FERNANDO  
INGENIERO CIVIL

MACHALA  
2019



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES EN  
ACERO ESTRUCTURAL PARA UNA EDIFICACIÓN TIPO  
ESENCIAL CON IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN

ILLESCAS ARMIJOS BRUNO FERNANDO  
INGENIERO CIVIL

MACHALA  
2019



# UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES EN ACERO  
ESTRUCTURAL PARA UNA EDIFICACIÓN TIPO ESENCIAL CON  
IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN

ILLESCAS ARMIJOS BRUNO FERNANDO  
INGENIERO CIVIL

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA, 22 DE AGOSTO DE 2019

MACHALA  
22 de agosto de 2019

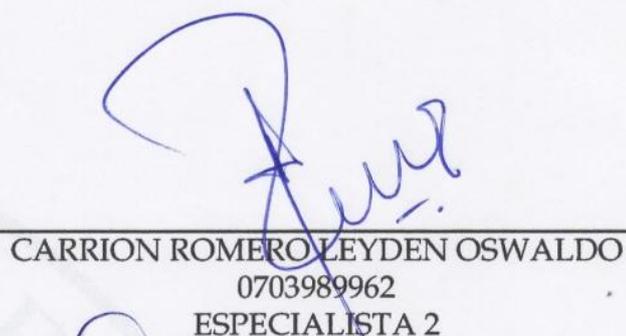
### Nota de aceptación:

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES EN ACERO ESTRUCTURAL PARA UNA EDIFICACIÓN TIPO ESENCIAL CON IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



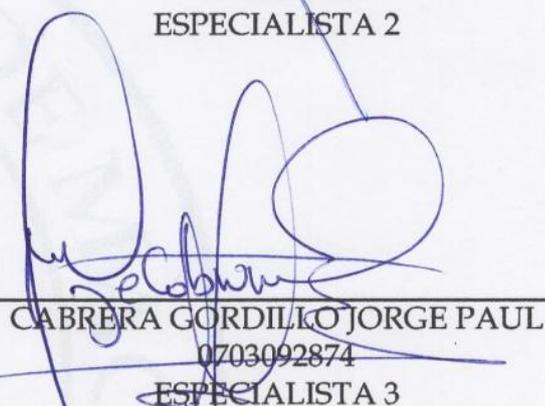
---

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS  
0703830646  
TUTOR - ESPECIALISTA 1



---

CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO  
0703989962  
ESPECIALISTA 2



---

CABRERA GORDILLO JORGE PAUL  
0703092874  
ESPECIALISTA 3

Fecha de impresión: miércoles 21 de agosto de 2019 - 17:38

## Urkund Analysis Result

**Analysed Document:** ILLESCAS ARMIJOS BRUNO FERNANDO.docx (D54805254)  
**Submitted:** 8/13/2019 11:16:00 PM  
**Submitted By:** jlordonez@utmachala.edu.ec  
**Significance:** 2 %

### Sources included in the report:

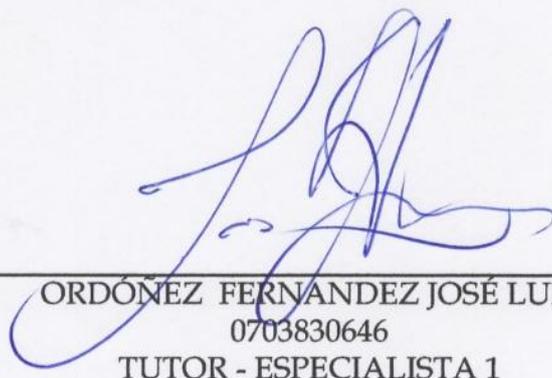
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/22233/1/Tesis.pdf>  
<https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/1168>  
<http://repo.uta.edu.ec/bitstream/123456789/26844/1/Tesis%201184%20-%20Cevallos%20Barzallo%20C%C3%A9sar%20Eduardo.pdf>

### Instances where selected sources appear:

4

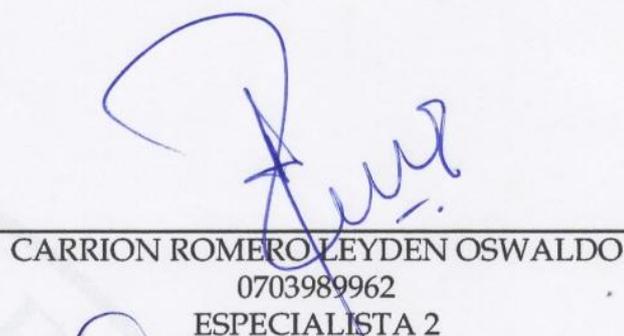
### Nota de aceptación:

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS PRINCIPALES EN ACERO ESTRUCTURAL PARA UNA EDIFICACIÓN TIPO ESENCIAL CON IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACIÓN, hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



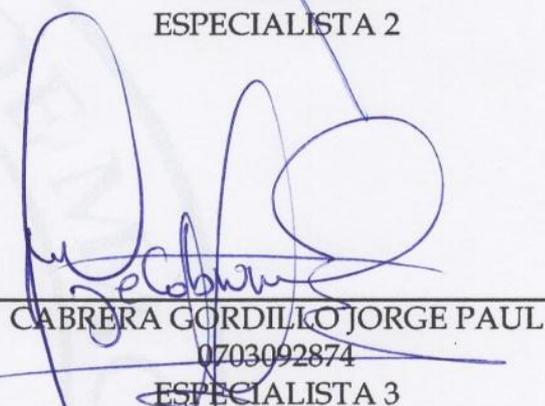
---

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS  
0703830646  
TUTOR - ESPECIALISTA 1



---

CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO  
0703989962  
ESPECIALISTA 2



---

CABRERA GORDILLO JORGE PAUL  
0703092874  
ESPECIALISTA 3

Fecha de impresión: miércoles 21 de agosto de 2019 - 17:38

## **AGRADECIMIENTO**

Mi agradecimiento va dirigido hacia EL CREADOR, que me ha provisto de sapiencia, fuerza y carácter para alcanzar todas las metas impuestas y superar todos los problemas que se presentan en la vida.

A mi Señor Padre, Stalin, a mis hermanas: Silvana, Carolina, Jessenia, Glenda, Diana, y Marisol por llenarme de fuerza para concluir todos los objetivos que me he impuesto.

Un agradecimiento muy especial a todos los Docentes de la Unidad Académica de Ingeniería Civil, que con sus conocimientos impartidos contribuyen al mejoramiento de nuestra sociedad ecuatoriana.

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo lo dedico a mi hermana Silvana Durán, sin cuya ayuda y ejemplo no hubiera podido obtener mi grado como Ingeniero Civil. Hay personas que valen lo que vale un ejercito entero, ella es una de esas personas.

## RESUMEN

Este documento ha sido elaborado con la finalidad de diseñar una edificación, tipo esencial, en la ciudad de Machala. Se trata de una estructura de cuatro niveles con columnas, vigas y nervios de acero, una losa tipo deck y escaleras metálicas.

El primer paso será definir el espectro de aceleraciones; junto con otros datos adquiridos que serán introducidos en un programa comercial de análisis estructural para representar los sismos: estático y dinámico, los modos de vibración y el periodo fundamental, con lo cual extraeremos conclusiones referentes a torsión y otras características de comportamiento sísmico.

Uno de los factores de control es la deriva de piso, la cual se revisó y ajustó con la consideración de evitar daños excesivos en la edificación según el límite de la Normativa.

Ya que la deriva máxima en el segundo piso fue dos por ciento permitido, se procedió a la instalación de muros estructurales para la rigidización del edificio. Tres de ellos fueron colocados. Esta estrategia bastó para cambiar a un escenario óptimo.

La relación ancho-espesor es esencial en los perfiles de acero, ya que lo que se busca es evitar fallos por pandeo y/o aplastamiento.

Los esfuerzos internos son analizados para conocer sus valores más críticos y poder reforzar secciones en caso de ser necesario.

Finalmente, con las combinaciones respectivas obtenemos la reacción de la base más demandante para poder categorizar la estructura y otorgar el dato al especialista en cimentaciones con la finalidad que haga las respectivas exploraciones que pide la normativa.

**Palabras clave:** Losa Deck – Sismo Dinámico – Modos de vibración – Periodo fundamental- Deriva – Muro Estructural – Pandeo

## ABSTRACT

This document has been prepared with the purpose of designing a building, essential type, in the city of Machala. It is a four-level structure with columns, beams and nerves of steel, a deck-type slab and metal stairs.

The first step will be to define the spectrum of accelerations; with other acquired data that will be introduced in a commercial program of structural analysis, the earthquakes will be representing static and dynamic seism, the vibration modes and the fundamental period, with which we will draw conclusions regarding torsion and other characteristics of seismic behavior.

One of the control factors is the story drift, which was reviewed and adjusted with the consideration of avoiding excessive damage to the building according to the limit in the Regulations.

Since the maximum drift on the second floor was two percent allowed, structural walls were installed to stiffen the building. Three of them were placed. This strategy was enough to change to an optimal scenario.

The width-thickness ratio is essential in steel profiles, since what is sought is to avoid buckling and / or crushing failures.

Internal efforts are analyzed to know their most critical values and to reinforce sections if necessary.

Finally, with the respective combinations we obtain the reaction of the most demanding base to be able to categorize the structure and give the data to the foundation specialist in order to make the respective explorations required by the regulations.

**Keywords:** Steel Deck Panel – Dynamic Seisms- Vibration modes – Fundamental Period – Story Drift – Structural Wall - Buckling

# CONTENIDO

AGRADECIMIENTO .....	7
DEDICATORIA .....	8
RESUMEN.....	9
ABSTRACT.....	10
1. INTRODUCCION .....	13
2. DESARROLLO .....	14
2.1 Planteamiento del Problema .....	14
2.2 Objetivo General .....	14
2.3 Generalidades del Proyecto .....	14
2.4 Alcance .....	14
2.5 Análisis y Diseño Estructural .....	15
2.5.1 Cargas para el diseño.....	15
2.5.2 Modelo de Cálculo .....	15
2.5.3 Factores en el diseño sismorresistente.....	16
2.5.4 Espectro elástico de diseño .....	16
2.5.5 Periodo fundamental de vibración.....	16
2.5.6 Cortante Basal .....	16
2.5.7 Modos.....	17
2.5.8 Derivas de piso .....	17
2.6 Disminución de la deriva.....	17
2.6.1 Muros de concreto reforzado.....	17
2.7 Modelado con muros .....	18
2.7.1 Periodo de vibración.....	18
2.7.2 Peso de la estructura .....	18
2.7.3 Cortante Basal .....	18
2.7.4 Participación de Masa .....	18
2.7.5 Disminución de la Deriva de Piso .....	18
2.8 Análisis de los elementos barra (frame) .....	19
2.8.1 Clasificación por compresión.....	19
2.8.2 Clasificación por flexión .....	19
2.9 Esfuerzos .....	20
2.9.1 Axial.....	20
2.9.2 Cortante y Momento.....	20
2.10 Peso de acero .....	20
2.11 Categorización .....	21
3. Conclusiones .....	22
4. Recomendaciones.....	22
5. Bibliografía .....	23

ANEXOS.....	25
-------------	----

### **INDÍCE DE TABLAS**

Tabla 1:Sobrecarga y carga viva .....	15
Tabla 2:Distribución de área por piso .....	20
Tabla 3: Elementos con su tipo de acero.....	21
Tabla 4:Tipo de material por área .....	21
Tabla 5: Categorización del edificio y número de sondeos de exploración .....	21

### **INDICE DE ILUSTRACIONES**

Ilustración 1: Axial de columna 33 .....	20
Ilustración 2: Gráfico de momento y cortante.....	20
Ilustración 3: Reacciones en la base por combinación D+L .....	21

## 1. INTRODUCCION

Las construcciones en acero se están haciendo más frecuentes en la ciudad de Machala debido a la versatilidad en su uso, reducción de secciones, y rapidez en la construcción de edificaciones. A pesar de ser un tipo de estructura muy usada durante décadas en Europa y Norteamérica, su incursión en el mercado nacional se retrasó y por ende la experiencia en su diseño y montaje. Producto de la pericia estadounidense en el tema, tenemos el código ANSI-AISC, de la cual se desprende nuestra normativa ecuatoriana de la construcción, capítulo Estructuras de Acero, y sobre las cuales hacemos cálculos y memorias técnicas.

El terremoto en Pedernales de abril de 2016 fue trascendental en las regulaciones nacionales, puesto que se pudo apreciar fallas comunes y violaciones al código que regía hasta entonces. Como consecuencia, la ciudad de Machala, enclavada en un territorio de considerable peligrosidad sísmica, necesita un cumplimiento más estricto acorde a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en lo que se refiere a construcciones, sobre todo las esenciales como en el caso presente. El suelo de nuestra ciudad ha sido catalogado como categoría E por unos autores y otras veces como D, lo cual nos exige ser más cautelosos en cuanto a sus cimientos.

En la actualidad existen programas informáticos que agilizan los cálculos al diseñador y muestra aspectos que en otras décadas eran difíciles de observar. Uno de los datos más interesantes es el cálculo de derivas de piso, que se vuelve fundamental en el análisis dinámico, pues el sobrepasar el límite impuesto por la normativa significa exponer a mucho riesgo a la estructura, tal como se identificó en el terremoto antes mencionado.

