

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN ATRIO ESCOLAR TIPO NAVE  
INDUSTRIAL**

**Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título  
profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR**

Jorge Enrique Melgar Romero

**ASESOR:**

Ing. Luis Enrique Yeckle Montalvo

Lima, febrero, 2022

## RESUMEN

El presente trabajo de suficiencia profesional detalla los criterios y procedimientos empleados para el análisis y diseño estructural de la edificación denominada: ATRIO ESCOLAR. Estructura compuesta por un sistema de pórticos ordinarios resistentes a momento en dirección "X" y de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados en dirección "Y". El pórtico principal posee una luz de 18.35 metros a ejes de columnas, está espaciado a cada 4.50 metros y tiene una altura de 10.25 metros. Dicho pórtico principal está conformado por una viga de alma llena fabricada de sección W variable y rolada, y por una columna de alma llena fabricada de sección W también variable. El pórtico secundario está conformado por vigas de alma llena laminadas y por la columna ya descrita; adicionalmente, en esta dirección, se cuenta con paños arriostrados con redondos lisos. La estructura del techo se compone de viguetas de sección Z conformadas en frío arriostradas en sus tercios.

Se realizó un análisis dinámico modal espectral de la edificación empleando el software SAP2000 siguiendo los parámetros y especificaciones dadas en la Norma Sismorresistente E.030 – 2018. Dicho análisis computacional permitió acceder a información como: periodos y modos de vibración de la estructura; cortante basal y fuerzas internas en elementos estructurales; y desplazamientos laterales.

El diseño estructural de los elementos y conexiones se llevó a cabo empleando la normativa del American Institute of Steel Construction (AISC) 360 – 16, siguiendo las provisiones sísmicas para edificios de acero establecidas por el American National Standards Institute (ANSI) 341 – 16 para sistemas OMF y OCBF. El método de diseño empleado fue el de la longitud efectiva.

La cimentación fue analizada y diseñada en el software SAFE. El procedimiento de análisis utilizado fue el del método elástico empleando el modelo de la solución de Winkler. Las combinaciones para la verificación de esfuerzos admisibles en el terreno fueron las descritas en el ASCE – 16. Las cargas fueron importadas al SAFE desde el modelo realizado en SAP2000, el sismo fue trasladado por medio del método de la fuerza equivalente como un sismo estático para cada dirección. El diseño estructural de la cimentación se realizó siguiendo las especificaciones dadas en la Norma E.060 vigente.

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a Dios, a mi familia y a mi novia por todo el apoyo que me brindaron. Hago un agradecimiento especial al Ing. Javier Vargas Perochena por su gran contribución a mi desarrollo profesional en proyectos de acero estructural. Gracias Pamela Pretell por tu ayuda en hacer esto posible.

**Jorge Enrique Melgar Romero**



# TABLA DE CONTENIDOS

<b>1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA</b> .....	<b>1</b>
1.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	3
1.2 CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	4
<b>2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL</b> .....	<b>11</b>
2.1 PARÁMETROS SÍSMICOS.....	11
2.2 ESTIMACIÓN DEL PESO SÍSMICO.....	12
2.3 ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES.....	12
2.4 MODOS DE VIBRACIÓN, CORTANTE DINÁMICA Y ESTÁTICA.....	14
2.5 DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS.....	16
2.6 JUNTA SÍSMICA.....	17
<b>3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS</b> .....	<b>18</b>
3.1 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS.....	20
3.2 VERIFICACIÓN DE COMPACIDAD DE ELEMENTOS – PANDEO LOCAL.....	21
3.3 DEFINICIÓN DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA.....	22
3.4 VALORES DE RATIO DEMANDA/CAPACIDAD PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL OMF.....	23
3.4.1 Resistencia a flexión de viga.....	23
3.4.2 Resistencia a compresión de viga.....	25
3.4.3 Resistencia a flexo – compresión de viga.....	26
3.4.4 Resistencia a flexión de columna.....	26
3.4.5 Resistencia a compresión de columna.....	28
3.4.6 Resistencia a flexo – compresión de columna.....	29
3.4.7 Cálculo de ratios en software.....	29
3.5 VALORES DE RATIO DEMANDA/CAPACIDAD PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL OCBF.....	32
3.6 VALORES DE RATIO DEMANDA/CAPACIDAD DE VIGUETAS.....	38
3.6.1 Propiedades del elemento.....	38
3.6.2 Análisis estructural.....	38
3.6.3 Diseño por flexión.....	41
3.6.4 Diseño por cortante.....	43
3.6.5 Interacción cortante y flexión.....	44
3.6.6 Verificación de abolladura del alma.....	44
3.6.7 Interacción abolladura y flexión.....	45
3.6.8 Diseño con uplift de viento.....	45
3.7 DEFORMACIONES.....	46
3.7.1 Por carga de gravedad ( $D + Lr$ ).....	46
3.7.2 Por cargas de viento ( $D + WA$ ).....	46
3.7.3 Por cargas de viento ( $D + WB$ ).....	47
<b>4. DISEÑO DE CONEXIONES</b> .....	<b>48</b>
4.1 PLANCHA BASE DE COLUMNA.....	48
4.2 UNIÓN ARRIOSTRAMIENTO – VIGA – COLUMNA.....	60
4.3 UNIÓN VIGA – ALA DE COLUMNA (KNEE MOMENT END PLATE).....	66
4.4 UNIÓN EMPALME DE VIGA (BEAM SPLICE).....	74
<b>5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN</b> .....	<b>78</b>
5.1 VERIFICACIÓN DE PRESIONES EN EL TERRENO.....	81

5.2	DISEÑO POR RESISTENCIA .....	83
5.2.1	<i>Verificación por punzonamiento</i> .....	85
5.2.2	<i>Verificación por cortante</i> .....	85
5.2.3	<i>Diseño por flexión</i> .....	86
5.2.4	<i>Diseño de viga de cimentación</i> .....	87
6.	<b>RATIO DE PESO/ÁREA DE LA ESTRUCTURA</b> .....	<b>92</b>
7.	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	<b>93</b>
8.	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>94</b>
9.	<b>ANEXOS</b> .....	<b>95</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. VALORES DE PRESIÓN Y SUCCIÓN DE VIENTO.....	7
TABLA 2. PARÁMETROS SÍSMICOS .....	12
TABLA 3. ESTIMACIÓN DEL PESO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....	12
TABLA 4. CORTANTES DINÁMICAS Y ESTÁTICAS .....	16
TABLA 5. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES .....	16
TABLA 6. DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS EN AMBAS DIRECCIONES.....	17

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. ELEVACIÓN DE PÓRTICO PRINCIPAL.....	1
FIGURA 2. ELEVACIÓN DE PÓRTICO SECUNDARIO. ....	2
FIGURA 3. VISTA EN PLANTA DEL TECHO. ....	2
FIGURA 4. VISTA EN 3D DEL MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000.....	3
FIGURA 5. CARGA MUERTA ASIGNADA EN SOFTWARE (KG, M). ....	4
FIGURA 6. CARGA VIVA COMPLETA ASIGNADA EN SOFTWARE (KG, M). ....	5
FIGURA 7. CARGA VIVA PARCIAL IZQUIERDA ASIGNADA EN SOFTWARE (KG, M). ....	5
FIGURA 8. CARGA VIVA PARCIAL DERECHA ASIGNADA EN SOFTWARE (KG, M). ....	6
FIGURA 9. CASO DE CARGA <b>W1</b> ASIGNADO.....	8
FIGURA 10. CASO DE CARGA <b>W2</b> ASIGNADO.....	8
FIGURA 11. CASO DE CARGA <b>W3</b> ASIGNADO.....	9
FIGURA 12. CASO DE CARGA <b>W4</b> ASIGNADO.....	9
FIGURA 13. CASO DE CARGA <b>W5</b> ASIGNADO.....	10
FIGURA 14. CASO DE CARGA <b>W6</b> ASIGNADO.....	10
FIGURA 15. PRIMER MODO DE VIBRACIÓN.....	14
FIGURA 16. SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN. ....	15
FIGURA 17. TERCER MODO DE VIBRACIÓN. ....	15
FIGURA 18. RATIO DEMANDA/CAPACIDAD DEL PÓRTICO EN DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.....	29
FIGURA 19. DETALLE DE DISEÑO DE VIGA VM – 01 W200X650-250X12-9MM.....	30
FIGURA 20. DETALLE DE DISEÑO DE COLUMNA CM – 01 W200X650-350X12-9MM.....	31
FIGURA 21. DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL DE LA <b>Comb12'</b> .....	32
FIGURA 22. DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL DE LA <b>Comb12</b> .....	33
FIGURA 23. RATIO DEMANDA/CAPACIDAD DEL PÓRTICO EN DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.....	34
FIGURA 24. DETALLE DE DISEÑO DE VIGA VM – 02 W8X10. ....	35

FIGURA 25. RATIO DEMANDA/CAPACIDAD DEL PÓRTICO EN DIRECCIÓN DE ANÁLISIS.....	36
FIGURA 26. DETALLE DE DISEÑO DE COLUMNA CM – 01 W200X650-350X12-9MM.....	37
FIGURA 27. DFC DE COMBINACIÓN DE CARGAS D+L (KIP).....	39
FIGURA 28. DMF DE COMBINACIÓN DE CARGAS D+L (KIP – FT).....	39
FIGURA 29. DFC DE COMBINACIÓN DE CARGAS D+W <sub>2</sub> (KIP).....	40
FIGURA 30. DMF DE COMBINACIÓN DE CARGAS D+W <sub>2</sub> (KIP – FT).....	40
FIGURA 31. DFC DE COMBINACIÓN DE CARGAS D+W <sub>3</sub> (KIP).....	40
FIGURA 32. DMF DE COMBINACIÓN DE CARGAS D+W <sub>3</sub> (KIP – FT).....	40
FIGURA 33. ESTRUCTURA DEFORMADA POR ACCIÓN DE CARGAS DE GRAVEDAD.....	46
FIGURA 34. DEFORMACIÓN VERTICAL POR ACCIÓN DE CARGAS DE VIENTO <b>WA</b> .....	46
FIGURA 35. DEFORMACIÓN LATERAL POR ACCIÓN DE CARGAS DE VIENTO <b>WA</b> .....	47
FIGURA 36. DEFORMACIÓN VERTICAL POR ACCIÓN DE CARGAS DE VIENTO <b>WB</b> .....	47
FIGURA 37. MODELO 3D REALIZADO EN IDEA STATICA CONNECTION.....	51
FIGURA 38. ESQUEMA SEMÁFORO DE VERIFICACIONES EN IDEA STATICA CONNECTION.....	54
FIGURA 39. GRÁFICO DE VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.....	54
FIGURA 40. GRÁFICO DE DEFORMACIÓN PLÁSTICA EN ZONA DE COLUMNA.....	55
FIGURA 41. ZONA CRÍTICA PARA UNIÓN.....	60
FIGURA 42. MODELO 3D REALIZADO EN IDEA STATICA CONNECTION.....	61
FIGURA 43. ESQUEMA SEMÁFORO DE VERIFICACIONES EN IDEA STATICA CONNECTION.....	63
FIGURA 44. GRÁFICO DE VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.....	64
FIGURA 45. MODELO 3D REALIZADO EN IDEA STATICA CONNECTION.....	67
FIGURA 46. ESQUEMA SEMÁFORO DE VERIFICACIONES EN IDEA STATICA CONNECTION.....	69
FIGURA 47. GRÁFICO DE VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.....	69
FIGURA 48. DIAGRAMA DE RIGIDEZ <b>My</b> – $\phi_y$ (VALORES DE EJEMPLO).....	72
FIGURA 49. DIAGRAMA DE RIGIDEZ <b>My</b> – $\phi_y$ DE LA CONEXIÓN.....	73
FIGURA 50. MODELO 3D REALIZADO EN IDEA STATICA CONNECTION.....	74
FIGURA 51. ESQUEMA SEMÁFORO DE VERIFICACIONES EN IDEA STATICA CONNECTION.....	76
FIGURA 52. GRÁFICO DE VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES.....	76
FIGURA 53. COMBINACIONES DE CARGAS PARA ESFUERZOS ADMISIBLES.....	78
FIGURA 54. PLANTA DE CIMENTACIÓN MODELADA EN SOFTWARE SAFE.....	80
FIGURA 55. ZAPATA CONECTADA A BLOQUE DE CONCRETO.....	80
FIGURA 56. PRESIONES TRANSFERIDAS AL TERRENO – SIN SISMO ( $\sigma_{max} = 1.07 \text{ kg/cm}^2$ ).....	81
FIGURA 57. PRESIONES TRANSFERIDAS AL TERRENO – CON SISMO ( $\sigma_{max} = 1.14 \text{ kg/cm}^2$ ).....	82
FIGURA 58. PRESIONES TRANSFERIDAS AL TERRENO – CON SISMO ( $\sigma_{max} = 0.09 \text{ kg/cm}^2$ ).....	82
FIGURA 59. STRIPS ASIGNADOS PARA CADA DIRECCIÓN.....	84