Los cálculos de esbeltez y compacidad se vuelven necesarios para asegurar la resistencia de los elementos de acero ante las cargas impuestas.

Distintos métodos son usados para entrar en los límites de la regulación, siendo uno de ellos la conexión de ángulos metálicos en el interior de las columnas para aumentar su capacidad.

El deber del estructuralista es asegurar un diseño que sea capaz de resistir las solicitaciones extremas de las distintas combinaciones de carga y los sismos impuestos, parte de ello es ofrecer soluciones óptimas ante un posible incumplimiento de la normativa.

El uso de muros estructurales es una interesante solución para minimizar excesivas torsiones y derivas, pero su introducción en el modelo debe ser estratégico pues también su implementación es costosa.

Los resultados obtenidos a través del análisis sirven a distintos profesionales de la construcción, uno de ellos es el ingeniero en cimentaciones que necesita las reacciones de la base para categorizar el edificio y diseñar las zapatas.

El presente trabajo pretende servir como modelo para la reducción de derivas exigentes que representan un peligro ante un evento sísmico de magnitud considerable.

## **2. DESARROLLO**

### **2.1 Planteamiento del Problema**

Uno de los problemas que abarca la ingeniería estructural es el diseño óptimo de los miembros que componen una edificación, entendiendo la palabra óptima como “la más económica”, pues el sobredimensionamiento no es un lujo que el inversionista se pueda dar. En este marco, el presente trabajo se centra en la pregunta:

¿Qué dimensiones se obtendrían como óptimas para los elementos principales de un edificio de acero estructural dentro de los requisitos de una filosofía de diseño sísmo resistente para constituir un proyecto arquitectónico con irregularidades en su configuración?

Basado en dicho cuestionamiento, se dispone a diseñar los elementos estructurales de una edificación acorde a las exigencias de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y ANSI-AISC 360-16.

### **2.2 Objetivo General**

Analizar una edificación tipo esencial en la ciudad de Machala, a través del uso de la NEC y ANSI-AISC 360-16 con su respectivo modelamiento en un programa de análisis estructural para evaluar el cumplimiento de los parámetros de derivas, cortante basal, torsión, compacidad, y proponer las dimensiones de sus elementos principales que sean capaces de soportar el sísmo de diseño.

### **2.3 Generalidades del Proyecto**

La estructura en análisis corresponde al denominado bloque C de una clínica ubicada en la ciudad de Machala, sus planos arquitectónicos y estructurales pueden ser observados en los anexos 1 y 2 del presente trabajo. Se trata de una edificación de cuatro losas tipo deck, columnas y vigas metálicas de acero grado 36 y 50 ksi (250 y 345 MPa), dotada de ascensor y escaleras para el acceso entre plantas, colocada sobre una cimentación con zapata corrida (ANEXO 3), en el plano adjunto se pueden determinar irregularidades tanto en planta como en elevación, lo que la convierte en objeto de interés para efectos de torsión y deriva.

La capital orense posee un suelo que, en su mayor parte, es considerado desfavorable debido a los posibles efectos sísmicos registrados.

Los análisis de suelo establecen una capacidad portante de 15 ton/m<sup>2</sup>. Por lo que la estructura considero como elementos de cimentación para la transmisión de cargas al suelo las zapatas tipo corridas que alcanzaron un área considerable de la planta del edificio.

### **2.4 Alcance**

Se analiza de manera rigurosa a la estructura para poder evaluar el comportamiento y capacidad de los elementos principales que la componen, y así determinar el cumplimiento de estos, acordes a las normas citadas en Sección 2.2 del presente trabajo. La intención es reflejar los resultados relevantes para el calculista estructural

en lo que respecta al nivel de desempeño que tendría la edificación.

## 2.5 Análisis y Diseño Estructural

La evaluación del proyecto va acorde a las Normas Ecuatorianas de la Construcción [1] y al código ANSI-AISC 360-16 [2]. Se han definido las características de regularidad siguiendo la metodología de [3] para los parámetros de planta, y las concepciones de [4] para elevación. El edificio muestra irregularidades en ambas dimensiones. Sus resultados se muestran en Anexo 4. La importancia de la estructura es de tipo esencial, siguiendo las indicaciones de [5], Tabla 6, sección 4.1 del citado documento. El tipo de pórtico a diseñarse, según la NEC Acero, viene catalogado como Tipo 1.

### 2.5.1 Cargas para el diseño

La tabla 2.5.1 muestra las cargas que fueron usadas para el diseño sismorresistente del edificio en análisis. Los valores de carga viva fueron tomados de la tabla 9 de la sección 4.2.1 [6]. Los valores se detallan debajo de la siguiente Tabla.

NIVEL	SOBRECARGA(kg/m <sup>2</sup> )	CARGA VIVA(kg/m <sup>2</sup> )
PISO 1	250	408.00
PISO 2	250	408.00
PISO 3	250	408.00
PISO 4	48	72.00
PELDAÑO	36.71	500.00
DESCANSO	36.71	500.00

Tabla 1: Sobrecarga y carga viva

*Sobrecarga de 250 kg/cm<sup>2</sup> dada por docente tutor*

*Carga viva de 500 kg/cm<sup>2</sup> dada por docente tutor*

*Carga viva de 408 kg/m<sup>2</sup> NEC CG Pág. 29. Hospitales*

*Carga viva de 72 kg/m<sup>2</sup> NEC CG Pág. 27. Cubiertas*

*Sobrecarga de 48 kg/m<sup>2</sup>: 1600kg/m<sup>3</sup>x0.03m*

*Sobrecarga de 36.71 kg/m<sup>2</sup>: Contrapiso=13.32kg/m<sup>2</sup>+Cerámica=20.39 kg/m<sup>2</sup>. NEC CG Pág. 23*

### 2.5.2 Modelo de Cálculo

Apoyados de la tecnología utilizamos un programa de cálculo estructural para realizar el diseño y análisis de los principales miembros del edificio. Los elementos usados fueron los de tipo: barra y prismas (frame y Shell, respectivamente)

#### 2.5.2.1 Elementos Barra (Frame)

Las secciones de columnas y vigas a usarse se encuentran enlistadas en el anexo 5 ,al igual que sus detalles en los planos adjuntos; con el programa estructural se utilizará miembros barra, ya que todas las secciones son regulares y según [7], con dichos elementos se puede modelar edificios de tipo muro de hasta 30 niveles sin que hayan diferencias significativas. Los elementos constan de un nodo inicial y final. Los nodos que unen a las columnas y vigas principales se han dispuesto como brazos rígidos, esto con la finalidad que se muevan en conjunto creando así marcos dúctiles. Dicha conexión, entre columnas tubulares y vigas tipo I de acero, posee un adecuado

comportamiento sísmico [8], por lo que los elementos del pórtico trabajaran con tracción, compresión, flexión y corte. A los nervios se los ha desprovisto de momento, pues su función en la estructura es solo como sostén de la placa deck, transmitiendo toda la carga hacia las vigas.

#### **2.5.2.2 Grados de Libertad**

El desplazamiento de los nudos se descompone en seis componentes. Tres traslaciones: UX,UY,UZ y tres rotaciones: RX,RY,RZ. Estas consideraciones se las hace para obtener resultados torsionales y de momento [9]

#### **2.5.2.3 Combinaciones de carga**

Las combinaciones de carga usadas en la modelación de la estructura son tomadas de la sección 3.4.3 de [6] y a su vez cumplen las exigencias de [2]. Con más detalle se muestra en anexo 6.

#### **2.5.3 Factores en el diseño sismorresistente**

Los factores utilizados para el análisis estático y dinámico de la estructura corresponden a valores dados en [5]. Hay que recalcar que el suelo en Machala es considerado por algunos diseñadores como tipo E, sin embargo, para éste caso práctico por recomendación del docente tutor se lo categorizó como tipo D. Los detalles de los factores para el cálculo se muestran en Anexo 7.

#### **2.5.4 Espectro elástico de diseño**

Las normativas para el diseño sismorresistente se apoyan en el uso de espectros de pseudo-aceleración para estimar la resistencia lateral de una estructura [10]. En el anexo 8 se puede observar el gráfico respectivo para nuestro modelo.

#### **2.5.5 Periodo fundamental de vibración**

En la normativa ecuatoriana de la construcción [5] se dictamina una metodología para conseguir el periodo, el cual no debe diferenciarse en un 30% del calculado por el programa estructural. Tal como lo señala [11]: “la respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el período de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración”.

En el anexo 9 se puede observar los cálculos obtenidos para este importante dato. Para este caso práctico se obtuvo un periodo de 0.84 segundos con ayuda del programa estructural.

#### **2.5.6 Cortante Basal**

Es la fuerza lateral demandada requerida por el sismo, según [12]. Para el mismo autor: “Cuando se produce un sismo, se desplaza el suelo junto con la cimentación y la edificación sufre en primera instancia el efecto del principio de la inercia, conservar su reposo debido al equilibrio estático. Esto es lo que provoca una fuerza cortante en la base de la estructura. Si logra superar esta primera fase, la estructura inicia su proceso de pandeo incurriendo en los efectos de la flexión.” Para este proyecto se ha

obtenido el cortante basal a través del método de [5] y con la ayuda de un programa estructural. A continuación, los resultados:

V <sub>x</sub>	192.97 ton	Sismo dinámico X (Etabs)
V <sub>y</sub>	160.95 ton	Sismo dinámico Y (Etabs)
V <sub>s</sub>	188.40 ton	Método 1 (NEC 2015)

Cabe destacar que para cumplir con un cortante dinámico que no sea menor al 85% del estático, se ascendió la gravedad a un 123%.

### **2.5.7 Modos**

Los modos de vibración nos indican los sentidos hacia donde oscilará la estructura. La normativa ecuatoriana de la construcción [5] dispone que la acumulación de masa sea mayor al 90%. Cosa que se ha logrado al analizar doce modos de vibración. Para algunos autores como [13] los efectos de torsión accidental son de gran incidencia si se acumula más del 30% en el grado de libertad RZ, sin embargo, para los fines del presente trabajo se ha fijado un límite menor. El anexo 10 se muestran los resultados.

### **2.5.8 Derivas de piso**

Tal como lo describe [5]: “Son los desplazamientos laterales relativos de un piso, por acción de una fuerza horizontal, con respecto al piso consecutivo”. El punto de desempeño de una estructura ante una acción sísmica esta determinado por una deriva de piso máxima [14] señala que “la deriva máxima de piso permitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2015 establece que la deriva de piso inelástica máxima sea del 2%”. En el anexo 11 se puede observar las derivas obtenidas para la estructura en análisis. De los datos sabemos que la deriva máxima alcanza el 2%, la misma se produce en el segundo piso, lo que según [15] “va acorde con el comportamiento de una estructura aporticada”. Sin embargo, someterla a esas exigencias presenta sus inconvenientes, ya que la mampostería sufriría daños relevantes ante un evento sísmico. Otras normativas latinoamericanas proponen un límite de 1% [16]

## **2.6 Disminución de la deriva**

Para minimizar riesgos, se propone disminuir la deriva de piso colocando muros tal como se muestra en los planos estructurales adjuntos, ya que ha criterio de [17]: “muchas edificaciones compuestas por marcos (vigas-columnas) tienen la necesidad de recurrir a muros de concreto reforzado para proporcionar una mayor rigidez lateral”. Durante el sismo del 16 de abril, la mampostería de los edificios con muros de concreto sufrió daños menores que aquellos que no poseían tales elementos, tal como lo señala [18].

### **2.6.1 Muros de concreto reforzado**

Utilizando el programa estructural insertamos elementos tipo prisma (wall: shell thin) para modelar los muros con un concreto de 280 kg/cm<sup>2</sup>. Cabe destacar que por disposición de la normativa ecuatoriana de la construcción [5] en su sección 6.1.6 establece una inercia agrietada igual al 0.6 para muros estructurales. Ya que nuestra edificación presenta derivas extremas en el segundo piso, dichos elementos serán

elevados hasta ese nivel. El modelado de este tipo conlleva ciertas consideraciones, como lo afirma [19]: "...es posible analizar este tipo de edificaciones usando métodos contemporáneos como los elementos finitos, con modelos que se asemejen las condiciones de la estructura, interpretando los resultados como tendencias de comportamiento y de daño en el sistema murario...", por ello, en el programa estructural se ha optado por la herramienta mesh, con la cual se divide a los muros en pequeños elementos que hagan más preciso y liviano el cálculo de esfuerzos.

## **2.7 Modelado con muros**

Al haber colocado los muros en el modelo computacional varios resultados cambiaron. A continuación, se presentan los cambios más relevantes.

### **2.7.1 Periodo de vibración**

El periodo cambió a 0,57 segundos tal como se aprecia en el anexo 9. Esto debido a la rigidización de la estructura

### **2.7.2 Peso de la estructura**

Al haber introducido muros en la estructura su peso cambió de 679.33 toneladas a 709.49 toneladas.

### **2.7.3 Cortante Basal**

El cortante estático paso de 188.40 toneladas a 196.76 toneladas. El cortante dinámico también vario, y para adaptar el mismo a la normativa ecuatoriana de la construcción se procedió a elevar la gravedad un ciento veinte y siete por ciento.

A continuación, los resultados:

Vx	169.59 ton	Sismo dinámico X (Etabs)
Vy	167.48 ton	Sismo dinámico Y (Etabs)
Vs	196.76 ton	Método 1

### **2.7.4 Participación de Masa**

Al haber adquirido mayor peso, la estructura en análisis cambió no solo su periodo, si no también sus modos.

Tal como se aprecia en el anexo 10, el eje con mayor participación de masa paso del Y al X y su torsión se redujo a cero por ciento, por lo que no tendremos problemas con la torsión del mismo.

### **2.7.5 Disminución de la Deriva de Piso**

Se consiguió disminuir la deriva a aproximadamente 1% en todos los pisos, con lo cual se tiene satisfacción al momento de construir el proyecto porque nos aseguramos daño mínimo a la mampostería durante un evento sísmico. Los resultados se aprecian en el anexo 12. En la captura de pantalla se puede observar que la máxima deriva aparece en el segundo piso.

## **2.8 Análisis de los elementos barra (frame)**

### **2.8.1 Clasificación por compresión**

Las secciones se han agrupado en dos tipos: no esbeltas o esbeltas [2]. En esto influye la relación ancho espesor. Según [20]: “las partes de las estructuras que tienen gran esbeltez pueden sufrir la pérdida de su estabilidad”. En este proyecto se ha usado columnas de cajón armado, para ello, se han determinado cierto límite en la sección 9.1 de [21]. En el anexo 13 podemos observar el análisis que se hizo a dichos miembros.

En el plano estructural podemos observar como en las columnas compuestas se han adherido ángulos de 75x6 mm para mejorar la relación y tener mejor anclaje al hormigón.

#### **Secciones Compuestas**

El análisis hecho por el programa estructural siguiendo la normativa [2] arrojó como resultado una sola columna en el eje 3, cuya relación demanda capacidad sobre paso el cien por ciento ante una envolvente.

Sus resultados se pueden observar en Anexo 14.

#### **Secciones huecas**

Las secciones huecas también fueron sometidas al análisis del programa estructural. La sección de 300x300x5 mm y 300x300x6 mm, en el eje 3, presentó una relación demanda capacidad mayor al cien por ciento.

Su análisis se observa con detalle en Anexo 15.

### **2.8.2 Clasificación por flexión**

Tal como lo establece [2]: “las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder la razón ancho-espesor”. La normativa ecuatoriana de la construcción [21] establece los límites para dicha relación. En el anexo 16 se aprecia la revisión sobre los elementos a flexión tanto para compacidad, esbeltez y ductilidad. Cabe destacar que suponiendo una fuerza axial nula sobre estos miembros el valor  $C_a$  de las normativas es igual a cero. A continuación, el análisis realizado por el programa estructural siguiendo la normativa de [2].

#### **Vigas Principales**

La sección VV3 en los pisos 1 y 2 no pasaron el análisis con una relación demanda capacidad mayor al cien por ciento. En el anexo 17 se observa su detalle.

#### **Vigas Secundarias**

Las vigas secundarias no presentaron novedad. Se asume que la razón sería por su acción auxiliar ante cargas gravitatorias.

## Nervios

Algunos nervios no pasaron la relación demanda capacidad. Su detalle se muestra en anexo 18.

## 2.9 Esfuerzos

### 2.9.1 Axial

Las mayores solicitaciones se presentaron en la columna 33 del eje 3 que se aprecia en el plano estructural. Su gráfico se obtiene del programa estructural.

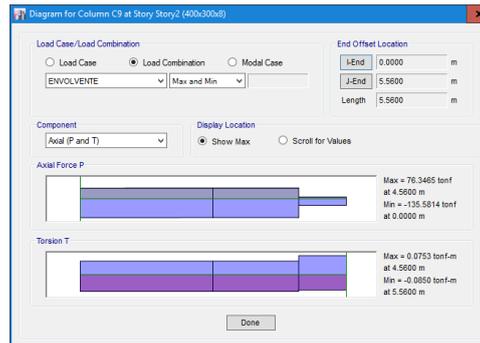


Ilustración 1: Axial de columna 33

### 2.9.2 Cortante y Momento

Las mayores solicitaciones se presentaron en el voladizo del eje 4 que se aprecia en el plano estructural. Su gráfico se obtiene del programa estructural.

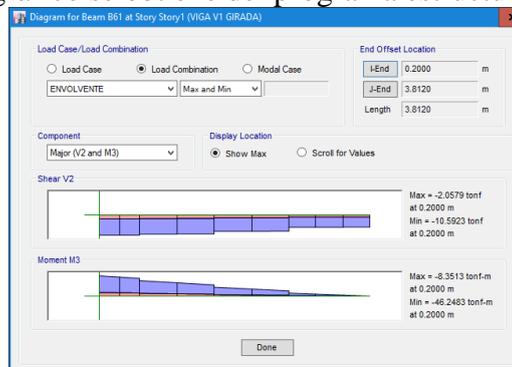


Ilustración 2: Gráfico de momento y cortante

### 2.10 Peso de acero

Ya que se usó acero de grado 50 y 36 se ha separado en grupos el peso de los mismo por áreas y a la vez se ha mostrado su totalidad repartida en todo el edificio. Su resultado se muestra en las tablas siguientes:

PISO	ÁREA(m <sup>2</sup> )
BASE	432.11
PRIMERO	513.46
SEGUNDO	513.46
TERCERO	237.52
CUARTO	267.39
$\Sigma$	1963.94

Tabla 2: Distribución de área por piso

TIPO	MATERIAL	PESO(toneladas)	PIEZAS
Column	Fy50 col y vigas prin placas	68.79	74
Column	fy 36 ksi vigas secund nervios	1.33	301
Beam	Fy50 col y vigas prin placas	26.90	476
Beam	fy 36 ksi vigas secund nervios	29.85	21
Brace	fy 36 ksi vigas secund nervios	1.38	
Wall	f'c 280 kg/cm2 muro estructural	30.15	
Floor	f'c 240 kg/cm2 losa	247.59	
Metal Deck	N.A.	8.88	
		MATERIAL	PESO(toneladas)
		fy 50	95.69
		fy 30	32.55
		$\Sigma$	<b>128.24</b>

Tabla 3: Elementos con su tipo de acero

MATERIAL	PESO/ÁREA(kg/m <sup>2</sup> )
fy 50	48.72
fy 30	16.58
total	65.30

Tabla 4: Tipo de material por área

## 2.11 Categorización

Tal como está establecido en [22] para la categorización del edificio se utiliza la combinación de carga viva más muerta. Haciendo uso del programa estructural obtenemos la reacción en la base más demandante en el eje 4 de la columna 39 con una fuerza de 125 toneladas, tal como se muestra en la ilustración siguiente:

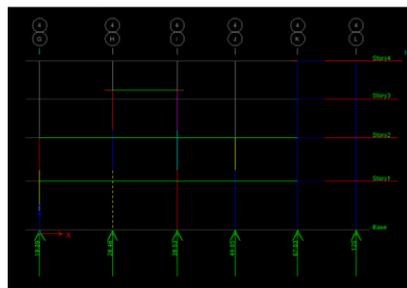


Ilustración 3: Reacciones en la base por combinación D+L

La misma normativa [22] categoriza el edificio acorde a sus niveles(cuatro), reacción y pide sondeos de terreno para su respectiva clasificación. Ya que la reacción se sitúa en los 1245 KN y haciendo uso de las tablas 1 y 2 de [22], a continuación, se presentan los resultados:

DATOS DE ESTRUCTURA			SONDEOS	
NIVELES	REACCIÓN(KN)	CATEGORIA	CANTIDAD	PROFUNDIDAD(m)
4	1245	Media	4	15

Tabla 5: Categorización del edificio y número de sondeos de exploración

### 3. Conclusiones

Se ha analizado una estructura tipo esencial en la ciudad de Machala por lo cual se concluye lo siguiente:

- La evaluación de los miembros estructurales en acero arrojó ciertos incumplimientos en cuanto a esbeltez y compacidad por lo cual se adhiere a sus secciones rigidizadores (tipo ángulos metálicos) para ayudar a controlar la relación ancho espesor de las secciones.
- La relación demanda-capacidad alcanza en algunos miembros más del cien por ciento, pero sin superar el ciento veinte y cinco por ciento, pero al ser nuestra estructura un sistema de pórticos tipo I, la normativa respectiva nos permitiría cierto rango dependiendo del tipo de elemento estructural.
- El cálculo de deriva se acercó mucho al dos por ciento límite y aunque no se incumple la normativa, sí representa riesgos para la mampostería del edificio y otros componentes no estructurales, por lo que se procedió a colocar muros de corte que redujeron las derivas al uno por ciento y la torsión fue reducida a cero.
- El acero usado en el edificio asciende a 65.30 kg/m<sup>2</sup>, con un total de 128 toneladas en todo el edificio.
- El edificio en lo que respecta a la clasificación por categorías, se lo definió como nivel Medio, en cuyo terreno se deberían hacer mínimo cuatro exploraciones de 15 metros de profundidad cada una para los estudios de suelo y cimentación.

### 4. Recomendaciones

- Se recomienda tener como límite para derivas de piso del uno al uno punto cinco por ciento, ya que se reduciría en nivel de daño de los elementos de la edificación ante un evento sísmico.
- Se recomienda utilizar personal calificado para el proceso de montaje y suelda, esto con la finalidad de generar conexión calificadas en las intersecciones de elementos y de los pórticos.
- Se recomienda hacer un estudio ingenieril para obtener un dato más preciso de las sobrecargas, ya que la normativa sugiere datos bastante generalizados.
- Se recomienda usar un concreto de mayor resistencia a la compresión como relleno de columnas en concordancia con atiesadores interiores y/o placas de continuidad, esto con el fin de aumentar la resistencia plástica de las columnas y las vigas en zonas protegidas.
- Se recomienda modelar las zapatas en conjunto con la estructura superficial para obtener resultados más certeros al evaluar la interacción entre suelo y edificación.

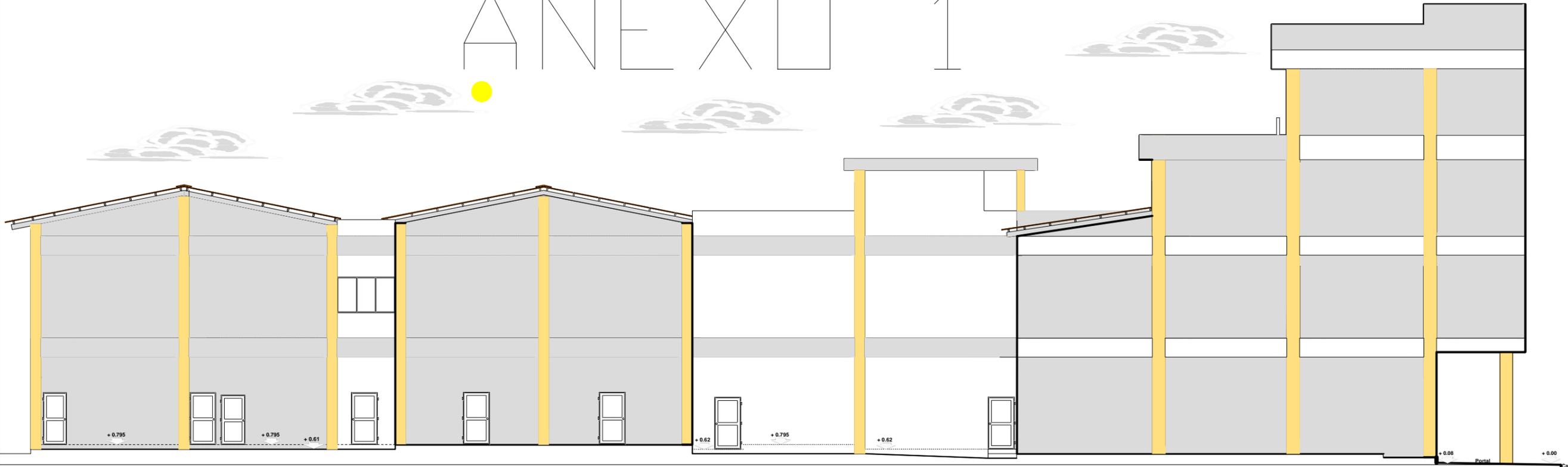
## 5. Bibliografía

- [1] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Normativa Ecuatoriana de la Construcción, Quito: MIDUVI, 2015.
- [2] American Institute of Steel Construction, Especificación para construcciones de acero, Washington, USA: AISC, 2016.
- [3] R. Herrera y G. Consuelo, «Influence of Plan Irregularity of Buildings,» *ResearchGate*, vol. 1, p. 8, 2008.
- [4] S. Ashvin, D. Agrawal y A. Pande, «Effect of Irregularities in Buildings and their Consequences,» *International Journal of Modern Trends in Engineering and Research*, vol. I, p. 9, 2015.
- [5] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Peligro Sísmico. Diseño Sismoresistente,» de *Normativa Ecuatoriana de la Construcción*, Quito, MIDUVI, 2015, p. 135.
- [6] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Cargas(No sísmicas),» de *Normativa Ecuatoriana de la Construcción*, Quito, MIDUVI, 2015, p. 31.
- [7] S. Alvarez, «Comparación entre técnicas de modelado computacional de edificios de tipo muro,» *Métodos y Materiales*, vol. I, p. 10, 2019.
- [8] M. Gallegos, «Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales,» *UNIVERSIDAD DE CHILE*, vol. I, p. 124, 2017.
- [9] A. Ajwad, L. Qureshi, M. Shoaib, A. Mannan, N. Zaib y S. Kalsoom, «Comparison of Computer aided analysis and design of multistorey hospital building using ETABS 9.5 and STAAD Pro. 2005.,» *University of Lahore*, vol. I, p. 7, 2015.
- [10] A. Rodríguez, E. Bojórquez, A. Reyes, J. Avilés y S. Ruiz, «Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura,» *Ingeniería Sísmica*, vol. I, 2017.
- [11] M. Domínguez, «Periodo de vibración de las edificaciones,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 8, nº 2, p. 14, 2014.
- [12] L. Lara, H. Aguirre y M. Gallegos, «Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga–Ecuador,» *Revista Politecnica(Quito)*, vol. 42, nº 1, p. 10, 2018.
- [13] C. Medina y M. S., «Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares,» *Revista Politecnica(Quito)*, vol. 39, nº 2, p. 9, 2017.
- [14] R. Aguiar y F. Del Castillo, «Que Significa Una Deriva De Piso Inelástica Ligeramente Superior Al Dos Por Ciento,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 24, nº 1, p. 13, 2019.
- [15] C. Medina y P. Placencia, «Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto Peligro Sísmico en el Ecuador,» *Revista Politécnica (Quito)*, vol. 40, nº 1, p. 10, 2017.
- [16] C. Piscal-Arevalo y F. Lopez-Almansa, «Propuesta para la futura norma de aislamiento sísmico de edificaciones en Colombia,» *Dyna*, vol. 85, nº 207, pp. 306-315, 2019.
- [17] A. Vásquez y R. Gallardo, «Respuesta no lineal de estructuras con muros de concreto reforzado,» *INGE CUC*, vol. 14, nº 2, p. 7, 2018.