FIGURA 60. MÁXIMAS SOLICITACIONES EN STRIPS EN DIRECCIÓN X – GRUPO 1. ....	84
FIGURA 61. MÁXIMAS SOLICITACIONES EN STRIPS EN DIRECCIÓN Y – GRUPO 1. ....	84
FIGURA 62. MÁXIMAS SOLICITACIONES EN STRIPS EN DIRECCIÓN X – GRUPO 2. ....	85
FIGURA 63. MÁXIMAS SOLICITACIONES EN STRIPS EN DIRECCIÓN Y – GRUPO 2. ....	85
FIGURA 64. DFC DE STRIP DE DISEÑO <b>Ton</b> . ....	85
FIGURA 65. DMF (-) DE STRIP DE DISEÑO <b>Ton. m</b> . ....	86
FIGURA 66. DMF (+) DE STRIP DE DISEÑO <b>Ton. m</b> . ....	87
FIGURA 67. DIAGRAMA DE MÁXIMO MOMENTO NEGATIVO <b>1.496D + 0.5L + 3EX Ton. m</b> . ....	88
FIGURA 68. DIAGRAMA DE MÁXIMO MOMENTO POSITIVO <b>0.603D + 3EX Ton. m</b> . ....	88
FIGURA 69. ENVOLVENTE DE CORTANTE DE DISEÑO <b>Ton</b> . ....	89
FIGURA 70. DISEÑO FINAL DE CIMENTACIÓN. ....	92



## 1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El presente inciso detalla los criterios y procedimientos empleados para el análisis y diseño estructural de la edificación denominada: ATRIO ESCOLAR. Está compuesto por un sistema de pórticos ordinarios resistentes a momento en dirección "X" y de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados en dirección "Y". El pórtico principal está conformado por una viga de alma llena fabricada de sección W variable, esta es rolada y comprende medidas de perfil  $W200x650x12 - 9mm$  a  $W200x250x12 - 9mm$ ; y por una columna de alma llena fabricada de sección W variable que comprende medidas de perfil  $W200x350x12 - 9mm$  a  $W200x650x12 - 9mm$ . El pórtico secundario está conformado por vigas de alma llena laminadas de sección  $W8x10$  y por la columna ya descrita; adicionalmente, en esta dirección, se cuenta con paños arriostrados con varillas de  $1/2$ " de diámetro. La estructura del techo se compone de viguetas de sección  $Z 3"x8"x2.5mm$  conformadas en frío arriostradas en sus tercios. Las planchas base desarrollan anclaje sobre pedestales de concreto armado de sección  $70x45cm$ . Las vistas en planta y elevaciones del proyecto se presentan en las siguientes imágenes.

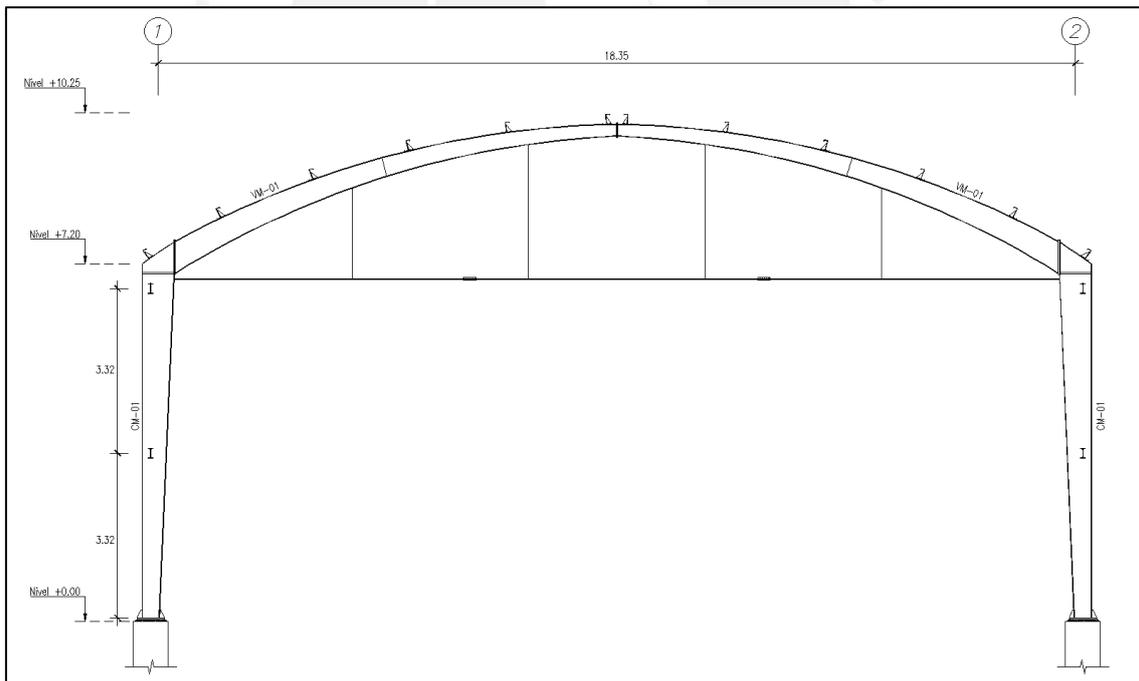


Figura 1. Elevación de pórtico principal.

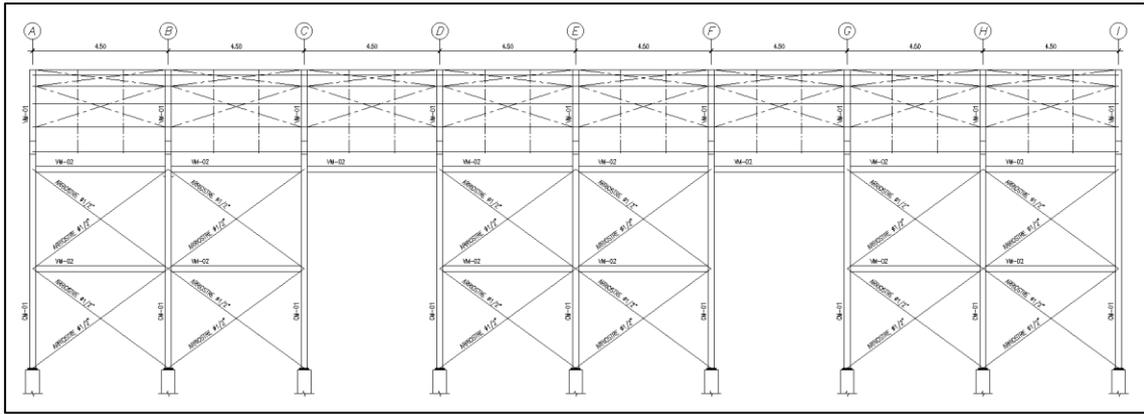


Figura 2. Elevación de pórtico secundario.

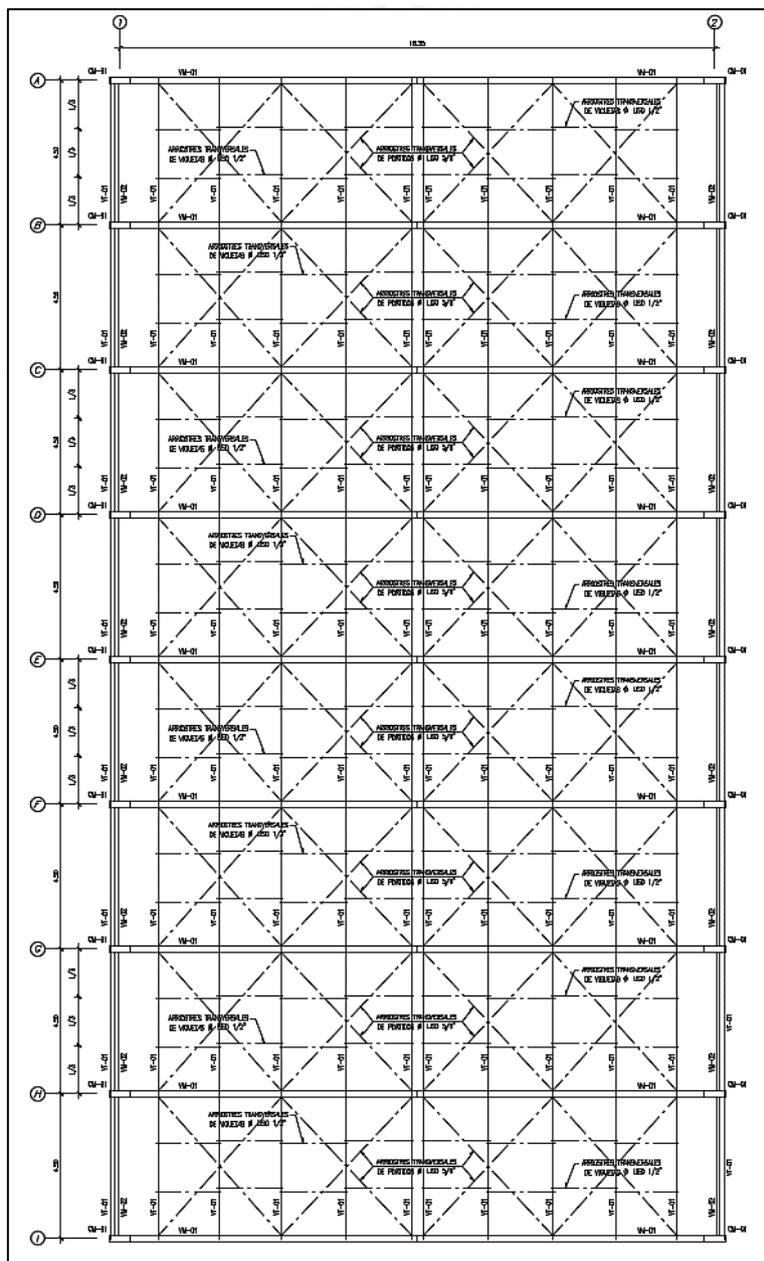


Figura 3. Vista en planta del techo.

Además, se detallan características generales relevantes para el posterior análisis.

- Se consideran cerramientos laterales en la edificación.
- La altura de columnas metálicas 7.20 m.
- Luz del arco 18.25 m.
- Espaciamiento entre pórtico 4.50 m.
- Viguetas conformadas en frío de sección  $Z_{s_{máx}} = 2.50 m$
- Ubicación del proyecto: Lima
- Acero ASTM A36 Perfiles
- Acero ASTM A36 Planchas y redondos lisos
- Calidad de concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

### 1.1 Modelamiento estructural

El modelo computacional fue desarrollado en el software SAP2000.

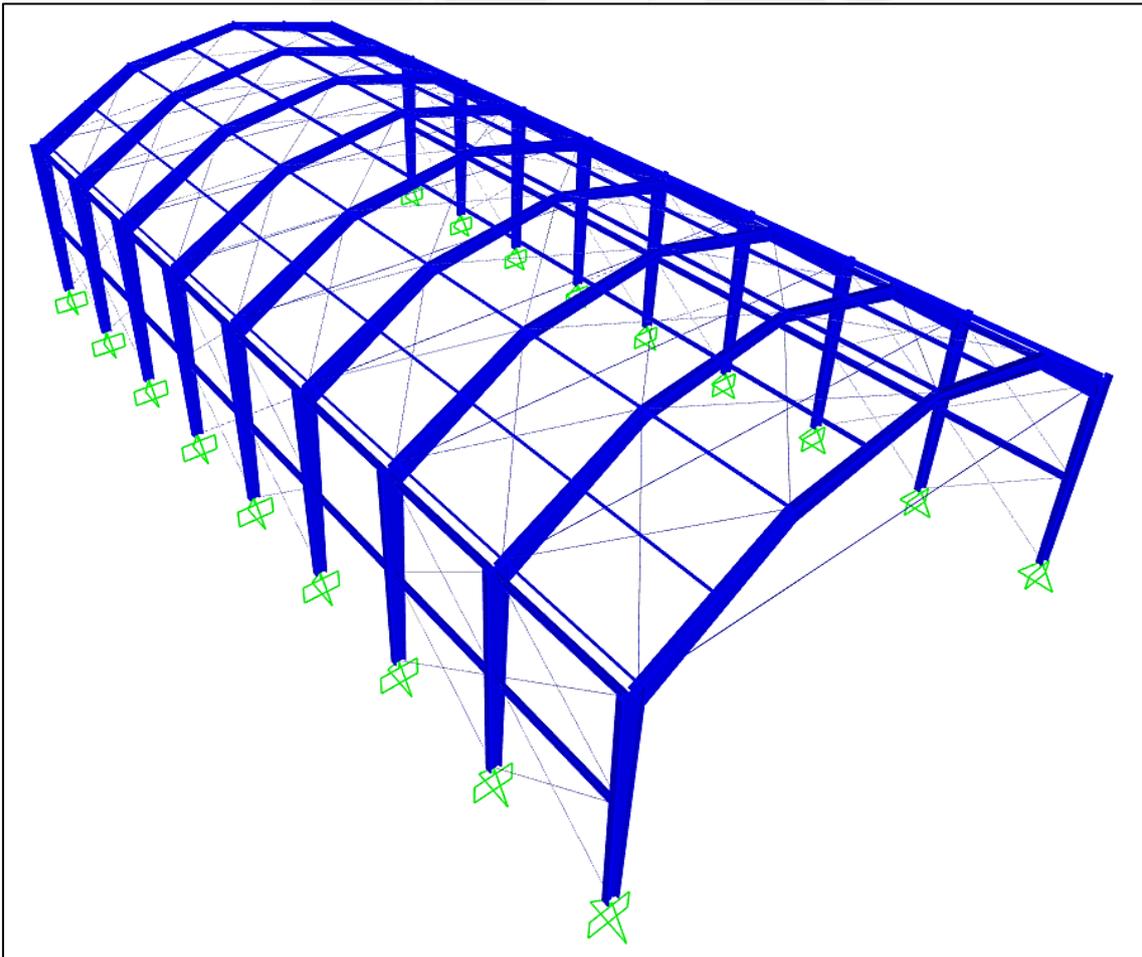


Figura 4. Vista en 3D del modelo estructural en SAP2000.