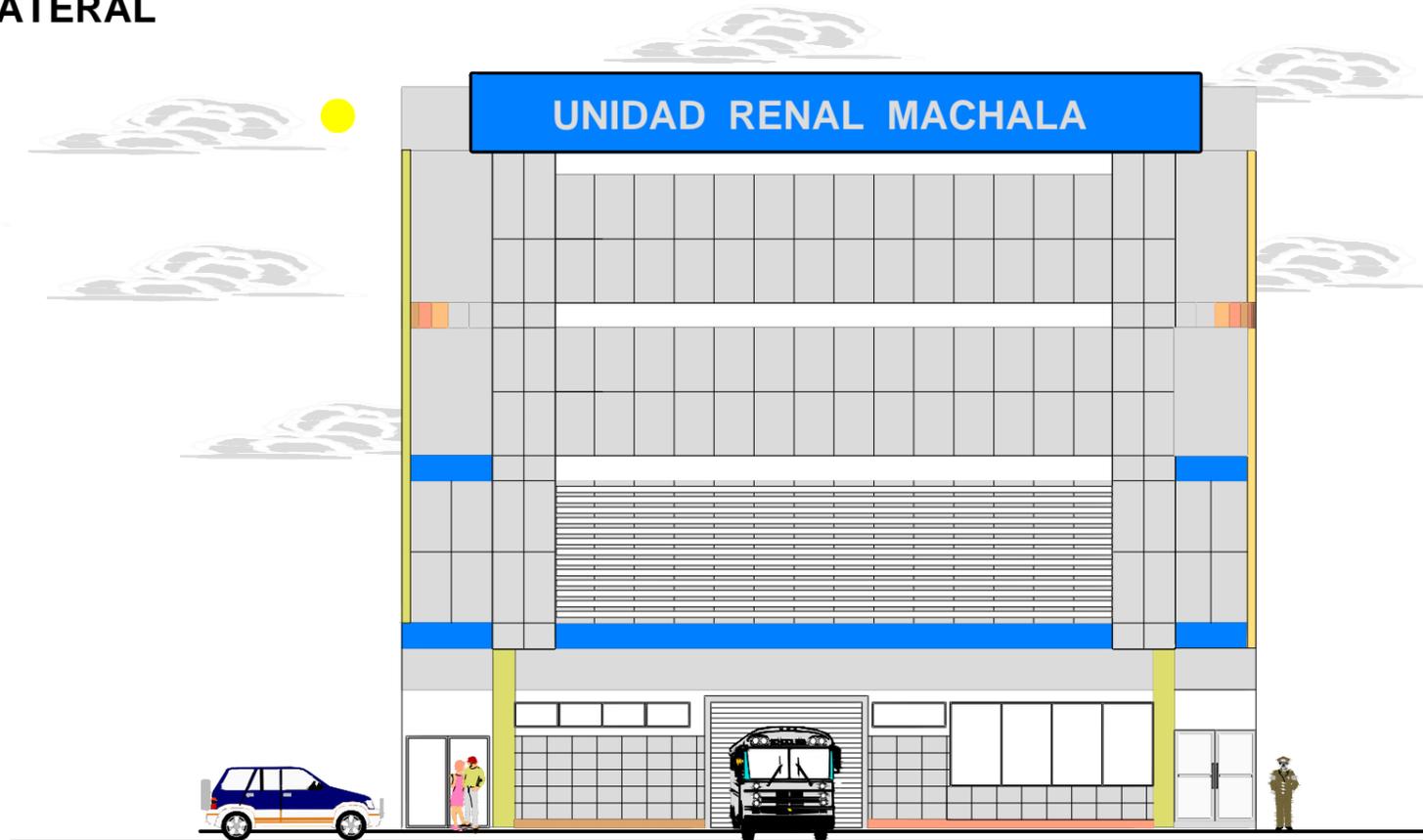
- [18] L. Viera-Arroba y P. Caiza-Sánchez, «Muros estructurales y diafragmas,» *Dominio de las Ciencias*, vol. 3, n° 2, p. 15, 2017.
- [19] A. Segovia y A. Fuertes, «Enfoque para el análisis estructural y protección sísmica de edificaciones patrimoniales, a partir de la caracterización de sus particularidades técnicas.,» *Ingeniería de Construcción*, vol. 33, n° 3, p. 12, 2018.
- [20] P. Almaguer-Zaldivar y H. Santiago-Cuenca, «Un procedimiento para realizar los ensayos a pandeo,» *Holguín*, vol. 23, n° 2, p. 16, 2017.
- [21] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Estructuras de Acero,» de *Normativa Ecuatoriana de la Construcción*, Quito, MIDUVI, 2015, p. 110.
- [22] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Geotecnia y Cimentaciones,» de *Normativa Ecuatoriana de la Construcción*, Quito, MIDUVI, 2015, p. 74.

# **ANEXOS**

# ANEXO 1



**FACHADA LATERAL**



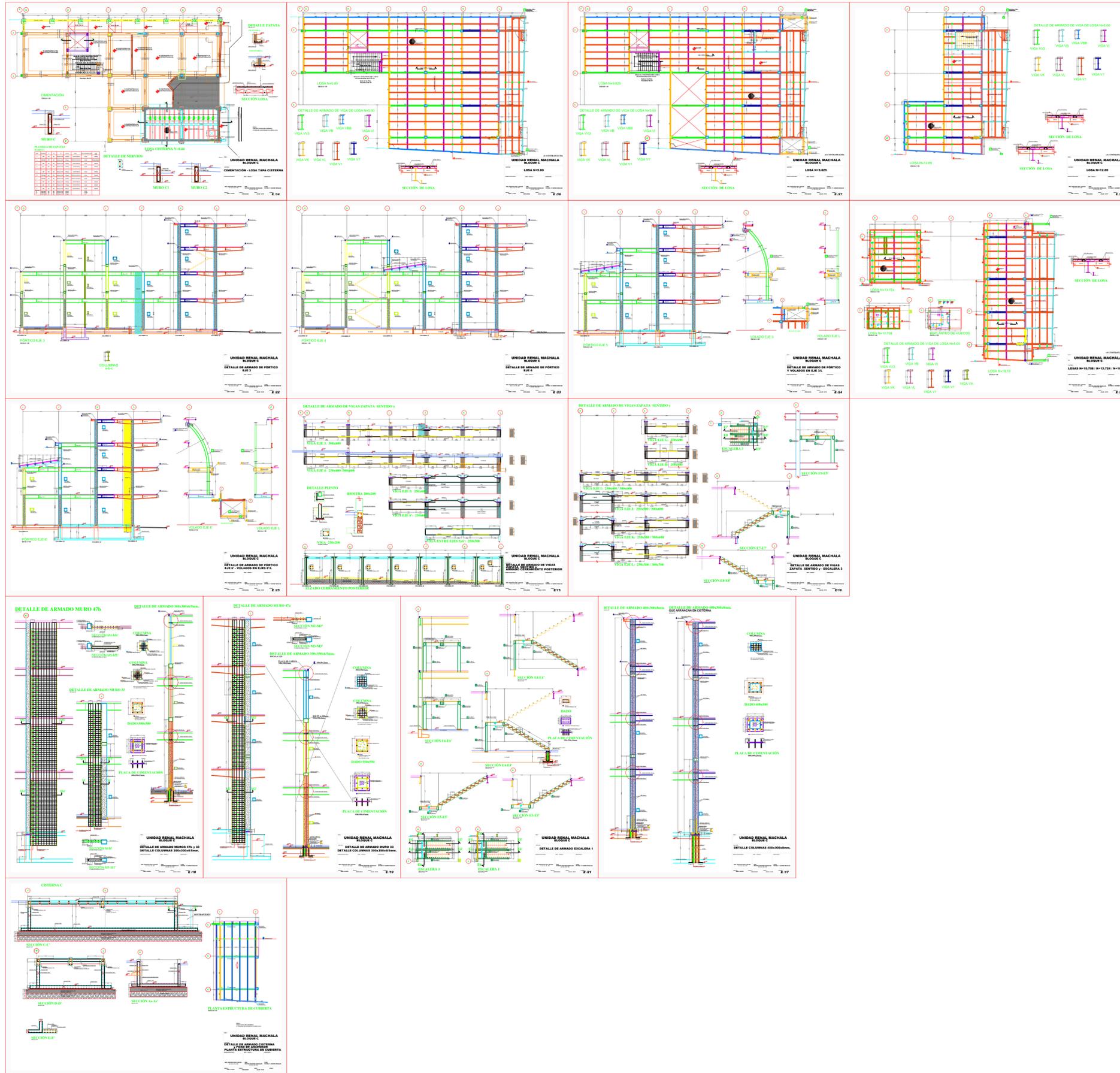
**FACHADA PRINCIPAL**

Proyecto:					
Unidad Renal Machala					
PROPIETARIO					
FATIMA POLLYANNA GOMEZ ROSALES C.I. 090673434-8					
PROYECTO ARQUITECTONICO	RESPONSABILIDAD TECNICA				
WISTON SANCHEZ GONZALEZ ARQUITECTO REG. PROF. 045 REG. MUNICIPAL 176-A	WISTON SANCHEZ GONZALEZ ARQUITECTO REG. PROF. 045 REG. MUNICIPAL 176-A				
CONTIENE : FACHADAS					
UBICACION: MACHALA PARROQUIA: MACHALA MANZANA: H-23 SOLAR: 07 CODIGO: 10123009007	<table border="1"> <tr> <td>ESCALA</td> <td>LAMINA :</td> </tr> <tr> <td>1: 75</td> <td>A - 7/7</td> </tr> </table>	ESCALA	LAMINA :	1: 75	A - 7/7
ESCALA	LAMINA :				
1: 75	A - 7/7				
MACHALA, ABRIL DEL 2018					

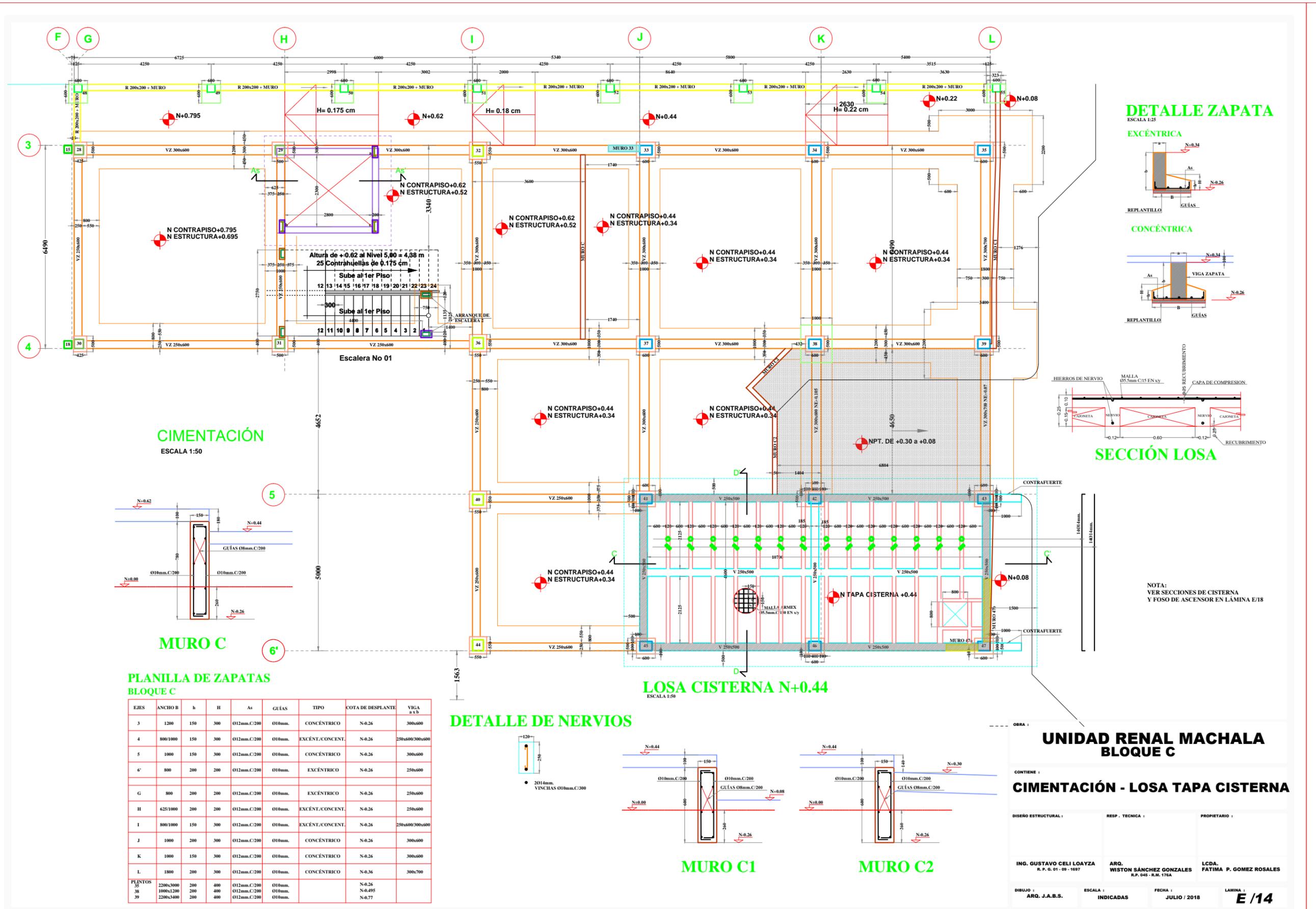
BLOQUE C

# ANEXO 2: PLANOS ESTRUCTURALES

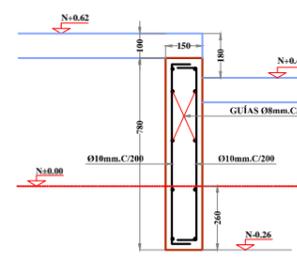
FORMATO A1 ESCALA 1:50



# ANEXO 3: CIMENTACIONES



**CIMENTACIÓN**  
ESCALA 1:50

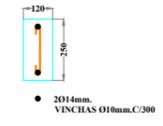


**MURO C**

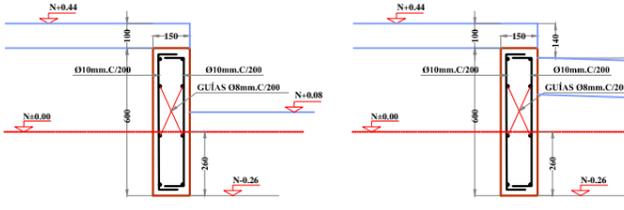
**PLANILLA DE ZAPATAS BLOQUE C**

EJES	ANCHO B	b	H	As	GUÍAS	TIPO	COTA DE DESPLANTE	VIGA a x b
3	1200	150	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	CONCÉNTRICO	N-0.26	300x600
4	800/1000	150	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	EXCÉNTR. CONCENT.	N-0.26	250x600/300x600
5	1000	150	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	CONCÉNTRICO	N-0.26	300x600
6'	800	200	200	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	EXCÉNTRICO	N-0.26	250x600
G	800	200	200	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	EXCÉNTRICO	N-0.26	250x600
H	625/1000	200	200	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	EXCÉNTR. CONCENT.	N-0.26	250x600
I	800/1000	150	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	EXCÉNTR. CONCENT.	N-0.26	250x600/300x600
J	1000	200	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	CONCÉNTRICO	N-0.26	300x600
K	1000	150	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	CONCÉNTRICO	N-0.26	300x600
L	1800	200	300	Ø12mm.C/200	Ø10mm.	CONCÉNTRICO	N-0.36	300x700
PLANTOS								
38	2200x3000	200	400	Ø12mm.C/200	Ø10mm.		N-0.26	
39	1000x1200	200	400	Ø12mm.C/200	Ø10mm.		N-0.495	
39	2200x3400	200	400	Ø12mm.C/200	Ø10mm.		N-0.77	

**DETALLE DE NERVIOS**



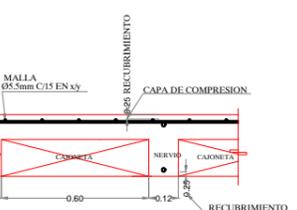
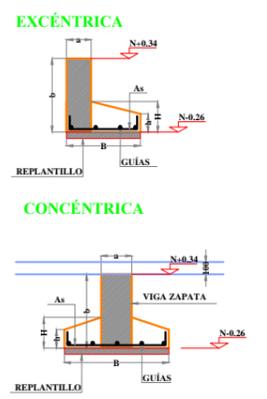
**LOSA CISTERNA N+0.44**  
ESCALA 1:50



**MURO C1**

**MURO C2**

**DETALLE ZAPATA**  
ESCALA 1:25



**SECCIÓN LOSA**

NOTA:  
VER SECCIONES DE CISTERNA  
Y FOSO DE ASCENSOR EN LÁMINA E/18

**UNIDAD RENAL MACHALA BLOQUE C**

**CIMENTACIÓN - LOSA TAPA CISTERNA**

CONTIENE:		
DISEÑO ESTRUCTURAL:	RESP. TÉCNICA:	PROPIETARIO:
ING. GUSTAVO CELI LOAYZA R.P. 01-09-1697	ARQ. WISTON SÁNCHEZ GONZALES R.P. 045-R.M. 176A	LCDA. FATIMA P. GOMEZ ROSALES
DIBUJO: ARQ. J.A.B.S.	ESCALA: INDICADAS	FECHA: JULIO / 2018
		LÁMINA: <b>E / 14</b>

# ANEXO 4: IRREGULARIDADES

## IRREGULARIDAD EN PLANTA

### IRREGULARIDAD TORSIONAL

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{tw}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
--	--

**Eje X**

$\Delta$	21.28	<i>Piso 4, dado por el programa</i>
$\Delta 1$	212	<i>Medido en Etabs</i>
$\Delta 2$	72.6	<i>Medido en Etabs</i>

$\Delta$	>	$\frac{1.2 * (\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$	NEC SE DS Pag. 50
21.28	>	170.76	

$\phi_{p1} = 1$

### Retrocesos Excesivos en las esquinas

<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{ps}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
---	--

B	19.866	
A	12.699	TERCER PISO ALTO
C	9.63	MEDIDO CON AUTOCAD
D	15.285	

A	>	0.15B	SI	NEC SE-DS Pag 50
C	>	0.15 D	SI	

$\phi_{p2} = 0.9$

### Discontinuidades en el sistema de pisos

<p><b>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{ps}=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
---	--

Existen irregularidades en Bloque C. A medida que aumenta la altura se reduce el área

$\phi_{p3} = 1$





**ANEXO 5: LISTA Y DETALLES DE SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS**

<b>NOMBRE</b>	<b>GRUPO</b>	<b>PIEZAS</b>
COL ABC	COLUMNA	6
300x300x6	COLUMNA	4
350x350x6	COLUMNA	4
400x300x8	COLUMNA	36
tubo 300x300x5	COLUMNA	4
tubo300x300x6	COLUMNA	2
tubo350x350x6	COLUMNA	4
tubo350x350x5	COLUMNA	2
COLCURVA300X200X3	COLUMNA	2
TUBO400x300x8	COLUMNA	6
VIGA ZANCA	COLUMNA	5
COLCURVA300X200X3	COLUMNILLA	8
VIGA ZANCA	COLUMNA/VIGA (ESCALERAS)	13
VV3	VIGA	30
VBB	VIGA	37
VI	VIGA	57
VK	VIGA	53
VL	VIGA	20
V1´	VIGA	16
VIGA V1	VIGA	16
VB	VIGA	43
VIGACAJON448X200X4	VIGA	4
VIGA V1 GIRADA	VIGA	16
300x150x3	VIGA	2
100x100x3	VIGA	27
VA	VIGA	3
VIGA ZANCA	VIGA	20
Peldaño	PELDAÑOS ESCALERA	62
150x100x3	NERVIOS	394

## ANEXO 6: COMBINACIONES DE CARGAS

- 0.9D + Sx : *noventa por ciento de la carga muerta más el sismo dinámico en el eje x*
- 0.9D + Sy : *noventa por ciento de la carga muerta más el sismo dinámico en el eje y*
- 0.9D - Sx : *noventa por ciento de la carga muerta menos el sismo dinámico en el eje x*
- 0.9D - Sy : *noventa por ciento de la carga muerta menos el sismo dinámico en el eje y*
- 1.2D+1.6L : *ciento veinte por ciento de la carga muerta más el ciento sesenta por ciento de la carga viva*
- 1.2D+Sx+L : *ciento veinte por ciento de la carga muerta más el sismo dinámico en dirección x, más la carga viva*
- 1.2D+Sy+L : *ciento veinte por ciento de la carga muerta, más el sismo dinámico en el eje y, más la carga viva*
- 1.2D-Sx+L : *ciento veinte por ciento de la carga muerta, menos el sismo dinámico en el eje x, más la carga viva*
- 1.2D-Sy+L : *ciento veinte por ciento de la carga muerta, menos el sismo en dirección y, más la carga viva*
- 1.4D : *ciento cuarenta por ciento de la carga muerta*
- D+L : *carga muerta, más carga viva*
- PP : *peso propio de los elementos estructurales modelados*
- PP+SC : *peso propio, más sobrecarga impuesta, tanto viva como muerta*
- ENVOLVENTE : *una combinación de combinaciones, para establecer el caso extremo.*

## ANEXO 7

<b>FACTORES DE DISEÑO SISMORRESISTEN PARA LA ESTRUCTURA CONSIDERADA</b>	
Factor de Zona Z	0.40
Factor de Importancia I	1.30
Tipo de perfil de suelo	D
Coefficiente de modificación de respuesta, R	5.00
Factor de Sobrerresistencia, $\Omega$	3.00
Factor de Amplificación de deflexiones, Cd	5.50
Factor de Redundancia $\rho$	1.30
Aceleración espectral amortiguada 5%, $S_{DS}$	5.00%
Periodo de Retorno de diseño (años)	475.00

<b>Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs</b>	
Coefficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto, Fa	1.20
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento, Fd	1.19
Comportamiento no lineal de los suelos, Fs	1.28

<b>COMPONENTES HORIZONTALES DE CARGA SÍSMICA</b>	
Razón entre aceleración espectral y PGA, $\eta$	1.80
Factor usado en espectro de diseño, r	1.00
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración de diseño, Tc	0.70
Periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamiento, T <sub>L</sub>	2.86
Periodo límite de vibración que representa el sismo de diseño, T <sub>0</sub>	0.13

### NOTAS

El valor de Z para la ciudad de Costa NEC SE DS Pág 94

El factor de importancia fue otorgado por docente

Suelo D: 360 m/s > V<sub>s</sub> < 180 m/s ; 50 > N > 15. Dado por docente

Factor dado por docente

$\Omega$  tomados de ASCE 7 pág 75. PEM de concreto y acero.

Cd tomados de ASCE 7 pág 75. PEM de concreto y acero.