## 1.2 Cargas sobre la estructura

Las cargas de gravedad consideradas durante el modelamiento de la estructura en SAP2000 están dadas por los materiales que forman parte del peso muerto de la estructura, así como la sobrecarga asignada según uso. Carga viva y carga de viento normativa según la NTP E.020:

Peso de Materiales:

- Acero estructural =  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Cobertura =  $10.00 \text{ kg/m}^2$
- Luminarias =  $5.00 \text{ kg/m}^2$
- Conexiones =  $2.00 \text{ kg/m}^2$
- Arriostres =  $2.00 \text{ kg/m}^2$
- Cielorraso =  $30.00 \text{ kg/m}^2$
- Viguetas\* =  $5.00 \text{ kg/m}$

(\*) Se considero masa y peso nulo en software.

$$W_{DEAD} = 49 * 2.50 + 5.00 = 127.5 \text{ kg/m}$$

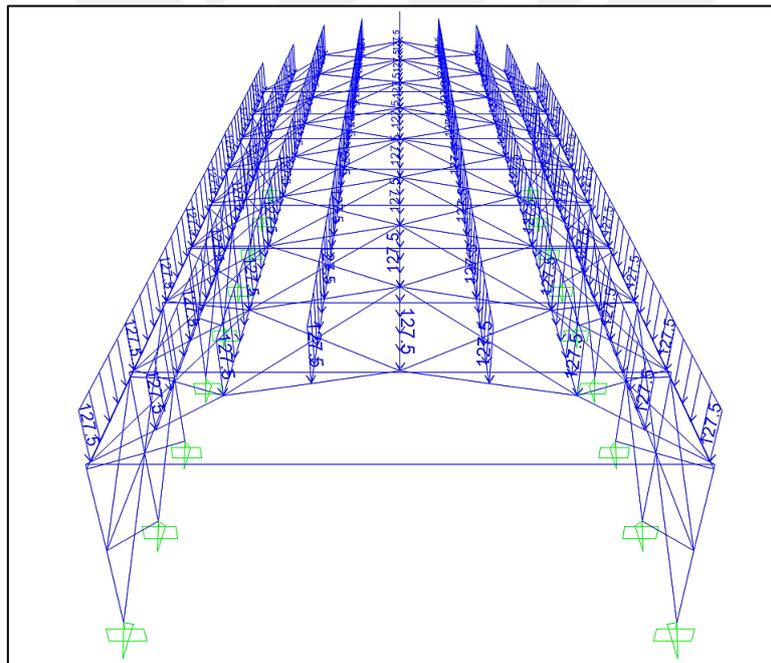


Figura 5. Carga muerta asignada en software (kg, m).

Sobrecargas:

- S/C Cobertura Ligera =  $30 \text{ kg/m}^2$

$$W_{LIVE} = 30 * 2.5 = 75 \text{ kg/m}$$

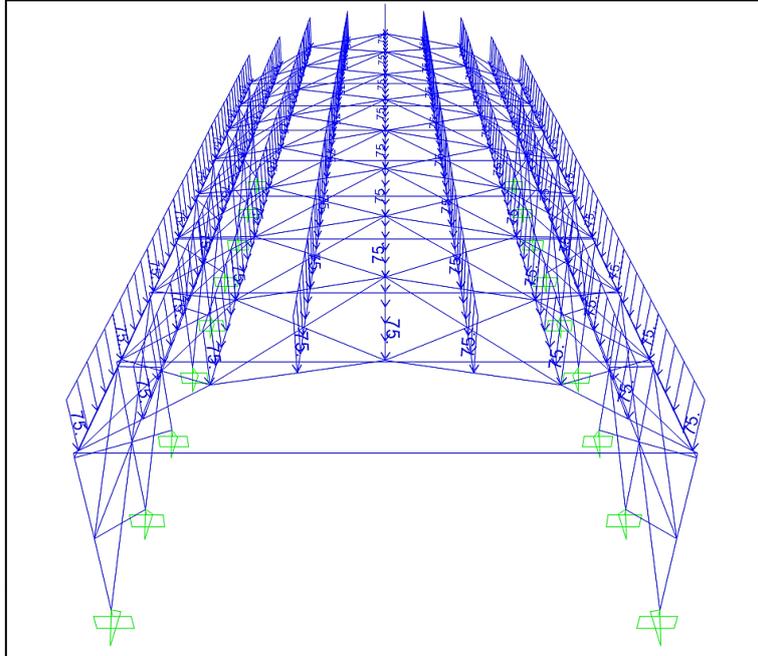


Figura 6. Carga viva completa asignada en software (kg, m).

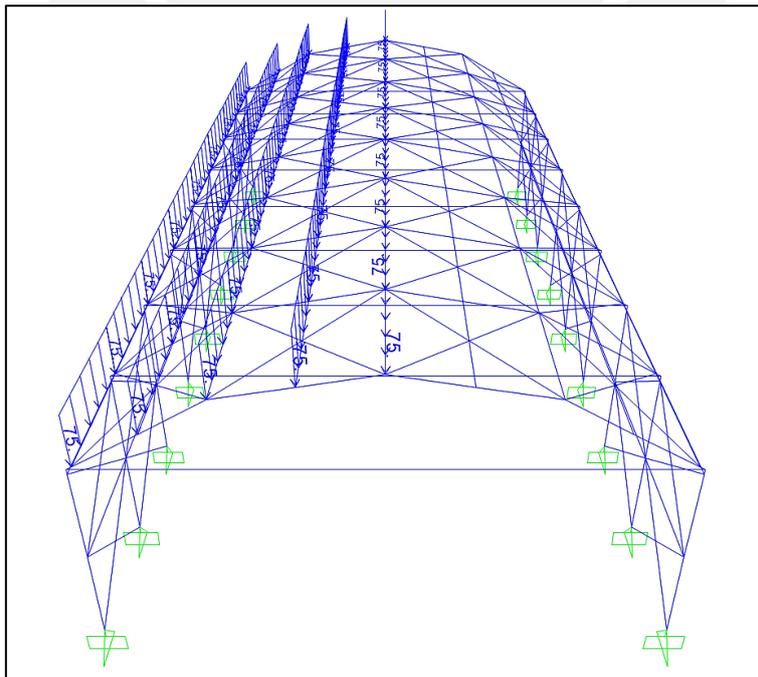


Figura 7. Carga viva parcial izquierda asignada en software (kg, m).

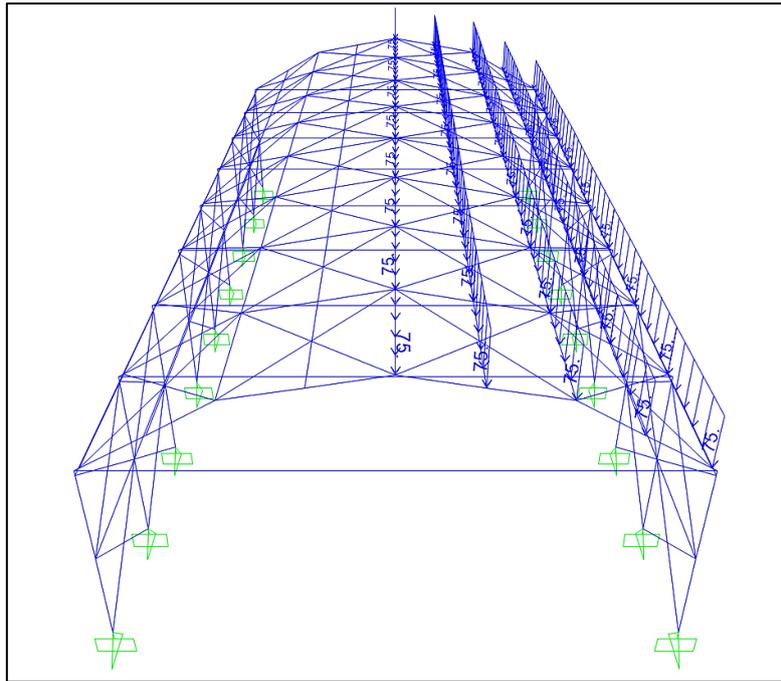
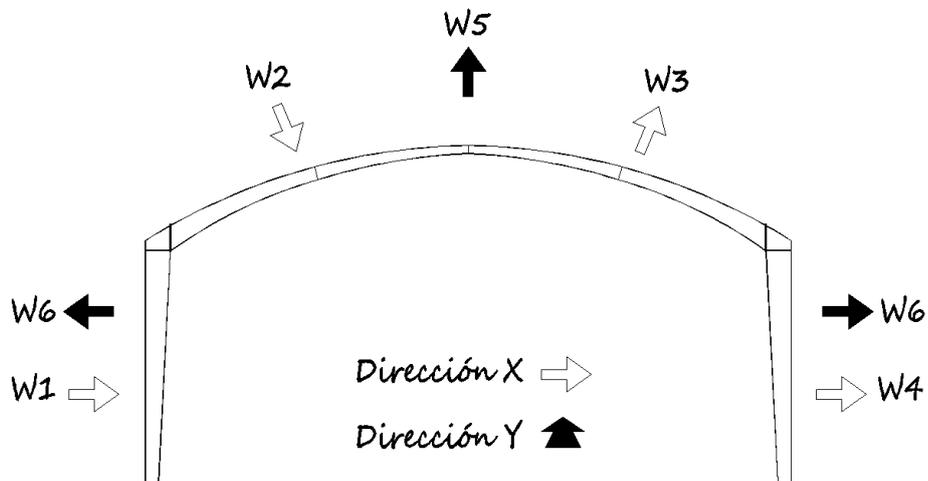


Figura 8. Carga viva parcial derecha asignada en software (kg, m).

Cargas de viento:

- Velocidad base =  $75.00 \text{ km/h}$
- Velocidad de diseño =  $73.28 \text{ km/h}$
- Presión o Succión =  $26.85 \cdot C \text{ kg/m}^2$

Se consideraron 6 casos para cargas siendo:



- W<sub>1</sub>: Viento barlovento presión sobre superficie vertical – Dirección X.  
W<sub>2</sub>: Viento barlovento presión sobre techo curvo – Dirección X.  
W<sub>3</sub>: Viento sotavento succión sobre techo curvo – Dirección X.  
W<sub>4</sub>: Viento sotavento succión sobre superficie vertical – Dirección X.  
W<sub>5</sub>: Viento barlovento/sotavento succión sobre techo – Dirección Y.  
W<sub>6</sub>: Viento barlovento/sotavento succión sobre superficie vertical – Dirección Y.

El valor de la presión para cada caso de carga es determinado con el valor C de acuerdo a la siguiente tabla extraída de la Norma E.020 Cargas.

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

\* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Adicionalmente, se considera el efecto de carga interior de viento como uniforme en lados a barlovento y sotavento.

Tabla 1. Valores de presión y succión de viento

Caso de carga	C	Presión int.	P (kg/m <sup>2</sup> )	F (kg/m)
W <sub>1</sub>	0.80	1.10	29.54	132.91
W <sub>2</sub>	0.80	1.10	29.54	73.84
W <sub>3</sub>	0.50	0.80	21.48	53.70
W <sub>4</sub>	0.60	0.90	24.17	108.75
W <sub>5</sub>	0.70	1.00	26.85	67.13
W <sub>6</sub>	0.70	1.00	26.85	120.83

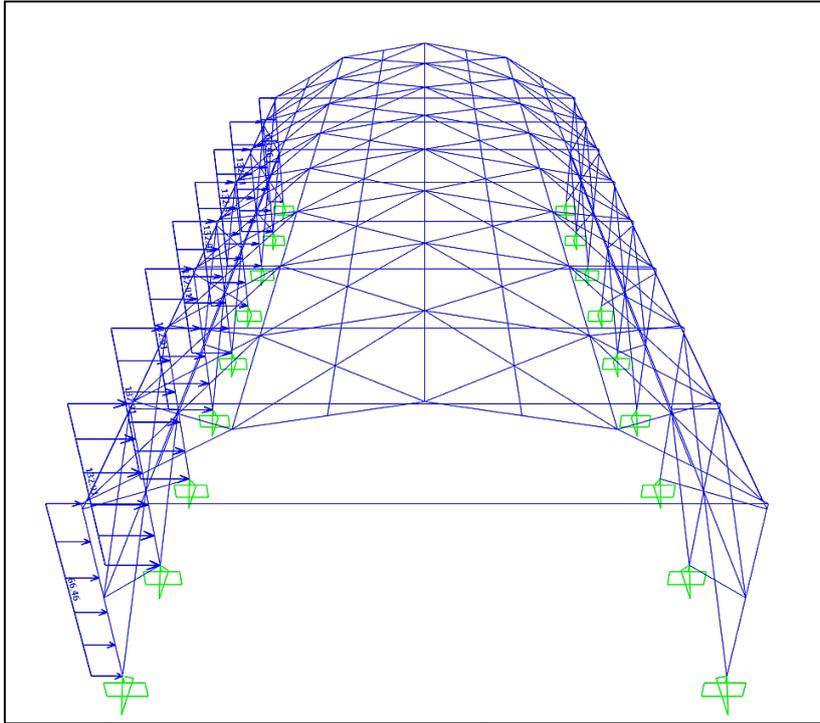


Figura 9. Caso de carga  $W_1$  asignado.