$\rho$  tomado de ASCE 7 pág 84

S<sub>ds</sub> NEC SE DS Pág.9

NEC SE DS Pág. 41

\*Valores tomados de las tablas 3, 4, 5 respectivamente. NEC SE DS. Pág 31-32

NEC SE DS para la Costa, excepto Esmeraldas

NEC SE DS para todos los suelos excepto E

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

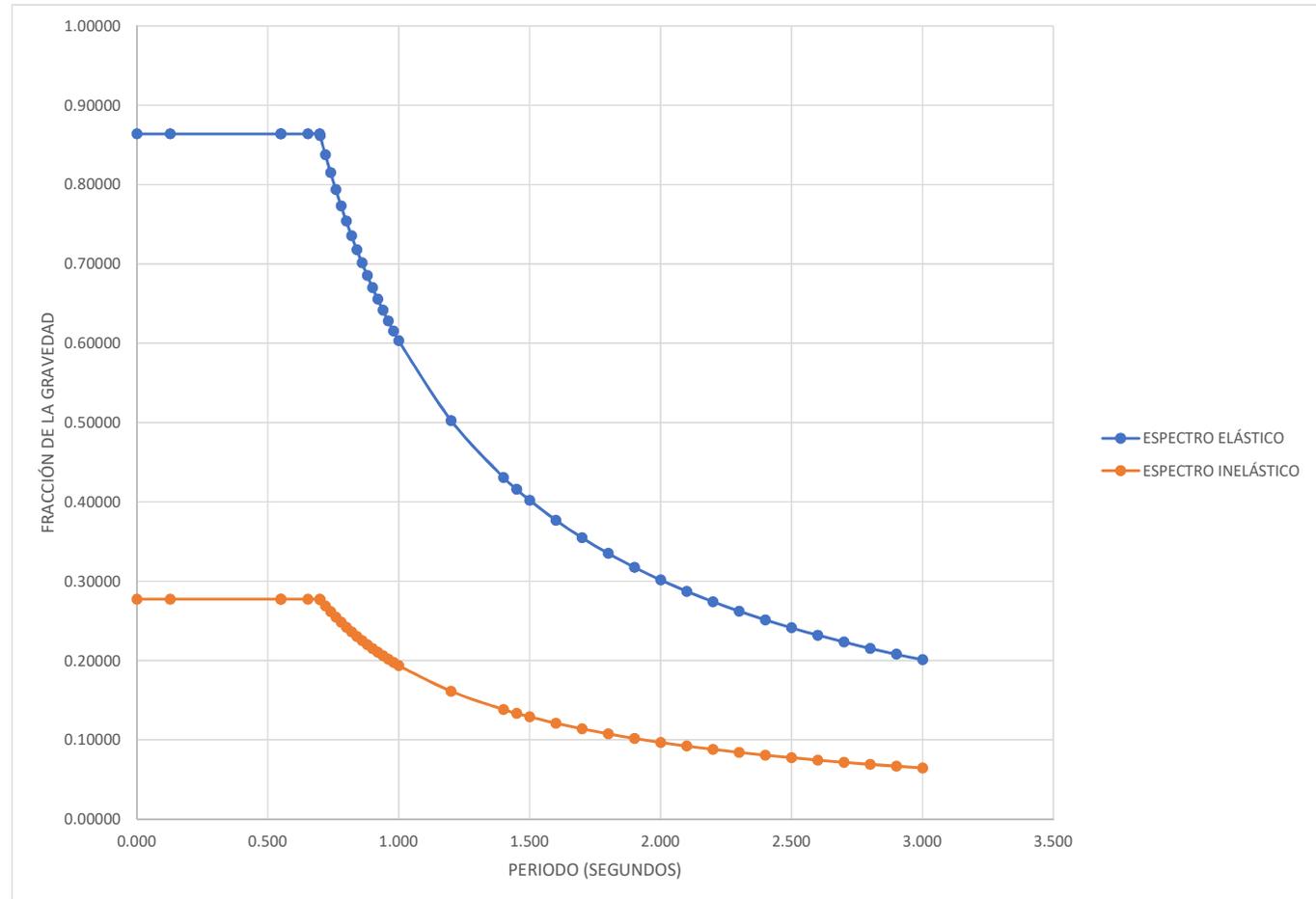
$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

TL tiene que ser menor a 4 segundos para suelos D

## ANEXO 8: ESPECTRO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

T	Sa(g)	Sa(g)
0.000	0.86400	0.27733
0.127	0.86400	0.27733
0.549	0.86400	0.27733
0.550	0.86400	0.27733
0.653	0.86400	0.27733
0.698	0.86400	0.27733
0.700	0.86170	0.27659
0.720	0.83776	0.26891
0.740	0.81512	0.26164
0.760	0.79367	0.25476
0.780	0.77332	0.24823
0.800	0.75398	0.24202
0.820	0.73559	0.23612
0.84	0.71808	0.23049
0.86	0.70138	0.22513
0.88	0.68544	0.22002
0.90	0.67021	0.21513
0.92	0.65564	0.21045
0.94	0.64169	0.20597
0.96	0.62832	0.20168
0.98	0.61550	0.19757
1.00	0.60319	0.19362
1.20	0.50266	0.16135
1.40	0.43085	0.13830
1.45	0.41599	0.13353
1.50	0.40212	0.12908
1.60	0.37699	0.12101
1.70	0.35482	0.11389
1.80	0.33510	0.10756
1.90	0.31747	0.10190
2.00	0.30159	0.09681
2.10	0.28723	0.09220
2.20	0.27418	0.08801
2.30	0.26226	0.08418
2.40	0.25133	0.08067
2.50	0.24127	0.07745
2.60	0.23200	0.07447
2.70	0.22340	0.07171
2.80	0.21542	0.06915
2.90	0.20800	0.06676
3.00	0.20106	0.06454



## ANEXO 9: PERIODOS DE VIBRACIÓN PARA MODELO CON MUROS Y SIN MUROS

### MODELO SIN MUROS

Cálculo de Periodo de Vibración. Método 1	
Coficiente que depende del tipo de edificio, Ct	0.07
Altura máxima de la edificación de n pisos, hn(m)	15.75
Exponente de la altura de edificación, α	0.80
Periodo de vibración, Ta (seg)	<b>0.65</b>
Periodo de vibración Etabs(seg)	<b>0.84</b>

Estructura de acero sin arriostramiento. NEC 2015. Pág 62

Altura de edificación en metros

Estructura de acero sin arriostramiento. NEC 2015. Pág 62

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Método 1 NEC 2015}$$

Cortante Basal de Diseño	
Espectro de diseño en aceleración, Sa(Ta)	0.86
Coficiente de configuración en planta, Φp	0.90
Coficiente de configuración en elevación, Φe	0.90
Carga sísmica reactiva, W (ton)	679.33
Cortante Basal de Diseño, V (ton)	188.40
Coficiente sísmico	0.277

De espectro elástico de aceleraciones

Tipo 2. NEC SE DS 2015. tabla 13

Tipo 2. NEC SE DS 2015. tabla 14

Carga muerta total del edificio. NEC SE DS 6.1.7 Valor tomado de ETABS

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \Phi_p \Phi_e} W \quad \text{Pág. 61 NEC SE DS}$$

### MODELO CON MUROS

Cálculo de Periodo de Vibración. Método 1	
Coficiente que depende del tipo de edificio, Ct	0.07
Altura máxima de la edificación de n pisos, hn(m)	15.75
Exponente de la altura de edificación, α	0.80
Periodo de vibración, Ta (seg)	<b>0.65</b>
Periodo de vibración de Etabs(seg)	<b>0.57</b>

Estructura de acero sin arriostramiento. NEC 2015. Pág 62

Altura de edificación en metros

Estructura de acero sin arriostramiento. NEC 2015. Pág 62

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Método 1 NEC 2015}$$

Cortante Basal de Diseño	
Espectro de diseño en aceleración, Sa(Ta)	0.86
Coficiente de configuración en planta, Φp	0.90
Coficiente de configuración en elevación, Φe	0.90
Carga sísmica reactiva, W (ton)	709.49
Cortante Basal de Diseño, V (ton)	196.76
Coficiente sísmico	0.277

De espectro elástico de aceleraciones

Tipo 2. NEC SE DS 2015. tabla 13

Tipo 2. NEC SE DS 2015. tabla 14

Carga muerta total del edificio. NEC SE DS 6.1.7 Valor tomado de ETABS

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \Phi_p \Phi_e} W \quad \text{Pág. 61 NEC SE DS}$$

## ANEXO 10. MODOS Y PARTICIPACIÓN DE MASAS

### Modelo sin muros

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.84	0.00	0.87	0.00	0.87	0.16	0.00	0.01
Modal	2	0.68	0.87	0.00	0.87	0.87	0.00	0.17	0.00
Modal	3	0.35	0.00	0.04	0.87	0.91	0.27	0.00	0.20
Modal	4	0.29	0.00	0.03	0.87	0.94	0.23	0.00	0.00
Modal	5	0.27	0.02	0.01	0.89	0.95	0.08	0.15	0.02
Modal	6	0.27	0.01	0.02	0.91	0.97	0.17	0.10	0.00
Modal	7	0.25	0.05	0.00	0.96	0.97	0.01	0.39	0.00
Modal	8	0.24	0.01	0.00	0.97	0.97	0.02	0.08	0.00
Modal	9	0.20	0.00	0.00	0.97	0.97	0.00	0.00	0.65
Modal	10	0.17	0.00	0.02	0.97	1.00	0.05	0.00	0.02
Modal	11	0.14	0.03	0.00	1.00	1.00	0.00	0.08	0.01
Modal	12	0.12	0.00	0.00	1.00	1.00	0.01	0.00	0.05

*Datos obtenidos con Etabs*

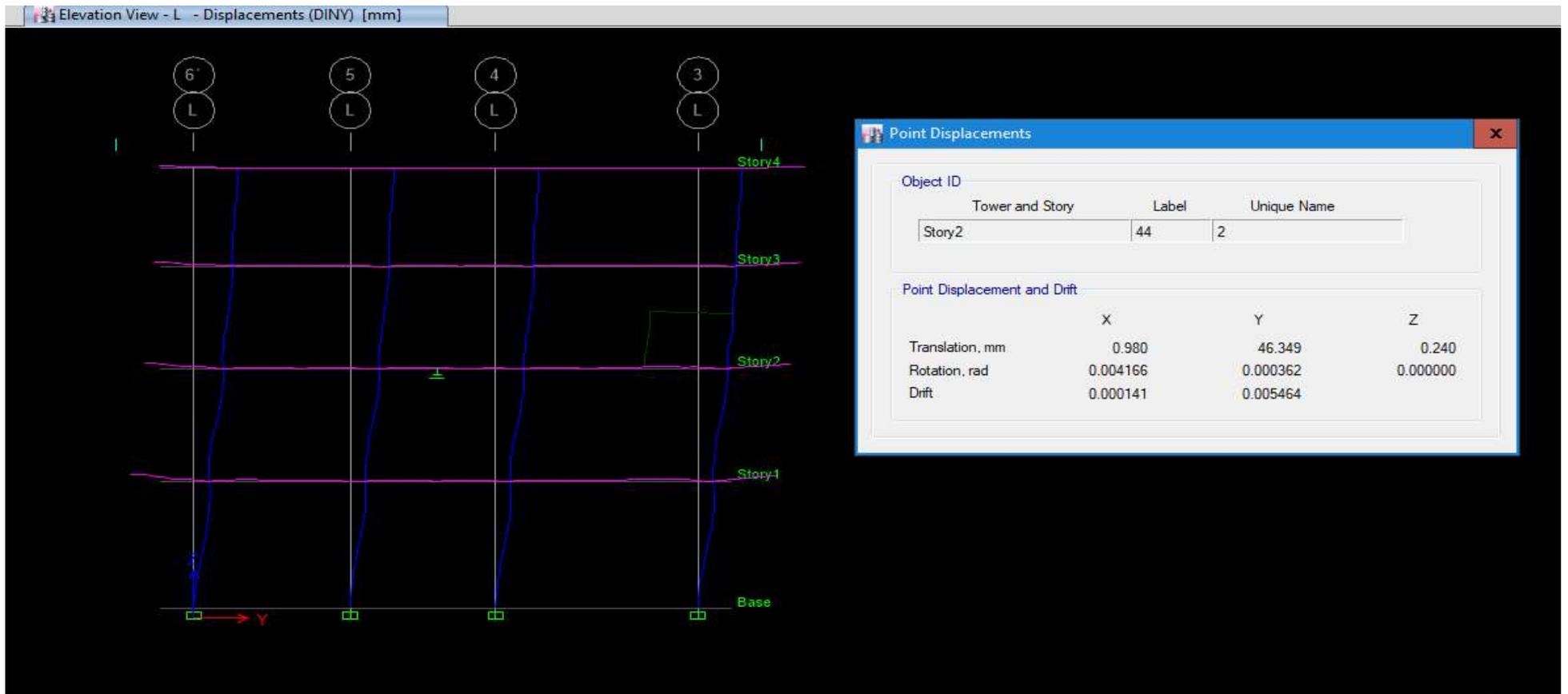
### Modelo con muros

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.57	0.60	0.18	0.60	0.18	0.07	0.22	0.00
Modal	2	0.50	0.18	0.58	0.78	0.76	0.24	0.07	0.02
Modal	3	0.28	0.01	0.00	0.79	0.76	0.00	0.04	0.02
Modal	4	0.27	0.00	0.00	0.79	0.76	0.01	0.00	0.09
Modal	5	0.25	0.00	0.00	0.79	0.76	0.00	0.00	0.01
Modal	6	0.24	0.00	0.00	0.79	0.76	0.00	0.00	0.00
Modal	7	0.19	0.09	0.05	0.88	0.81	0.16	0.32	0.02
Modal	8	0.15	0.05	0.13	0.92	0.94	0.37	0.15	0.38
Modal	9	0.12	0.00	0.01	0.92	0.95	0.02	0.00	0.08
Modal	10	0.11	0.00	0.00	0.92	0.95	0.00	0.00	0.00
Modal	11	0.10	0.00	0.00	0.93	0.95	0.00	0.00	0.00
Modal	12	0.10	0.01	0.00	0.93	0.95	0.00	0.01	0.04

*Datos obtenidos con Etabs*

## ANEXO 11: DERIVA DE PISO (MODELO SIN MUROS)

DERIVAS DE PISO (DIAFRAGMAS)											
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	Deriva Inelástica	ESTADO
							m	m	m		
Story1	DINY Max	Diaph D1 Y	0.005394	0.0054	1.005	391	6.725	13.392	4.9	0.02	NO
Story2	DINY Max	Diaph D2 Y	0.005472	0.0054	1.006	207	33.1675	14.632	8.925	0.02	NO
Story3	DINY Max	Diaph D3 X	0.001094	0.0007	1.673	97	29.265	18.16	12.59	0.00	OK
Story3	DINY Max	Diaph D3 Y	0.004194	0.0039	1.083	100	29.265	-2.509	12.59	0.02	OK
Story4	DINY Max	Diaph D4 X	0.000859	0.0005	1.662	44	29.265	16.142	16.09	0.00	OK
Story4	DINY Max	Diaph D4 Y	0.002355	0.0022	1.062	37	29.265	0	16.09	0.01	OK