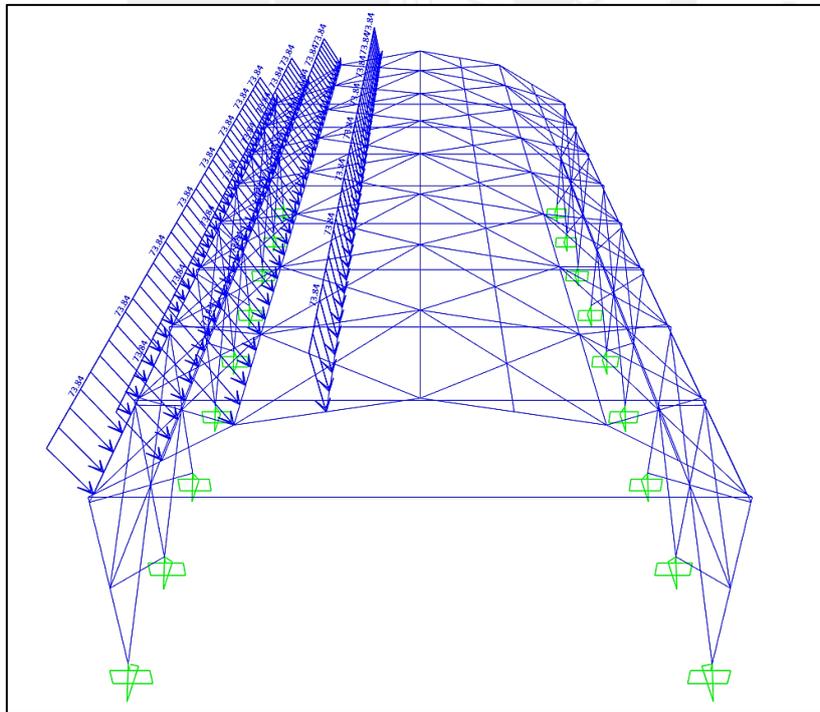


Figura 10. Caso de carga  $W_2$  asignado.

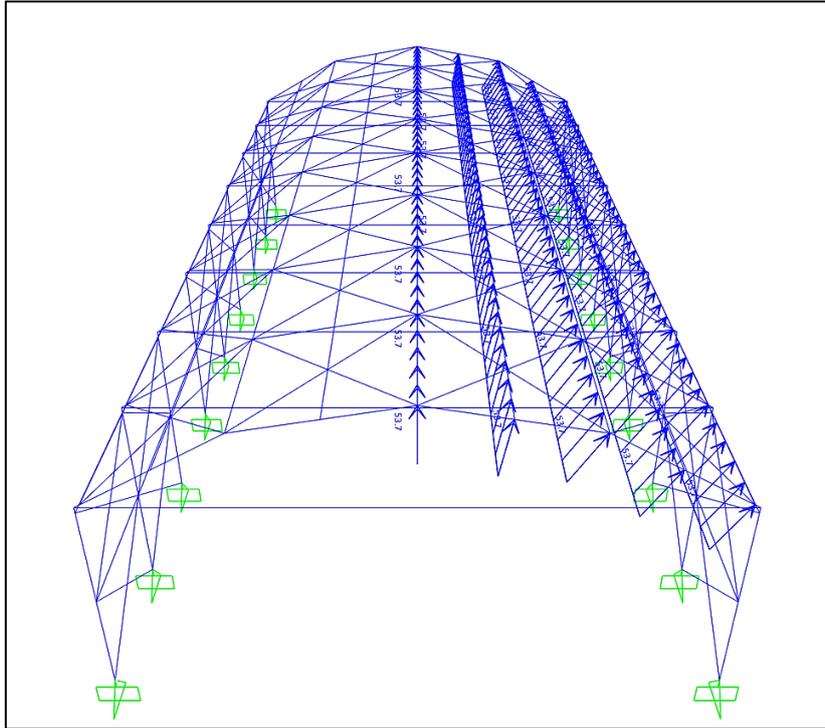


Figura 11. Caso de carga  $W_3$  asignado.

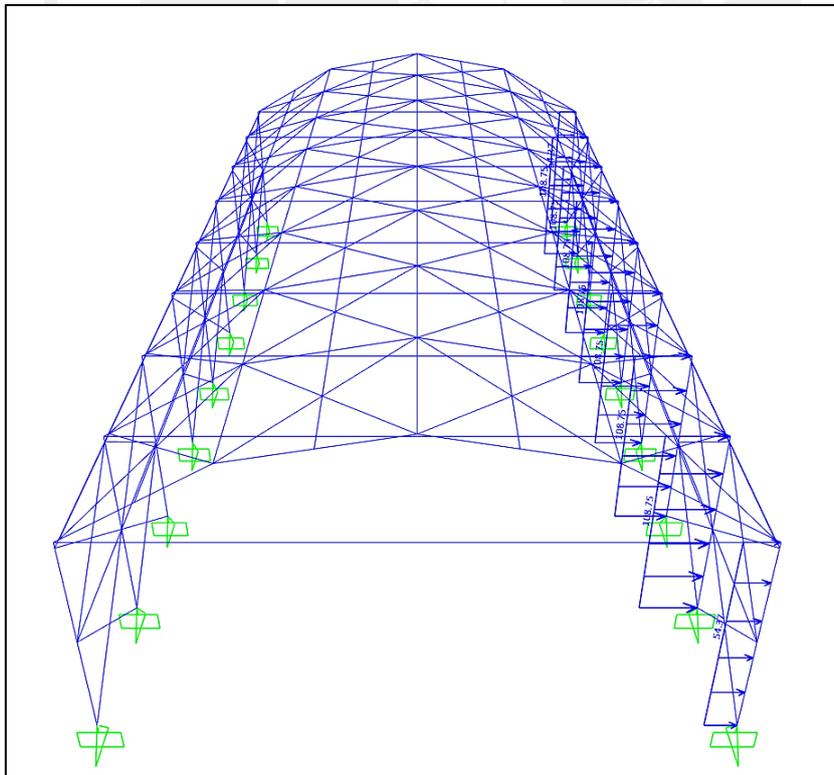


Figura 12. Caso de carga  $W_4$  asignado.



## 2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

En este capítulo, se presenta el análisis sísmico de la edificación empleando el software SAP2000, siguiendo los parámetros y especificaciones dadas en la Norma Sismorresistente E.030 – 2018.

Con la finalidad de poder obtener una buena estimación del comportamiento de una edificación ante cualquier intensidad de movimiento sísmico, se plantea un modelamiento tridimensional considerando todas las propiedades de cada uno de los elementos estructurales con su respectivo aporte a la masa sísmica del sistema, en este caso, al tratarse de una edificación esencial, la distribución del 100% de carga muerta, 50% de carga viva y 25% de carga viva de techo.

Este análisis computacional permite acceder a información como:

- Periodos y modos de vibración del edificio.
- Cortante basal y fuerzas internas en elementos estructurales.
- Desplazamientos laterales.

Se ha empleado la superposición de los modos de vibración necesarios de la estructura para poder alcanzar una masa participativa reglamentaria, pues, en este caso, la estructura no cuenta con diafragma rígido. Se controló la deriva a un valor máximo de 10 ‰ para ambas direcciones.

### 2.1 Parámetros sísmicos

- Categoría de las edificaciones: *Categoría A2 – Factor  $U = 1.5$*
- Suelo de fundación de acuerdo con el RNE, el código de Diseño Sismo resistente clasifica como suelo con *Perfil S1 – Factor  $S = 1.00$ ;  $T_p = 0.40$  s. y  $T_L = 2.50$  s.*
- Zonificación, depende dónde está ubicada la edificación, clasificado como *Zona 4 – Factor  $Z = 0.45$ .*
- Factor de reducción de la respuesta, se describirá enseguida:
- Eje X: *Pórticos ordinarios resistentes a momento (OMF)  $R = 4.$*
- Eje Y: *Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)  $R = 4.$*

Tabla 2. Parámetros sísmicos

Parámetro	Valor
$Z =$	0.45
$S =$	1.00
$Tp =$	0.40
$T_L =$	2.50
$U =$	1.50
$Rx =$	4
$Ry =$	4
$g =$	9.81

## 2.2 Estimación del peso sísmico

La Norma define que para la estimación del peso de una edificación esencial se debe considerar el total de la carga muerta adicionándole un 50% de la carga viva y un 25% de la carga viva de techo. Entonces, una vez indicadas estas condiciones de masa en el software, se extrae en una tabla los resultados.

En la siguiente tabla, se indica la masa acumulada en el nivel más alto de la estructura, siendo el peso sísmico total:  $100\%CM + 50\%CV + 25\%CV_t = 69.39 \text{ Ton}$

Tabla 3. Estimación del peso sísmico de la estructura

NIVEL	MASA (Ton.s <sup>2</sup> /m)	PESO (Ton)
1	7.07	69.39
	TOTAL	69.39

## 2.3 Análisis de irregularidades

- Irregularidades en planta:
  - **Irregularidad Torsional**  
No aplica.  
→ No existe irregularidad torsional.

- **Discontinuidad de diafragma**  
No aplica.  
→ No existe irregularidad por discontinuidad del diafragma.
- **Esquina entrante**  
No presenta esquinas entrantes.  
→ No existe irregularidad por esquina entrante.
- **Sistemas no paralelos**  
Sistemas resistentes a fuerzas laterales son paralelos en ambas direcciones de análisis.  
→ No existe irregularidad por sistemas no paralelos.

En resumen, no se presenta factor de irregularidad en altura  $I_p$  que modifique a  $R_0$ .

$$\rightarrow I_p = 1$$

- Irregularidades en altura:

- **Irregularidad de rigidez**  
No aplica.  
→ No existe irregularidad de rigidez.
- **Irregularidad de masa o peso**  
No aplica.  
→ No existe irregularidad de masa o peso.
- **Irregularidad geometría vertical**  
No aplica.  
→ No existe irregularidad de geometría vertical
- **Discontinuidad de sistemas resistentes**  
No se presenta desalineamiento vertical en ningún elemento resistente.  
→ No existe irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes.

En resumen, no se presenta factor de irregularidad en altura  $I_a$  que modifique a  $R_0$ .

$$\rightarrow I_a = 1$$

Debido a la Zonificación e Importancia de la estructura, no se permite que la edificación tenga irregularidad de ningún tipo. Dado que, se espera que la edificación no interrumpa su funcionamiento ante la ocurrencia de un sismo y/o sirva como refugio.

Finalmente, se cataloga a la edificación como REGULAR.

## 2.4 Modos de vibración, cortante dinámica y estática

En las siguientes imágenes se muestran los modos de vibración con mayor masa participativa en cada dirección de análisis. Los modos 1 y 2 son claramente traslacionales en Y y X respectivamente, mientras que el modo 3 es rotacional en Z. La estructura posee un periodo fundamental de 0.455 s en X, 0.588 s en Y y 0.429 s en Z.

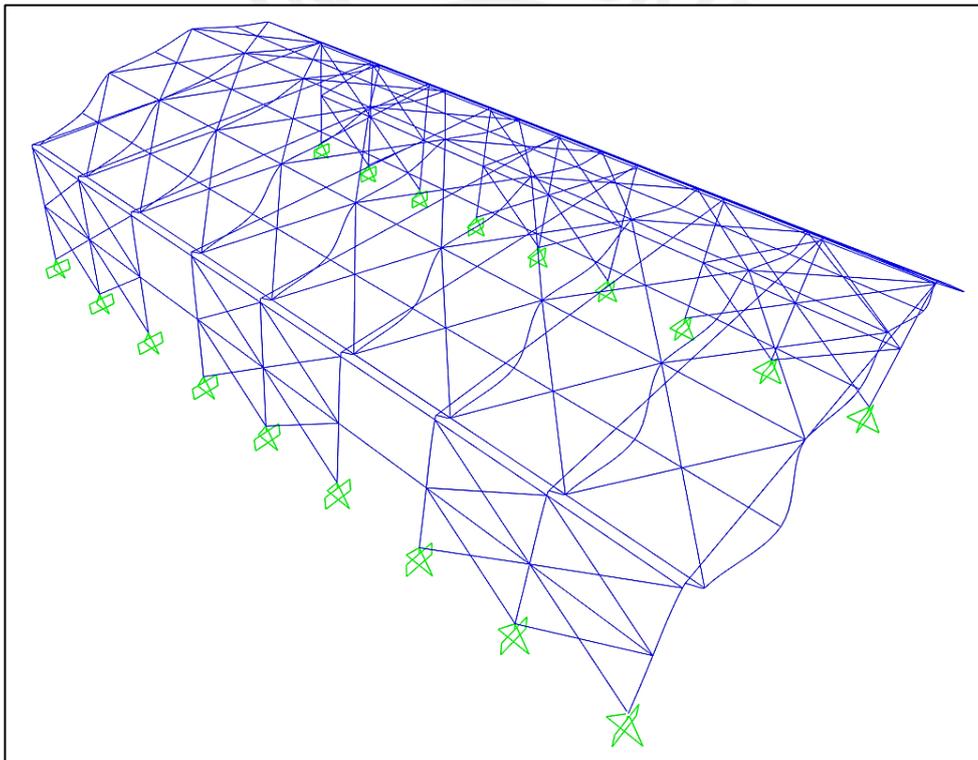


Figura 15. Primer modo de vibración.