## ANEXO 12: DERIVAS DE PISO (MODELO CON MUROS)

DERIVAS DE PISO (DIAFRAGMAS)											
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	Deriva Inelástica	ESTADO
							m	m	m		
Story1	DINX	Diaph D1	0.002	0.002	1.01	52	28.06	0.00	4.90	0.01	OK
Story1	DINX	Diaph D1	0.001	0.001	1.08	391	6.73	13.39	4.90	0.00	OK
Story2	DINX	Diaph D2	0.003	0.003	1.00	65	0.00	18.16	8.93	0.01	OK
Story2	DINX	Diaph D2	0.001	0.001	1.06	207	33.17	14.63	8.93	0.01	OK
Story3	DINX	Diaph D3	0.003	0.003	1.02	97	29.27	18.16	12.59	0.01	OK
Story3	DINX	Diaph D3	0.001	0.001	1.01	33	18.07	0.00	12.59	0.01	OK
Story4	DINX	Diaph D4	0.002	0.002	1.01	52	28.06	0.00	16.09	0.01	OK
Story4	DINX	Diaph D4	0.001	0.001	1.01	389	29.27	2.20	16.09	0.00	OK

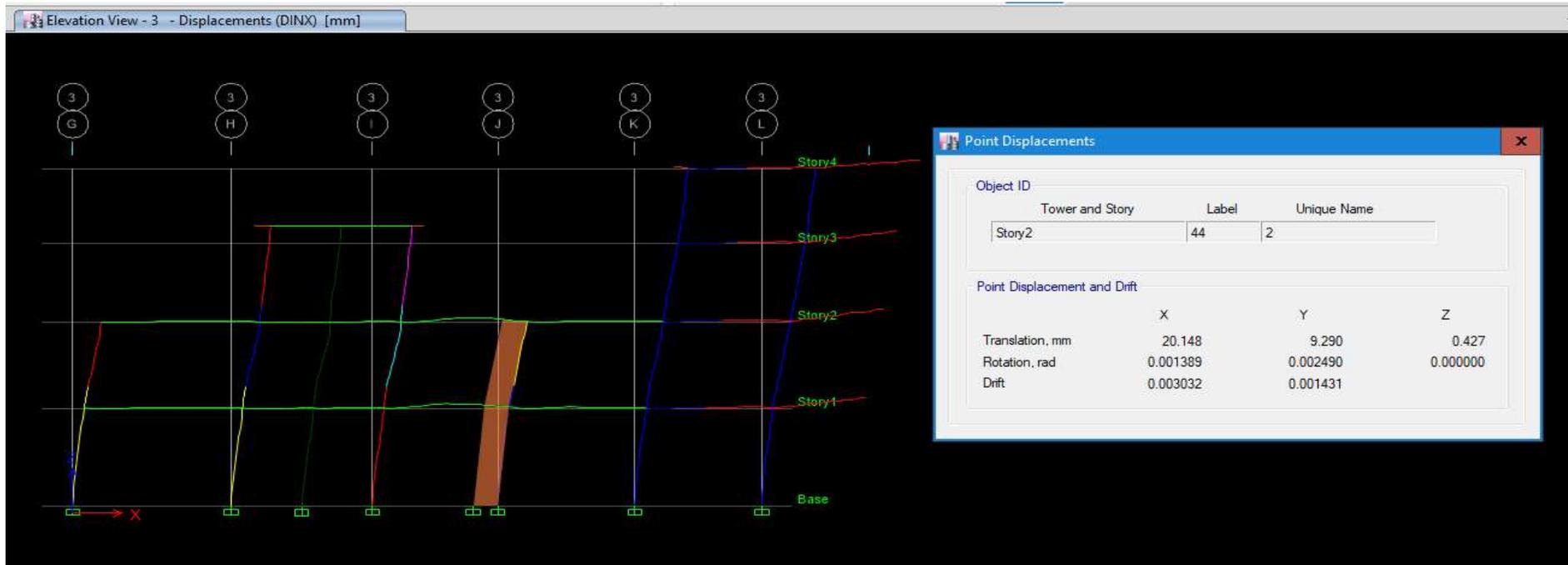


Gráfico obtenido de Etabs

## ANEXO 13.A: COLUMNA COMPUESTA 300x300x6 mm

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	300	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	300	mm	Ancho del ala de la sección
tf	6	mm	Espesor del ala de la sección
A	15957.7	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	1418957.7	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje x</i>
Zy	1418957.7	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje y</i>
Ix	163219943	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	163219946	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	101.1	mm	Radio de giro para el eje x
ry	101.1	mm	Radio de giro para el eje y
h	288	mm	Altura del alma de la sección
h/tw	48	mm	
bf/2tf	25	mm	
L	5560	mm	Longitud de la columna
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
47	26.97	33.7080
<b>RESULT</b>		<b>ESBELTA</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
47	58.27	61.1331
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
47	33.98	54.41
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
47	14.92	27.0889
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

### ANEXO 13.B: COLUMNA COMPUESTA 350x350x6 mm

#### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	350	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	350	mm	Ancho del ala de la sección
tf	6	mm	Espesor del ala de la sección
A	20516.9	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	2101181.1	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje x</i>
Zy	2101181.1	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje y</i>
Ix	279608074.6	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	279608074.6	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	116.7	mm	Radio de giro para el eje x
Sx	9117000	mm <sup>3</sup>	
h	338	mm	Altura del alma de la sección
h/tw	56.33333333	mm	
bf/2tf	29.16666667	mm	
L	5560	mm	Longitud de la columna
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
55.33333	26.97	33.7080
<b>RESULT</b>		<b>ESBELTA</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
55.33333	58.27	65.7534
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
55.33333	33.98	54.41
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
55.33333	14.92	27.0889
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

### ANEXO 13.C: COLUMNA COMPUESTA 400x300x8 mm

#### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	Esfuerzo mínimo a fluencia del acero
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	Resistencia mínima a tensión especificada del acero.
d	400	mm	Peralte de la sección
tw	8	mm	Espesor del alma de la sección
bf	300	mm	Ancho del ala de la sección
tf	8	mm	Espesor del ala de la sección
A	22648.1	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	2654222.2	mm <sup>3</sup>	Módulo de sección plástica eje x
Zy	2654222.2	mm <sup>3</sup>	Módulo de sección plástica eje y
Ix	403740443.5	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	245665752.6	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	133.5	mm	Radio de giro para el eje x
Sx	9117000	mm <sup>3</sup>	
h	384	mm	Altura del alma de la sección
h/tw	48	mm	
bf/2tf	18.75	mm	
L	5560	mm	Longitud de la columna
Ry	1.1		Factor de esfuerzo de fluencia probable
Φ	0.9		Factor LRFD

#### RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ

##### ALAS O PATINES

$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
34.5	26.97	33.7080

**RESULT**      **ESBELTA**

\*No hay dato de radio se uso 2r=t

##### ALMA

$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
47	58.27	70.3003

\*No hay dato de radio se uso 2r=t

\*No hay dato de radio se uso 2r=t

#### RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD

##### ALAS O PATINES

$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
34.5	33.98	54.41

**RESULT**      **NO HDM**      **MDM**

\*No hay dato de radio se uso 2r=t

##### ALMA

$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
47	14.92	27.0889

\*No hay dato de radio se uso 2r=t

\*No hay dato de radio se uso 2r=t

### ANEXO 13.D: 300x300x5 mm

#### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

##### Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	300	mm	Peralte de la sección
tw	5	mm	Espesor del alma de la sección
bf	300	mm	Ancho del ala de la sección
tf	5	mm	Espesor del ala de la sección
A	5900	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	652750	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje x</i>
Zy	652750	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje y</i>
Ix	85599166.7	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	85599166.7	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	120.5	mm	Radio de giro para el eje x
ry	120.5	mm	Radio de giro para el eje y
Sx	9117000	mm <sup>3</sup>	
h	290	mm	Altura del alma de la sección
h/tw	58	mm	
bf/2tf	30	mm	
L	3025	mm	Longitud de la columna
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
57	26.97	33.7080
<b>RESULT</b>	<b>ESBELTA</b>	
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
57	58.27	65.2734
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
57	33.98	54.41
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
57	14.92	27.0889
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

### ANEXO 13.E: 350x350x5 mm

#### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

##### Propiedades de la columna en análisis

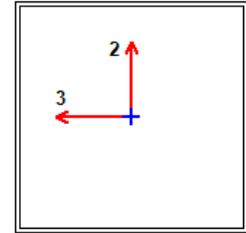
Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	350	mm	Peralte de la sección
tw	5	mm	Espesor del alma de la sección
bf	350	mm	Ancho del ala de la sección
tf	5	mm	Espesor del ala de la sección
A	6900	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	3450.2	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje x</i>
Zy	3450.2	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje y</i>
Ix	136907500	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	136907500	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	140.9	mm	Radio de giro para el eje x
ry	140.9	mm	Radio de giro para el eje y
Sx	9117000	mm <sup>3</sup>	
h	340	mm	Altura del alma de la sección
h/tw	68	mm	
bf/2tf	35	mm	
L	3724	mm	Longitud de la columna
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
67	26.97	33.7080
<b>RESULT</b>	<b>ESBELTA</b>	
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
67	58.27	1135.4456
<b>RESULT</b>	<b>NO COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
67	33.98	54.41
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
67	14.92	27.0889
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
*No hay dato de radio se uso 2r=t		
*No hay dato de radio se uso 2r=t		

# ANEXO 14: ANÁLISIS DE COLUMNA COMPUESTA 300x300x6 mm

## ETABS 2016 Composite Column Design



### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Section	Classification
Story2	C7	63	0	ENVOLVENTE	300x300x6	Compact

### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
5560.0	0.544	0.95

### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$
0.268	0.51

### Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.75	0.9	0.75	0.9	1	1

### Design Properties of Steel Section

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )
7056	152473104	101691072	101691072	3525.9	3525.9

### Material Properties

E <sub>s</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	f' <sub>c</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )
20389.02	2.1	35.15

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
1.101 =	0.717 + 0.22 + 0.163

### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	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	-66.3614	6.842	-5.055	3.081	-2.0503	-0.0324

# ANEXO 14: ANÁLISIS DE COLUMNA COMPUESTA 300x300x6 mm

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	2.256	1	1	1	1	1
Minor Bending	2.256	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
1	0	1.7

**Axial Force and Capacities**

P <sub>u</sub> Force (tonf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (tonf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (tonf)
66.3614	92.5026	223.2387

**Moments and Capacities**

	M <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	φM <sub>n</sub> Capacity (tonf-m)	φM <sub>n</sub> (No LTB) (tonf-m)
Major Bending	6.842	27.5976	27.5976
Minor Bending	5.055	27.5976	

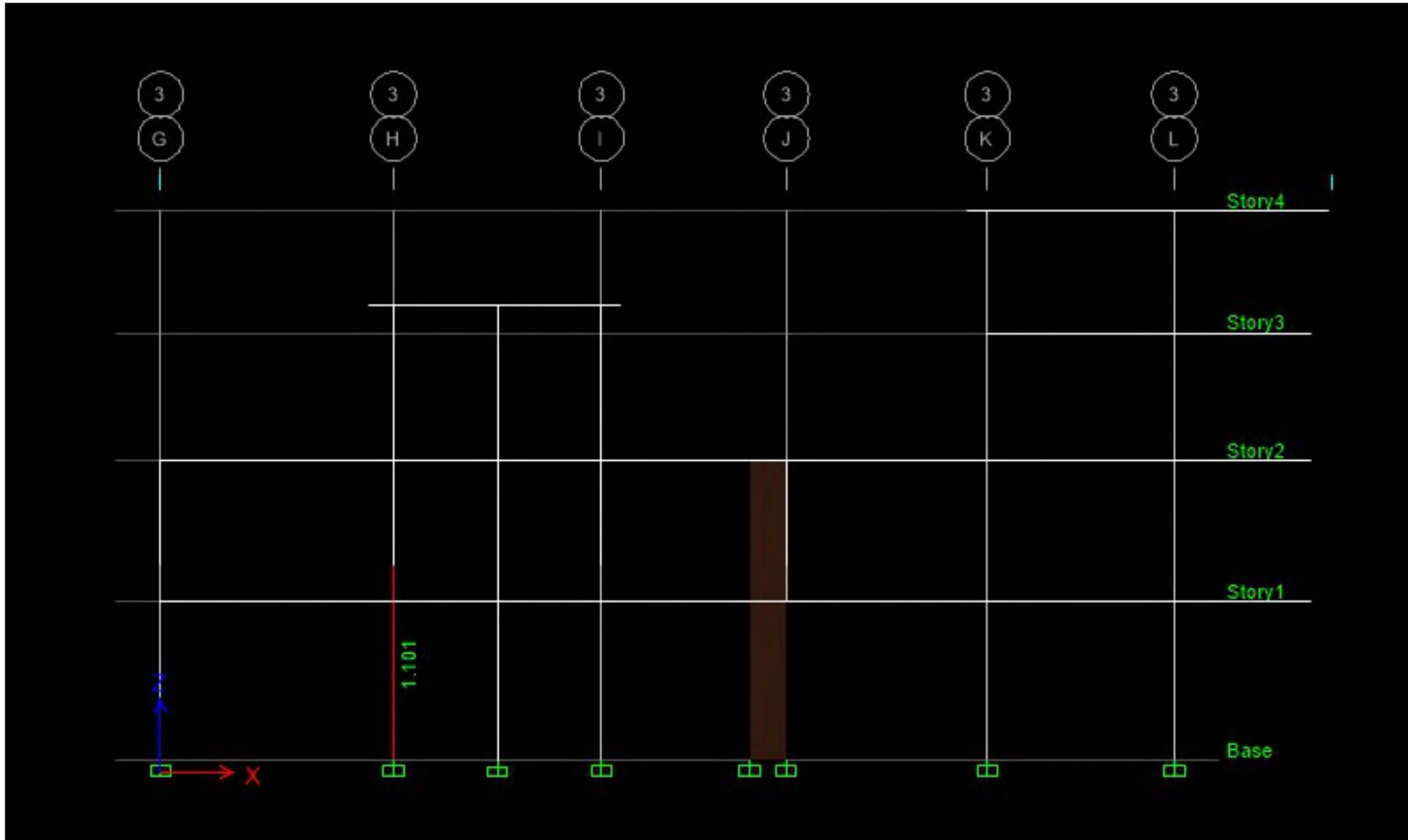
**Torsion Moment and Capacities**

T <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	T <sub>n</sub> Capacity (tonf-m)	φT <sub>n</sub> Capacity (tonf-m)
-0.0324	21.8598	19.6738