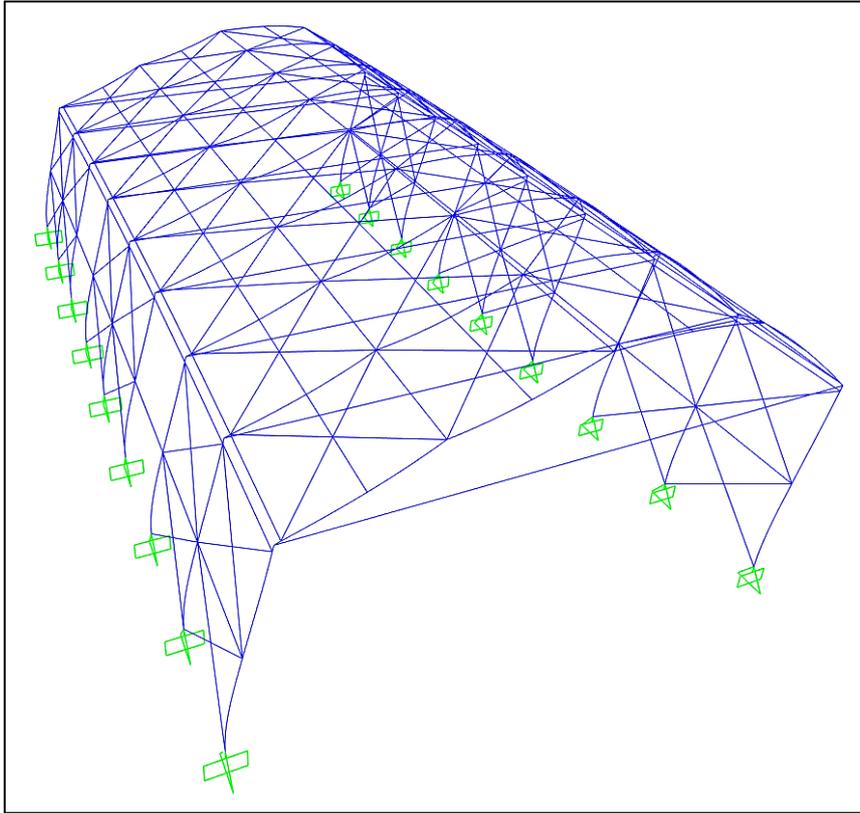


Figura 16. Segundo modo de vibración.

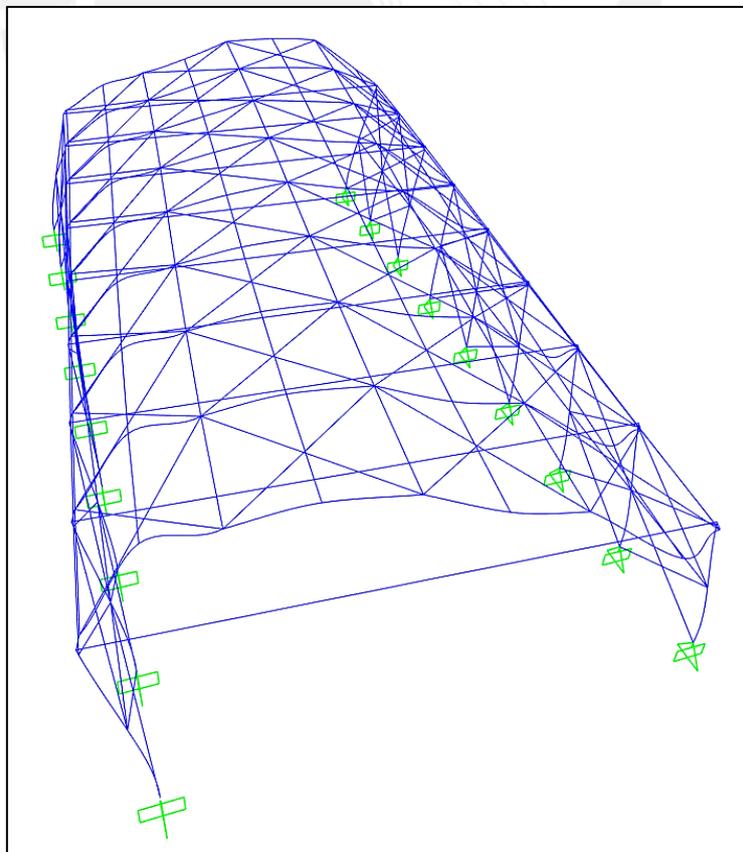


Figura 17. Tercer modo de vibración.

Del modelo computacional se obtuvieron las cortantes dinámicas, estas deben ser comparadas con la cortante mínima estática y escaladas según sea necesario. En la *Tabla 4*, se aprecia un resumen de las cortantes y su escalamiento. Vale decir que, para este análisis, fueron considerados los periodos obtenidos de los modos de vibración que sumen el 90% de participación en ambas direcciones:

Tabla 4. Cortantes dinámicas y estáticas

Dir.	Periodo (s)	C	V estática (tn)	Vdinám. (tn)	80% Vest. (tn)	Factor
X	0.455	2.20	25.72	23.65	20.57	1.00
Y	0.588	1.70	19.90	18.08	15.92	1.00

## 2.5 Desplazamientos y derivas

En la *Tabla 5*, se indican los desplazamientos y distorsiones registrados en el nivel más alto de la estructura. Estos valores inelásticos fueron determinados multiplicando los resultados elásticos obtenidos del programa de análisis por 0.75R, conforme se especifica en la Norma E.030 *Diseño Sismo resistente* – 2018. Valores en cm.

Tabla 5. Desplazamientos y distorsiones

### Dirección X

Nivel	Hi (altura)	$\Delta_r$ (Despl. Relativo)	$\Delta_r/H_i$ (Deriva)	Deriva (E.030)
1	720	5.12	7.11	10.00

### Dirección Y

Nivel	Hi (altura)	$\Delta_r$ (Despl. Relativo)	$\Delta_r/H_i$ (Deriva)	Deriva (E.030)
1	720	3.42	4.74	10.00

De acuerdo con los resultados obtenidos, se concluye que la estructura cumple con los requisitos de rigidez establecidos por la norma, dado que las derivas no exceden los valores admisibles.

## 2.6 Junta sísmica

Durante un sismo, los desplazamientos máximos que se registran en la edificación pueden generar colisiones con estructuras adyacentes. A fin de evitar esto, la Norma plantea una junta de separación sísmica, una distancia mínima  $s$  comprendida entre ambas edificaciones, que se debe respetar.

- Esta distancia  $s$  no deberá ser menor que  $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- No menor que  $s = 0.006h \geq 3 \text{ cm}$ , donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel a evaluar  $s$ .

Se presentan los desplazamientos máximos absolutos.

Tabla 6. Desplazamientos absolutos en ambas direcciones

NIVEL	$\Delta$ Máx. X (cm)	$\Delta$ Máx. Y (cm)
1	5.12	3.42

Se obtiene un desplazamiento máximo de 5.12 cm.

- $s \geq \frac{2}{3} * (5.12 * 2) = 6.83 \text{ cm}^*$   
(\* En este caso, se ha asumido que el edificio adyacente poseería el mismo desplazamiento máximo en su azotea.
- $s = 0.006 * 720 = 4.32 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$

Por lo tanto, se define junta sísmica  $s = 7.50 \text{ cm}$ .

Asimismo, el edificio se retirará de los límites de propiedad (LP) distancias no menores de  $\frac{2}{3}$  del desplazamiento máximo indicado en la *Tabla 6*, ni menores que  $\frac{s}{2}$  en caso la edificación adyacente cuente con junta sísmica reglamentaria.

$$LP \geq \frac{2}{3} * (5.12) = 3.41 \text{ cm}$$

$$LP \geq \frac{s}{2} = 3.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se define un retiro  $LP = 3.75 \text{ cm}$  desde el límite de propiedad.

Cabe señalar que estos valores también deberán analizarse considerando el desplazamiento máximo absoluto de los edificios adyacente para definir la junta sísmica definitiva.

### 3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS

Se llevó a cabo empleando la normativa del American Institute of Steel Construction (AISC) 360 – 16, siguiendo las provisiones sísmicas para edificios de acero establecidas por el American National Standards Institute (ANSI) 341 – 16 para sistemas OMF y OCBF. El método de diseño es el de la longitud efectiva.

En el capítulo E de la norma ANSI, no se especifican verificaciones adicionales para el diseño de los miembros (vigas y columnas) del sistema OMF. Sin embargo, en el capítulo F, en sistemas OCBF para Multi – Tiered Braced Frames, se debe cumplir los siguientes requerimientos generales:

- Los tirantes deben ser colocados en pares opuestos en todos los niveles. ✓
- Los marcos arriostrados deben ser colocados con puntales en el plano en cada nivel. ✓
- Las columnas deben estar reforzadas por torsión en cada ubicación de conexión entre el puntal y la columna. ✓

Nota: Los requisitos para el arriostramiento de torsión generalmente se satisfacen conectando el puntal a la columna para restringir el movimiento de torsión de la columna. El puntal debe tener una resistencia y rigidez a la flexión adecuadas y una conexión adecuada a la columna para realizar esta función.

Adicionalmente, para sistemas con arriostramiento trabajando únicamente a tracción como es el caso, se debe cumplir específicamente lo siguiente:

- a) La resistencia requerida de las conexiones del arriostre se determinará a partir de las combinaciones de carga de diseño con sismo amplificado, con el efecto de carga sísmica horizontal (E) multiplicado por un factor de 1.5.
- b) La resistencia axial requerida de las vigas se determinará a partir de las combinaciones de carga de diseño con sismo amplificado, con el efecto de carga sísmica horizontal (E) multiplicado por un factor de 1.5. En el arriostramiento en X

de tracción – compresión, estas fuerzas se determinarán en ausencia de arriostramientos de compresión.

- c) Las resistencias axiales requeridas de las columnas se determinarán a partir de las combinaciones de carga de diseño con sismo amplificado, con el efecto de carga sísmica horizontal (E) multiplicado por un factor de 1.5.

### COMBINACIONES DE CARGAS:

Agrupaciones de casos de viento:

$$WA = W1 + W2 + W3 + W4$$

$$WB = W5 + W6 + W7$$

#### **Combinaciones de diseño**

Combinaciones mayoradas válidas para el diseño por resistencia (LRFD) según la Norma Peruana E- 090 y el AISC para cargas de gravedad, viento y sismo.

$$Comb1 = 1.4D$$

$$Comb2 = 1.2D + 1.6Lr$$

$$Comb3 = 1.2D + 1.6Lr + 0.8WA$$

$$Comb4 = 1.2D + 1.6Lr + 0.8WB$$

$$Comb5 = 1.2D + 1.3WA + 0.5Lr$$

$$Comb6 = 1.2D + 1.3WB + 0.5Lr$$

$$Comb7 = 0.9D \pm EX$$

$$Comb8 = 0.9D \pm EY$$

#### **Combinaciones de diseño con sismo amplificado**

Se obtienen considerando las siguientes expresiones

$$(1.2 + 0.2S_{ds})D + 0.5L + \Omega E$$

$$(0.9 - 0.2S_{ds})D + \Omega E$$

Donde,  $S_{ds} = ZUCS$

$$S_{dsx} = 0.45 * 1.5 * 2.20 * 1 = 1.483 ; S_{dsy} = 0.45 * 1.5 * 1.70 * 1 = 1.147$$

Asimismo, la norma ASCE 7 – 16 en la Tabla 12.2-1, define el valor de factor de sobrerresistencia según el sistema estructural empleado. En este caso, se tiene lo siguiente:

$$\Omega_x = 3 ; \Omega_y = 2$$

Por lo tanto, las combinaciones quedan de la siguiente forma.

$$Comb9 = 1.496D + 0.5L \pm 3EX$$

$$Comb10 = 0.603D \pm 3EX$$

$$Comb11 = 1.429D + 0.5L \pm 2EY$$

$$Comb12 = 0.671D \pm 2EY$$

### 3.1 Propiedades de los elementos

Para la viga, se tiene en su sección crítica:

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$d = 650 \text{ mm}$$

$$b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f = 626 \text{ mm}$$

$$h_o = d - t_f = 638 \text{ mm}$$

Para la columna, se tiene en su sección crítica:

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$d = 350 \text{ mm}$$

$$b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$h = d - 2t_f = 326 \text{ mm}$$

### 3.2 Verificación de compacidad de elementos – Pandeo Local

Para elementos en compresión de miembros sometidos a flexión.

- Para el ala de la viga, se tiene:

$$\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2t_f} = 8.33$$

$$\lambda_{ala-m\acute{a}x} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.75$$

$$\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala-m\acute{a}x} \rightarrow \text{No existe pandeo local}$$

- Para el alma de la viga, se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} = 69.56$$

$$\lambda_{alma-m\acute{a}x} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.35$$

$$\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma-m\acute{a}x} \rightarrow \text{No existe pandeo local}$$

- Para el ala de la columna, se tiene:

$$\lambda_{ala} = \frac{b_f}{2t_f} = 8.33$$

$$\lambda_{ala-m\acute{a}x} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.75$$

$$\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala-m\acute{a}x} \rightarrow \text{No existe pandeo local}$$

- Para el alma de la columna, se tiene:

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{t_w} = 36.22$$

$$\lambda_{alma-m\acute{a}x} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.35$$

$$\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma-m\acute{a}x} \rightarrow \text{No existe pandeo local}$$

### 3.3 Definición del factor de longitud efectiva

$$H_v = 20 \text{ m} \quad \text{Longitud total de viga}$$
$$H_c = 7.20 \text{ m} \quad \text{Longitud total de columna}$$

- Para la viga, se tiene:

#### Análisis en dirección X – X

$$I_{Xv} = 67249.62 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de viga en dirección de análisis}$$
$$I_{Xc} = 67249.62 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de columna en dirección de análisis}$$
$$r_{Xv} = 25.387 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro de viga en dirección de análisis}$$
$$L_{bX} = 20 \text{ m} \quad \text{Longitud arriostrada de viga en dirección de análisis}$$

$$G_A = \frac{I_{Xv}/H_v}{I_{Xc}/H_c} = 0.36$$

$$G_B = 1 \text{ (punto fijo)}$$

$$K_X = \frac{\sqrt{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 1.235$$

$$\text{Esbeltez del elemento} = \frac{K_X L_{bX}}{r_{Xv}} = 97.30$$

#### Análisis en dirección Y – Y

$$r_{Yv} = 3.921 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro de viga en dirección de análisis}$$
$$L_{bY} = 5.10 \text{ m} \quad \text{Longitud arriostrada de viga en dirección de análisis}$$

$$K_Y = 2.00 \text{ (Valor teórico)}$$

$$\text{Esbeltez del elemento} = \frac{K_Y L_{bY}}{r_{Yv}} = 260.17 \leftarrow \text{Controla el diseño}$$

Si bien es cierto, el AISC recomienda que elementos en compresión tengan una esbeltez menor a 200, en este caso esto únicamente disminuiría un poco la capacidad a compresión del elemento, no siendo determinante para el diseño.