**Shear Design**

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	φV <sub>n</sub> Capacity (tonf)
Major Shear	3.081	64.2381
Minor Shear	2.0503	64.2381

ANEXO 14 B: EJE 3. CON ROJO COLUMNA COMPUESTA 300X300X6



# ANEXO 15: ANÁLISIS DE COLUMNA HUECA 300x300x5 mm

## Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	C21	39	2509	ENVOLVENTE	Moment Resisting Frame	tubo 300x300x5	Slender

## Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.9	0.9	0.85	0.9

## Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )
5900	85599166.7	120.5	570661.1	2944.6	652750

J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (mm)	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )
128361875	85599166.7	120.5	570661.1	2944.7	652750	

## Material Properties

E (kgf/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389.02	35.15	90

## Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
1.35	0.058 +	1.02 +	0.271

## Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo ENVOLVENTE)

Location (mm)	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)
2509	-12.0966	10.9399	-3.2827	-6.0787	1.8492

## Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	2.667	1.298	1	1.048	1	1
Minor Bending	2.667	1.223	1	1.048	1	

## Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (tonf)	$\phi P_{nt}$ Capacity (tonf)
12.0966	103.5095	186.665

## Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	$\phi M_n$ Capacity (tonf-m)
Major Bending	10.9399	10.7211
Minor Bending	3.2827	12.0966

## Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi V_n$ Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	6.0787	52.7937	0.115
Minor Shear	1.8492	52.7924	0.035

## ANEXO 16 A: VIGA 1 (V1)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	624	mm	Peralte de la sección
tw	8	mm	Espesor del alma de la sección
bf	180	mm	Ancho del ala de la sección
tf	12	mm	Espesor del ala de la sección
A	9120	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	2041920	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje x</i>
Zy	204000	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje y</i>
Ix	548559360	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	11689600	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	245.3	mm	Radio de giro para el eje x
ry	35.8	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$
7.5	9.15	24.0772
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
<b>ALMA</b>		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$
75	90.53	93.4259
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{Ca} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$	$\lambda_{Ca} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$
7.5	7.35	9.18
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>
<b>ALMA</b>		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{Ca} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$	$\lambda_{Ca} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$
75	59.00	90.9085
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 B: VIGA A (VA)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

#### Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	250	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	400	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	316	mm	Peralte de la sección
tw	8	mm	Espesor del alma de la sección
bf	120	mm	Ancho del ala de la sección
tf	8	mm	Espesor del ala de la sección
A	4320	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	475680	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje x</i>
Zy	62400	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje y</i>
Ix	63544960	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	2316800	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	121.3	mm	Radio de giro para el eje x
L	5560	mm	Longitud de la columna
Ry	1.3		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
7.5	10.75	28.2843
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
37.5	106.35	65.8807

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
7.5	7.94	9.92
<b>RESULT</b>	<b>HDM</b>	<b>MDM</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
37.5	63.75	98.2355

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 C: VIGA B (VB)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

#### Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	250	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	400	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	412	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	120	mm	Ancho del ala de la sección
tf	6	mm	Espesor del ala de la sección
A	3040	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	452320	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje x</i>
Zy	44800	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje y</i>
Ix	80678613.3	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	1730133.3	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	162.9	mm	Radio de giro para el eje x
ry	23.9	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.3		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
10	10.75	28.2843
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
66.67	106.35	76.1257
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{Ca} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{Ca} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
10	7.94	9.92
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>NO MDM</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{Ca} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{Ca} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
66.67	63.75	98.2355
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 D: VIGA BB (VBB)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

#### Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	250	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	400	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	312	mm	Peralte de la sección
tw	4	mm	Espesor del alma de la sección
bf	100	mm	Ancho del ala de la sección
tf	6	mm	Espesor del ala de la sección
A	2400	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	273600	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje x</i>
Zy	31200	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje y</i>
Ix	37094400	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	1001600	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	124.3	mm	Radio de giro para el eje x
ry	20.4	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.3		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LFRD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$
8.333333	10.75	28.2843
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$
75.00	106.35	66.3699
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>ESBELTA</b>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$	$\lambda_{\square} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$
8.333333	7.94	9.92
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$	$\lambda_{\square} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{RyFy}}$
75.00	63.75	98.2355
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 E: VIGA I (VI)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	250	Mpa	Esfuerzo mínimo a fluencia del acero
Fu	400	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	Resistencia mínima a tensión especificada del acero.
d	416	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	120	mm	Ancho del ala de la sección
tf	8	mm	Espesor del ala de la sección
A	4320	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	631680	mm <sup>3</sup>	Módulo de sección plástica eje x
Zy	61200	mm <sup>3</sup>	Módulo de sección plástica eje y
Ix	111912960	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	2311200	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	161	mm	Radio de giro para el eje x
ry	23.1	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.3		Factor de esfuerzo de fluencia probable
Φ	0.9		Factor LRFD

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
7.5	10.75	28.2843
RESULT	COMPACTA	NO ESBELTA
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
66.67	106.35	75.8694
RESULT	COMPACTA	NO ESBELTA

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
7.5	7.94	9.92
RESULT	HDM	MDM
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
66.67	63.75	98.2355
RESULT	NO HDM	MDM

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 F: VIGA K (VK)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

#### Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	466	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	140	mm	Ancho del ala de la sección
tf	8	mm	Espesor del ala de la sección
A	4940	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	816710	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje x</i>
Zy	82450	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plastica eje y</i>
Ix	163042286.7	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	3666766.7	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	181.7	mm	Radio de giro para el eje x
ry	27.2	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
8.75	9.15	24.0772
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
75.00	90.53	80.5362
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
8.75	7.35	9.18
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
75.00	59.00	90.9085
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 G: VIGA L (VL)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	470	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	180	mm	Ancho del ala de la sección
tf	10	mm	Espesor del ala de la sección
A	6300	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	1131750	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje x</i>
Zy	166050	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje y</i>
Ix	236032500	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	9728100	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	193.6	mm	Radio de giro para el eje x
ry	39.3	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.1		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
9	9.15	24.0772
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
75.00	90.53	82.3162
<b>RESULT</b>	<b>COMPACTA</b>	<b>NO ESBELTA</b>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
9	7.35	9.18
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
75.00	59.00	90.9085
<b>RESULT</b>	<b>NO HDM</b>	<b>MDM</b>

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 H: VIGA V3 (VV3)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

#### Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	345	Mpa	Esfuerzo mínimo a fluencia del acero
Fu	448.16	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	Resistencia mínima a tensión especificada del acero.
d	516	mm	Peralte de la sección
tw	6	mm	Espesor del alma de la sección
bf	140	mm	Ancho del ala de la sección
tf	8	mm	Espesor del ala de la sección
A	5240	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	943960	mm <sup>3</sup>	Módulo de sección plástica eje x
Zy	82900	mm <sup>3</sup>	Módulo de sección plástica eje y
Ix	207027786.7	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	3667666.7	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	198.8	mm	Radio de giro para el eje x
ry	26.5	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.1		Factor de esfuerzo de fluencia probable
Φ	0.9		Factor LFRD

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
8.75	9.15	24.0772
RESULT	COMPACTA	NO ESBELTA
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
83.33	90.53	84.4136
RESULT	COMPACTA	NO ESBELTA

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{Ca} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{Ca} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
8.75	7.35	9.18
RESULT	NO HDM	MDM
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{Ca} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{Ca} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
83.33	59.00	90.9085
RESULT	NO HDM	MDM

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

## ANEXO 16 I: VIGA ZANCA (ESCALERA)

### PROPIEDADES DEL MATERIAL Y SECCIÓN DE PERFIL UTILIZADO EN COLUMNA

Propiedades de la columna en análisis

Dimensión	Valor	Unidad	Detalle
Fy	250	Mpa	<i>Esfuerzo mínimo a fluencia del acero</i>
Fu	400	Mpa	Esfuerzo mínimo a tracción
E	200000	MPa	<i>Resistencia mínima a tensión especificada del acero.</i>
d	250	mm	Peralte de la sección
tw	4	mm	Espesor del alma de la sección
bf	120	mm	Ancho del ala de la sección
tf	4	mm	Espesor del ala de la sección
A	2896	mm <sup>2</sup>	Área de la sección
Zx	235208	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje x</i>
Zy	141088	mm <sup>3</sup>	<i>Módulo de sección plástica eje y</i>
Ix	23973445.3	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje x
Iy	7667285.3	mm <sup>4</sup>	Momento de inercia para el eje y
rx	91	mm	Radio de giro para el eje x
ry	51.5	mm	Radio de giro para el eje y
Ry	1.3		<i>Factor de esfuerzo de fluencia probable</i>
Φ	0.9		<i>Factor LRFD</i>

RAZÓN ANCHO ESPESOR-COMPACIDAD-ESBELTEZ		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
27	31.68	39.5980
<b>RESULT</b>	COMPACTA	NO ESBELTA
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
59.5	68.45	57.5459
<b>RESULT</b>	COMPACTA	ESBELTA

RAZÓN ANCHO ESPESOR-DUCTILIDAD		
ALAS O PATINES		
$\lambda = \frac{be}{t}$	$\lambda_{\square} = 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
27	16.12	29.27
<b>RESULT</b>	NO HDM	MDM
ALMA		
$\lambda = \frac{he}{t}$	$\lambda_{\square} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\lambda_{\square} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$
59.5	63.75	98.2355
<b>RESULT</b>	HDM	MDM

\*Ca=0 No se considera fuerza axial

# ANEXO 17: REVISIÓN DE VIGA VV3

## AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)

### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B27	279	6725	1.2D-SDINX+L	Moment Resisting Frame	VV3	Compact

### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.9	0.9	0.85	0.9

### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )
5240	207027786.7	198.8	802433.3	2141.1	943960

J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (mm)	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )
84362.7	3667666.7	26.5	52395.2	3023.1	82900	2.36E+11

### Material Properties

E (kgf/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389.02	35.15	NA

### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
1.183	0 +	1.183 +	0

### Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo 1.2D-SDINX+L)

Location (mm)	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)
6725	0	-21.2373	0	17.0702	0

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	2.634	1	1	1	1	1.076
Minor Bending	0.49	1	1	1	1	

### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (tonf)	$\phi P_{nt}$ Capacity (tonf)
0	53.7537	165.7838

### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	$\phi M_n$ Capacity (tonf-m)
Major Bending	21.2373	17.9481
Minor Bending	0	2.4865

### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi V_n$ Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	17.0702	34.3408	0.497
Minor Shear	0	38.3861	0

# ANEXO 18: REVISIÓN DE NERVIOS

## AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)

### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B180	309	1741.7	ENVOLVENTE	Moment Resisting Frame	150x100x3	Slender

### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.9	0.9	0.85	0.9

### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )
1464	4734792	56.9	63130.6	598.7	75204

J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (mm)	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )
4999649.5	2532992	41.6	50659.8	870.7	56904	

### Material Properties

E (kgf/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389.02	25.31	NA

### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.986	0.001 +	0.985 +	2.955E-05

### Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo ENVOLVENTE)

Location (mm)	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)
1741.7	-0.0128	1.6851	-1.847E-05	0.3224	3.187E-05

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1.903	1	1	1.001	1	

### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (tonf)	$\phi P_{nt}$ Capacity (tonf)
0.0128	11.9596	33.3491

### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (tonf-m)	$\phi M_n$ Capacity (tonf-m)
Major Bending	1.6851	1.7103
Minor Bending	1.847E-05	0.6251

### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi V_n$ Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0.3224	11.239	0.029
Minor Shear	3.187E-05	7.7283	0

## ANEXO 18.B: PISO 1. CON ROJO MIEMBROS QUE NO PASARON EL ANÁLISIS