- Para la columna, se tiene:

#### Análisis en dirección X – X

$$\begin{aligned}
 I_{Xc} &= 67249.62 \text{ cm}^4 && \text{Inercia de columna en dirección de análisis} \\
 I_{Xv} &= 67249.62 \text{ cm}^4 && \text{Inercia de viga en dirección de análisis} \\
 r_{Xc} &= 25.387 \text{ cm} && \text{Radio de giro de columna en dirección de análisis} \\
 L_{bX} &= 6.55 \text{ m} && \text{Longitud arriostrada de columna en dirección de análisis} \\
 G_A &= \frac{I_{Xc}/H_c}{I_{Xv}/H_v} = 2.778
 \end{aligned}$$

$$G_B = 1 \text{ (punto fijo)}$$

$$K_X = \frac{\sqrt{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 1.549$$

$$\text{Esbeltez del elemento} = \frac{K_X L_{bX}}{r_{Xc}} = 39.96$$

#### Análisis en dirección Y – Y

$$\begin{aligned}
 r_{Yc} &= 3.921 \text{ cm} && \text{Radio de giro de columna en dirección de análisis} \\
 L_{bY} &= 3.50 \text{ m} && \text{Longitud arriostrada de columna en dirección de análisis}
 \end{aligned}$$

$$K_Y = 2.10 \text{ (Valor teórico)}$$

$$\text{Esbeltez del elemento} = \frac{K_Y L_{bY}}{r_{Yc}} = 187.47 \leftarrow \text{Controla el diseño}$$

### 3.4 Valores de ratio demanda/capacidad para el sistema estructural OMF

#### 3.4.1 Resistencia a flexión de viga

- Propiedades de la sección crítica

$A = 104.3 \text{ cm}^2$	Área de la sección
$S_x = 2069.2 \text{ cm}^3$	Módulo elástico en X
$Z_x = 2412.9 \text{ cm}^3$	Módulo plástico en X
$I_x = 67249.6 \text{ cm}^4$	Inercia en X
$I_y = 1603.8 \text{ cm}^4$	Inercia en Y
$J = 37.2 \text{ cm}^4$	Constante torsional de St. Venant

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = 35.39 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = 3.92 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

- Cálculo de  $C_b$

Es necesario definir el coeficiente de flexión  $C_b$  para cada tramo de viga entre soportes laterales.

Este valor se determina en función al diagrama de momentos, lo que permite definir la capacidad de la viga para cada tramo. Para el primer tramo se tiene.

$$M_{MAX} = 55.68 \text{ kN.m} \quad \text{Momento máximo de tramo}$$

$$M_A = 33.13 \text{ kN.m} \quad \text{Momento a un cuarto de tramo}$$

$$M_B = 11.52 \text{ kN.m} \quad \text{Momento a mitad de tramo}$$

$$M_C = 9.73 \text{ kN.m} \quad \text{Momento a tres cuartos de tramo}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{MAX}}{2.5M_{MAX} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 2.22$$

- Resistencia a flexión de perfiles compactos

- a) Cálculo de longitudes características

$$L_b = 5.10 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.952 \text{ m}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 4.972 \text{ cm}$$

$$c = 1 \text{ (Para perfiles doble T)}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(0.7 \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 5.623 \text{ m}$$

- Cálculo del momento plástico

$$M_p = Z_x F_y = 603.24 \text{ kN.m}$$

Momento plástico

$$M_r = 0.7 S_x F_y = 362.12 \text{ kN.m}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la viga a flexión.

Como  $L_p > L_b > L_r$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = \min \left( C_b \left( M_p - (M_p - 0.7 S_x F_y) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right); M_p \right) = 603.24 \text{ kN.m}$$

La resistencia minorada a flexión es:

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 542.92 \text{ kN.m}$$

La demanda a flexión es:

$$M_u = 55.68 \text{ kN.m}$$

### 3.4.2 Resistencia a compresión de viga

En el índice anterior se definió la esbeltez máxima de la viga.

$$E_{m\acute{a}x} = \frac{K_y L_{by}}{r_{yv}} = 260.17$$

Para definir si se produce pandeo elástico o inelástico, se debe calcular el cociente entre la tensión cedente y la tensión de pandeo elástico:

$$F_y / F_e \leq 2.25 \rightarrow \text{Pandeo inelástico} ; F_y / F_e > 2.25 \rightarrow \text{Pandeo elástico}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(E_{m\acute{a}x})^2} = 29.16 \text{ MPa}$$

$$F_y / F_e = 8.57 \rightarrow \text{Pandeo elástico}$$

$$\rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e = 25.58 \text{ MPa}$$

Tensión crítica de pandeo

La resistencia nominal a compresión es:

$$P_n = AF_{cr} = 266.86 \text{ kN}$$

La resistencia minorada a compresión es:

$$\phi P_n = 0.9P_n = 240.17 \text{ kN}$$

La demanda a compresión es:

$$P_u = 78.1 \text{ kN}$$

### 3.4.3 Resistencia a flexo – compresión de viga

Por lo tanto, la relación demanda/capacidad a flexo – compresión de la viga

$$P_u/\phi P_n = 0.325$$

$$\text{Si } P_u/\phi P_n \leq 0.2 \rightarrow D/C = P_u/2\phi P_n + M_u/\phi M_n$$

$$\text{Si } P_u/\phi P_n > 0.2 \rightarrow D/C = P_u/\phi P_n + 8M_u/9\phi M_n$$

$$D/C = P_u/\phi P_n + 8M_u/9\phi M_n = 0.416$$

### 3.4.4 Resistencia a flexión de columna

- Propiedades de la sección crítica

$$A = 77.3 \text{ cm}^2$$

Área de la sección

$$S_x = 932.2 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico en X

$$Z_x = 1050.3 \text{ cm}^3$$

Módulo plástico en X

$$I_x = 16313.5 \text{ cm}^4$$

Inercia en X

$$I_y = 1602.0 \text{ cm}^4$$

Inercia en Y

$$J = 30.0 \text{ cm}^4$$

Constante torsional de St. Venant

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = 14.52 \text{ cm}$$

Radio de giro en X

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = 4.55 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y

- Cálculo de  $C_b$

Es necesario definir el coeficiente de flexión  $C_b$  para cada tramo de columna entre soportes laterales.

Este valor se determina en función al diagrama de momentos, lo que permite definir la capacidad de la columna para cada tramo. Para el primer tramo se tiene.

$M_{MAX} = 79.20 \text{ kN.m}$	Momento máximo de tramo
$M_A = 59.85 \text{ kN.m}$	Momento a un cuarto de tramo
$M_B = 40.51 \text{ kN.m}$	Momento a mitad de tramo
$M_C = 21.16 \text{ kN.m}$	Momento a tres cuartos de tramo

$$C_b = \frac{12.5M_{MAX}}{2.5M_{MAX} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.65$$

- Resistencia a flexión de perfiles compactos

Cálculo de longitudes características

$$L_b = 6.55 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.266 \text{ m}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 5.389 \text{ cm}$$

$$c = 1 \text{ (Para perfiles doble T)}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(0.7 \frac{F_y}{E}\right)^2}} = 7.019 \text{ m}$$

- Cálculo del momento plástico

$$M_p = Z_x F_y = 262.59 \text{ kN.m} \quad \text{Momento plástico}$$

$$M_r = 0.7S_x F_y = 163.14 \text{ kN.m}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

Como  $L_p > L_b > L_r$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = \min \left( C_b \left( M_P - (M_P - 0.7S_x F_y) \left( \frac{L_b - L_P}{L_r - L_P} \right) \right); M_P \right) = 262.58 \text{ kN.m}$$

La resistencia minorada a flexión es:

$$\phi M_n = 0.9M_n = 236.33 \text{ kN.m}$$

La demanda a flexión es:

$$M_u = 79.20 \text{ kN.m}$$

### 3.4.5 Resistencia a compresión de columna

En el índice anterior se definió la esbeltez máxima de la columna.

$$E_{m\acute{a}x} = \frac{K_Y L_{bY}}{r_{Yc}} = 187.47$$

Para definir si se produce pandeo elástico o inelástico, se debe calcular el cociente entre la tensión cedente y la tensión de pandeo elástico:

$$F_y / F_e \leq 2.25 \rightarrow \text{Pandeo inelástico} ; F_y / F_e > 2.25 \rightarrow \text{Pandeo elástico}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(E_{m\acute{a}x})^2} = 56.16 \text{ MPa}$$

$$F_y / F_e = 4.45 \rightarrow \text{Pandeo elástico}$$

$$\rightarrow F_{cr} = 0.877F_e = 49.26 \text{ MPa}$$

Tensión crítica de pandeo

La resistencia nominal a compresión es:

$$P_n = AF_{cr} = 513.93 \text{ kN}$$

La resistencia minorada a compresión es:

$$\phi P_n = 0.9P_n = 462.54 \text{ kN}$$

La demanda a compresión es:

$$P_u = 39.73 \text{ kN}$$

### 3.4.6 Resistencia a flexo – compresión de columna

Por lo tanto, la relación demanda/capacidad a flexo – compresión de la columna

$$P_u / \phi P_n = 0.086$$

$$\text{Si } P_u / \phi P_n \leq 0.2 \rightarrow D/C = P_u / 2\phi P_n + M_u / \phi M_n$$

$$\text{Si } P_u / \phi P_n > 0.2 \rightarrow D/C = P_u / \phi P_n + 8M_u / 9\phi M_n$$

$$D/C = P_u / 2\phi P_n + M_u / \phi M_n = 0.378$$

### 3.4.7 Cálculo de ratios en software

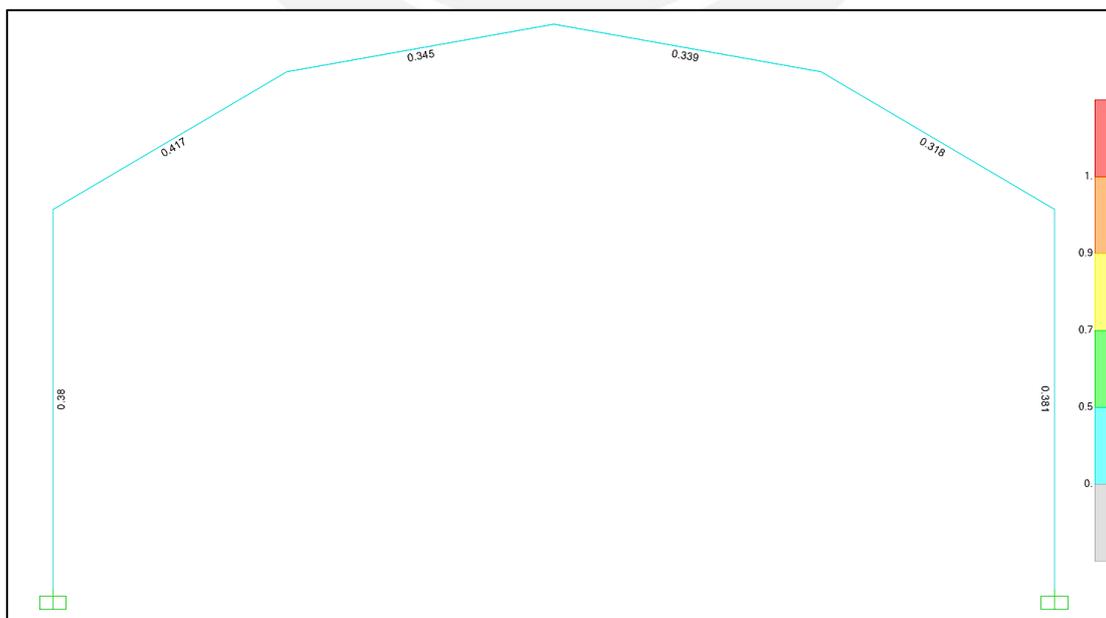


Figura 18. Ratio Demanda/Capacidad del pórtico en dirección de análisis.

A continuación se muestra el detalle de diseño de los elementos más esforzados previamente verificados manualmente.

Sección más esforzada → Ubicación 0 (Nudo)

Combinación de diseño →  $Comb3 = 1.2D + 1.6Lr + 0.8WA$

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						Units	KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 155	X Mid: 2.196	Combo: 1.2D+1.6Lr+0.8WA	Design Type: Brace				
Length: 5.103	Y Mid: 18.	Shape: VM1 VAR	Frame Type: OMF				
Loc : 0.	Z Mid: 8.498	Class: Slender	Princpl Rot: 0. degrees				
Provision: LRFD	Analysis: Effective Length						
D/C Limit=0.95	2nd Order: General 2nd Order						
PhiB=0.9	PhiC=0.9	PhiTY=0.9	PhiTF=0.75				
PhiS=0.9	PhiS-RI=1.	PhiST=0.9					
A=0.01	I33=6.725E-04	r33=0.254	S33=0.002	Av3=0.004			
J=0.	I22=1.604E-05	r22=0.039	S22=1.604E-04	Av2=0.006			
E=199947978.8	Fy=248211.289	Ry=1.5	z33=0.002	Cw=1.632E-06			
RLLF=1.	Fu=399895.974	z22=2.527E-04					
<b>DESIGN MESSAGES</b>							
Warning: $k1/r > 200$ (AISC E2)							
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS (Combo 1.2D+1.6Lr+0.8WA)</b>							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu	
0.	-78.098	-55.68	0.	-21.063	0.	0.	
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)</b>							
D/C Ratio: $0.417 = 0.326 + 0.092 + 0.$							
$= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)$							
<b>AXIAL FORCE &amp; BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)</b>							
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm	
Major Bending	4.	1.235	1.235	1.	1.	1.	
Minor Bending	1.	2.	2.	1.	1.	1.	
	Lltb	Kltb	Cb				
LTB	1.	1.235	2.219				
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-78.098	239.871	2330.853				
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn			
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1			
Major Moment	-55.68	539.023	539.023	266.201			
Minor Moment	0.	56.445					
<b>SHEAR CHECK</b>							
			Vu	phi*Vn	Stress	Status	
			Force	Capacity	Ratio	Check	
Major Shear	33.465	784.099	0.043	OK			
Minor Shear	0.	643.364	0.	OK			

Figura 19. Detalle de diseño de viga VM – 01 W200x650-250x12-9mm.

Sección más esforzada → Ubicación 0 (Apoyo)

Combinación de diseño →  $Comb7 = 0.9D + EX$

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						Units	KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 5	X Mid: 18.829	Combo: 0.9D+EX	Design Type: Column				
Length: 7.2	Y Mid: 18.	Shape: COL VAR	Frame Type: OMF				
Loc : 0.	Z Mid: 3.6	Class: Seismic MD	Princpl Rot: 0. degrees				
Provision: LRFD Analysis: Effective Length							
D/C Limit=0.95 2nd Order: General 2nd Order							
PhiB=0.9	PhiC=0.9	PhiTY=0.9	PhiTF=0.75				
PhiS=0.9	PhiS-RI=1.	PhiST=0.9					
A=0.008	I33=1.631E-04	r33=0.145	S33=9.322E-04	Av3=0.004			
J=0.	I22=1.602E-05	r22=0.046	S22=1.602E-04	Av2=0.003			
E=199947978.8	Fy=248211.289	Ry=1.5	z33=0.001	Cw=0.			
RLLF=1.	Fu=399895.974	z22=2.466E-04					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 0.9D+EX)							
Location	Fu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu	
0.	-39.772	79.199	0.	21.572	0.	0.	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-lb)							
D/C Ratio: 0.381 = 0.043 + 0.338 + 0.							
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)							
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-lb)							
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm	
Major Bending	0.91	1.549	1.549	1.	1.	0.577	
Minor Bending	0.486	2.1	2.1	1.	1.	1.	
LTB	Lltb	Kltb	Cb				
	0.486	1.549	1.65				
Axial	Fu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity				
	-39.772	462.104	1727.699				
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1			
	79.199	234.631	234.631	176.133			
Minor Moment	0.	55.088					
SHEAR CHECK							
Major Shear	21.572	422.207	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Minor Shear	0.	643.364	0.051	OK		OK	
			0.	OK			

Figura 20. Detalle de diseño de columna CM – 01 W200x650-350x12-9mm.

Se verifican valores y resultados prácticamente iguales empleando ambos procedimientos de diseño. Por tal motivo, se usará el software para diseños posteriores a flexión y compresión de vigas y columnas.

### 3.5 Valores de ratio demanda/capacidad para el sistema estructural OCBF

Se verifica el inciso 3.a). Para lo cual, se deberán crear los siguientes casos de carga.

$$Comb11' = 1.429D + 0.5L \pm 2(1.5EY)$$

$$Comb12' = 0.671D \pm 2(1.5EY)$$

Se deberá verificar la conexión del arriostramiento con las cargas en tensión obtenidas con dichas combinaciones de carga.

Combinación de diseño  $\rightarrow Comb12' = 0.671D + 2(1.5EY)$

$$T_u^{1.5E} = 2.98 \text{ Ton}$$

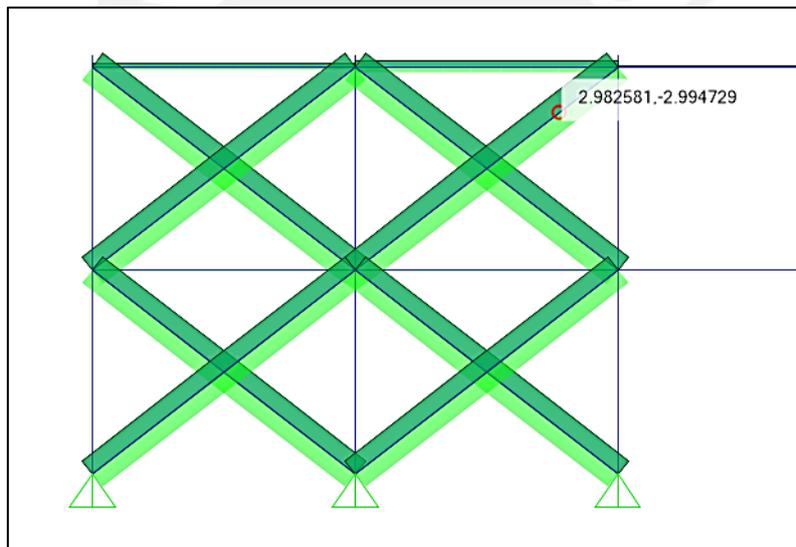


Figura 21. Diagrama de Fuerza Axial de la  $Comb12'$ .

Sin embargo, los arriostramientos serán diseñados considerando la máxima tracción proveniente de las combinaciones de carga con sismo amplificado.

$$Comb11 = 1.429D + 0.5L + 2EY$$

$$Comb12 = 0.671D + 2EY$$

Combinación de diseño  $\rightarrow Comb12 = 0.671D + 2EY$

$$T_u = 1.98 \text{ Ton}$$

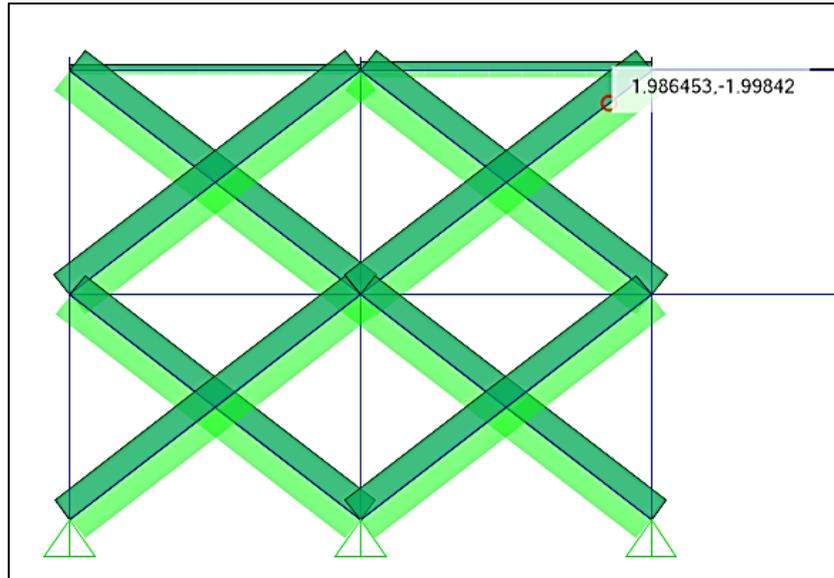


Figura 22. Diagrama de Fuerza Axial de la *Comb12*.

$$\phi T_n = \phi F_y A_{req} = 0.9 * 2520 * A_{req} = 1980 \text{ kg}$$

$$A_{req} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{ins} = 1.27 \text{ cm}^2 (\phi \frac{1}{2} \text{ "})$$

$$D/C = 0.69$$

Se verifica el inciso 3.b). Para lo cual, se deberán crear los siguientes casos de carga.

$$Comb11' = 1.429D + 0.5L + 2(1.5EY)$$

$$Comb12' = 0.671D + 2(1.5EY)$$

Además, para esta verificación será necesario modificar la estructura primaria considerando únicamente arriostramiento en un sentido; de esta manera, se obtendría la mayor carga axial en la viga (puntal) para una dirección del sismo. Asimismo, será necesario para esta verificación sobrescribir las propiedades a flexión de la viga para determinar únicamente la resistencia a carga axial. Se colocó un número muy grande.

40	Major Bending Capacity, Mn3	1.000E+19
41	Minor Bending Capacity, Mn2	1.000E+19

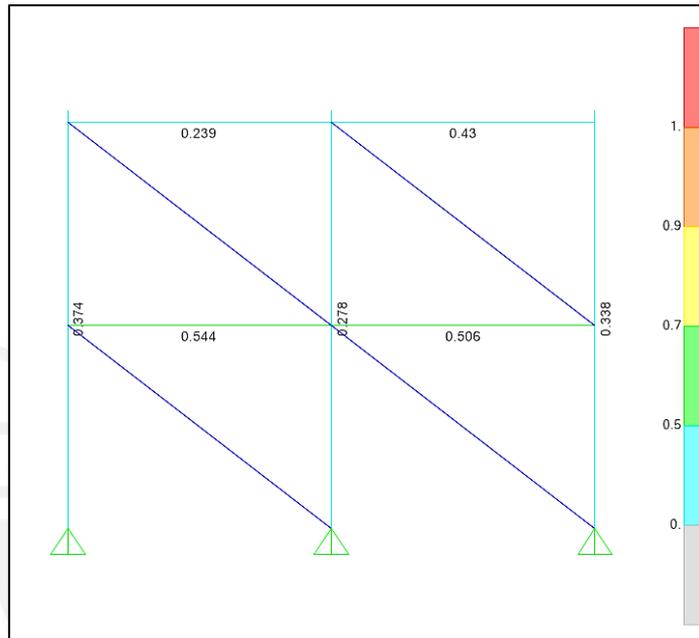
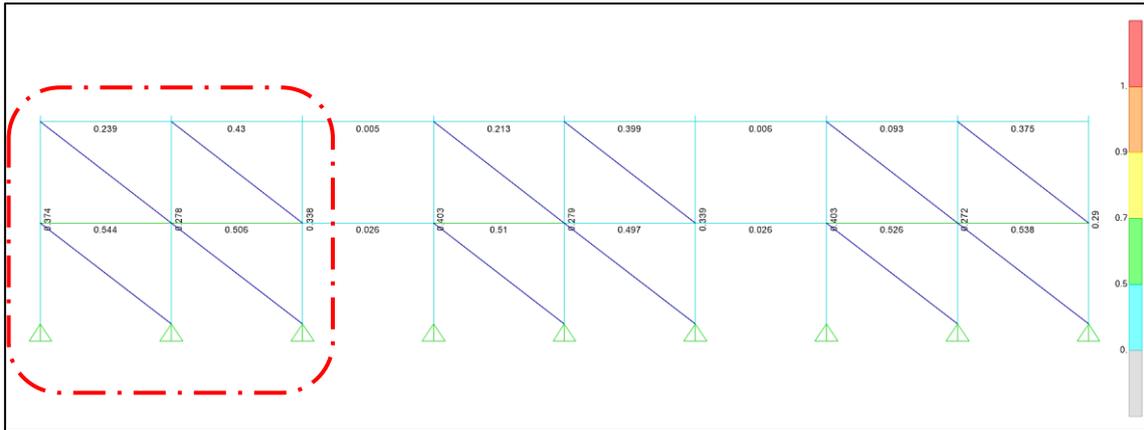


Figura 23. Ratio Demanda/Capacidad del pórtico en dirección de análisis.

Sección más esforzada → Ubicación 2.5 (Centro)

Combinación de diseño →  $Comb11' = 1.429D + 0.5L + 2(1.5EY)$

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						Units	KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 370	X Mid: 0.	Combo: (1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+2*1.5EY	Design Type: Beam				
Length: 4.5	Y Mid: 2.25	Shape: W8x10	Frame Type: OMF				
Loc : 2.5	Z Mid: 3.5	Class: Compact	Princpl Rot: 0. degrees				
Provision: LRFD Analysis: Effective Length							
D/C Limit=0.95 2nd Order: General 2nd Order							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
SDC: D	I=1.	Rho=1.	Sds=0.5				
R=4.	Omega0=3.	Cd=3.					
PhiB=0.9	PhiC=0.9	PhiTY=0.9	PhiTF=0.75				
PhiS=0.9	PhiS-RI=1.	PhiST=0.9					
A=0.002	I33=1.282E-05	r33=0.082	S33=1.279E-04	Av3=8.685E-04			
J=0.	I22=0.	r22=0.021	S22=1.739E-05	Av2=8.654E-04			
E=199947978.8	Fy=248211.289	Ry=1.5	z33=1.454E-04	Cw=0.			
RLLF=1.	Fu=399895.974	z22=2.720E-05					
DESIGN MESSAGES							
Warning: kl/r > 200 (AISC E2)							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo (1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+2*1.5EY)							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu	
2.5	-36.408	0.525	0.	0.053	0.	0.	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)							
D/C Ratio: 0.544 = 0.544 + 0. + 0.							
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)							
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)							
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm	
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.	
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.	
	L1tb	K1tb	Cb				
LTB	1.	1.	1.136				
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-36.408	66.914	426.602				
	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn			
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1			
Major Moment	0.525	9000000000.	9000000000.	9000000000.			
Minor Moment	0.	9.000E+13					
SHEAR CHECK							
			Vu	phi*Vn	Stress	Status	
			Force	Capacity	Ratio	Check	
Major Shear	0.053	128.874	0.	OK			
Minor Shear	0.	139.689	0.	OK			

Figura 24. Detalle de diseño de viga VM – 02 W8x10.

Se verifica el inciso 3.c). Para lo cual, se deberán crear los siguientes casos de carga.

$$Comb11' = 1.429D + 0.5L + 2(1.5EY)$$

$$Comb12' = 0.671D + 2(1.5EY)$$

Asimismo, será necesario para esta verificación sobrescribir las propiedades a flexión de la columna para determinar únicamente la resistencia a carga axial. Se colocó un número muy grande.

40	Major Bending Capacity, Mn3	1.000E+19
41	Minor Bending Capacity, Mn2	1.000E+19

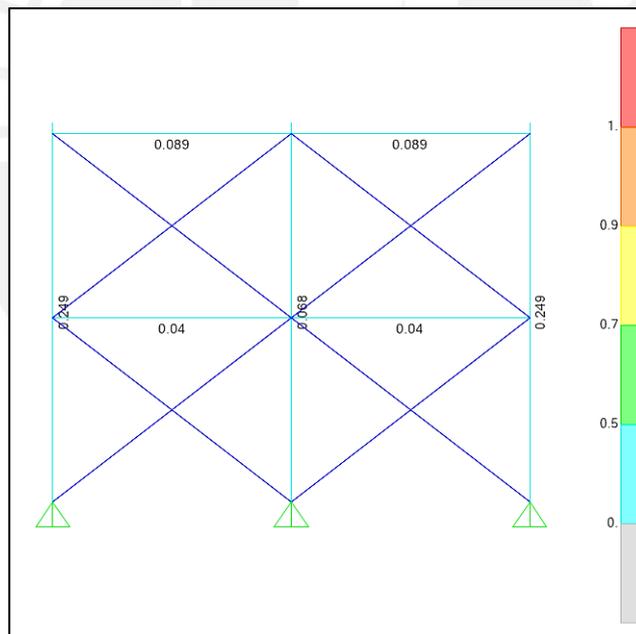
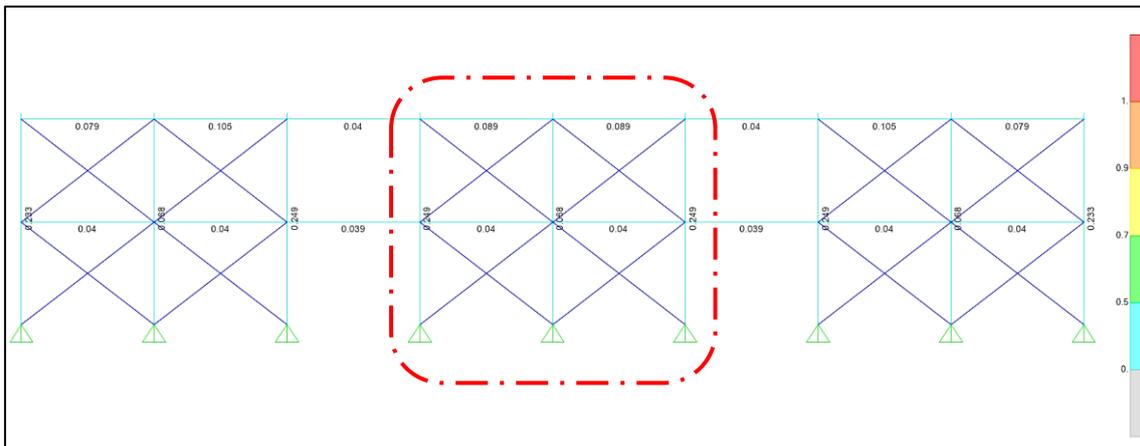


Figura 25. Ratio Demanda/Capacidad del pórtico en dirección de análisis.

A continuación se muestra el detalle de diseño de los elementos más esforzados.

Sección más esforzada → Ubicación 0 (Apoyo)

Combinación de diseño →  $Comb11' = 1.429D + 0.5L + 2(1.5EY)$

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						Units	KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 591	X Mid: 0.	Combo: (1.2+0.2Sds)D+0.	Design Type: Column				
Length: 7.2	Y Mid: 13.5	Shape: COL VAR	Frame Type: OMF				
Loc : 0.	Z Mid: 3.6	Class: Seismic MD	Princpl Rot: 0. degrees				
Provision: LRFD Analysis: Effective Length							
D/C Limit=0.95 2nd Order: General 2nd Order							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
SDC: D	I=1.	Rho=1.	Sds=0.5				
R=4.	Omega0=3.	Cd=3.					
PhiB=0.9	PhiC=0.9	PhiTY=0.9	PhiTF=0.75				
PhiS=0.9	PhiS-RI=1.	PhiST=0.9					
A=0.008	I33=1.631E-04	r33=0.145	S33=9.322E-04	Av3=0.004			
J=0.	I22=1.602E-05	r22=0.046	S22=1.602E-04	Av2=0.003			
E=199947978.8	Fy=248211.289	Ry=1.5	z33=0.001	Cw=0.			
RLLF=1.	Fu=399896.974	z22=2.466E-04					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo (1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+2*1.5EY)							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu	
0.	-115.041	-36.641	0.	-13.865	-0.335	-0.04	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)							
D/C Ratio: 0.249 = 0.249 + 0. + 0.							
= (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)							
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)							
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm	
Major Bending	0.91	1.549	1.549	1.	1.	0.388	
Minor Bending	0.486	2.1	2.1	1.	1.	1.	
LTB	Lltb	Kltb	Cb				
	0.486	1.549	1.989				
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity				
	-115.041	462.104	1727.699				
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1			
	-36.641	9.000E+14	9.000E+14	9.000E+14			
Minor Moment	0.	9.000E+14					
SHEAR CHECK							
Major Shear	15.206	422.207	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	
			0.036	OK			
Minor Shear	0.337	643.364	0.001	OK			

Figura 26. Detalle de diseño de columna CM – 01 W200x650-350x12-9mm.

### 3.6 Valores de ratio demanda/capacidad de viguetas

Se llevó a cabo empleando la norma del American Iron and Steel Institute (AISI) para elementos Cold Formed y el método ASD, se asignó vigueta de sección Z3"x8"x2.5mm.

#### 3.6.1 Propiedades del elemento

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$d = 8 \text{ in}$$

$$t = 0.1 \text{ in}$$

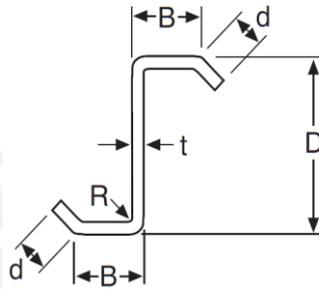
$$h = 7.61 \text{ in}$$

$$R = 0.10 \text{ in}$$

$$S_x = 3.59 \text{ in}^3$$

$$S_e = 3.11 \text{ in}^3$$

$$I_y = 2.65 \text{ in}^4$$



#### 3.6.2 Análisis estructural

Se realizó el análisis empleando el software SAP2000 considerando una vigueta de dos tramos simplemente apoyada.

- Luz del tramo = 4.50 m.
- Ancho tributario = 2.50 m.

#### Carga muerta

- Peso propio = 5.00  $\text{kg}/\text{m}^2$
- Cobertura TAT = 10.00  $\text{kg}/\text{m}^2$
- Luminarias = 5.00  $\text{kg}/\text{m}^2$
- Arriostres = 2.00  $\text{kg}/\text{m}^2$
- Cielorraso = 30.00  $\text{kg}/\text{m}^2$

$$\text{Sumatoria} = 52.00 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$\text{Carga distribuida muerta} = 130.00 \text{ kg}/\text{m}$$

Carga viva

- Sobrecarga =  $30.00 \text{ kg/m}^2$

**Sumatoria =  $30.00 \text{ kg/m}^2$**

Carga distribuida viva =  $75.00 \text{ kg/m}$

Carga de viento

Carga distribuida barlovento  $\downarrow W_2 = 73.84 \text{ kg/m}$

Carga distribuida sotavento  $\uparrow W_3 = 53.70 \text{ kg/m}$

Se presenta tres combinaciones de cargas de interés

D+L

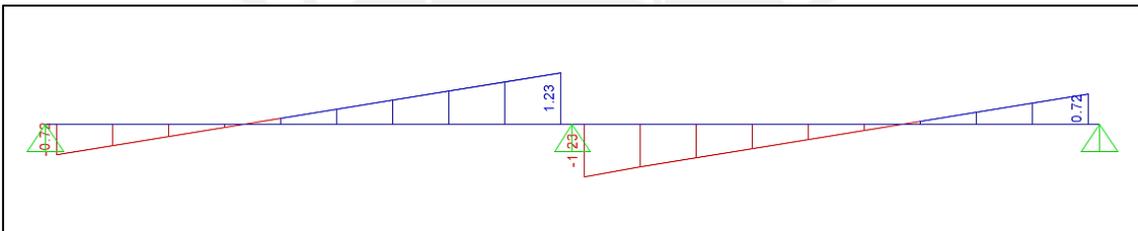


Figura 27. DFC de combinación de cargas D+L (kip).

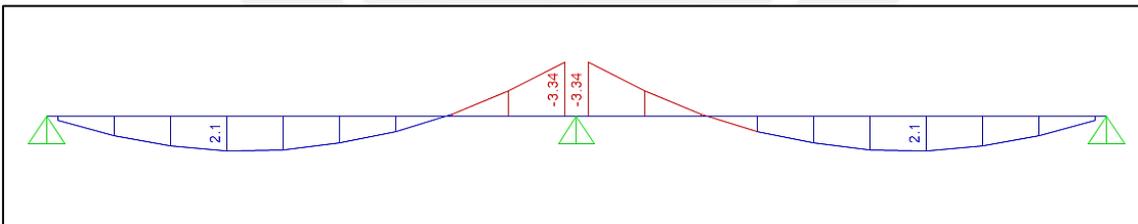


Figura 28. DMF de combinación de cargas D+L (kip – ft).

D+W<sub>2</sub>

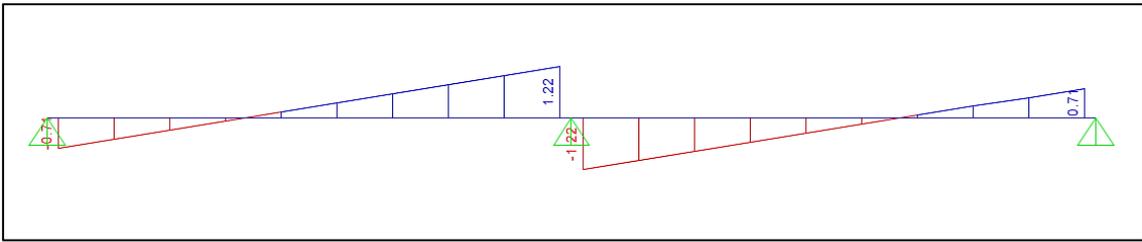


Figura 29. DFC de combinación de cargas D+W<sub>2</sub> (kip).

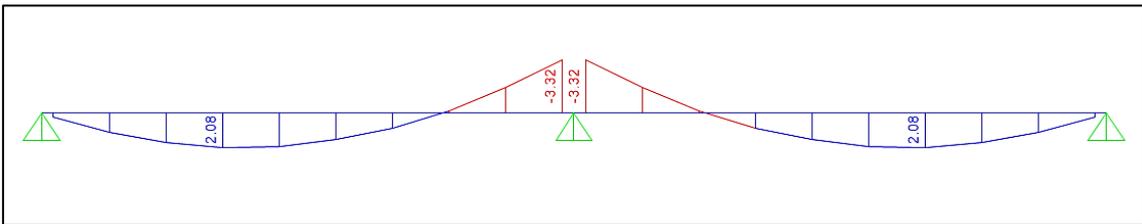


Figura 30. DMF de combinación de cargas D+W<sub>2</sub> (kip – ft).

D+W<sub>3</sub>

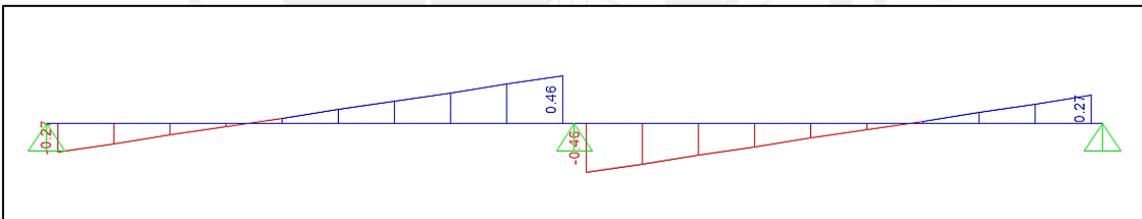


Figura 31. DFC de combinación de cargas D+W<sub>3</sub> (kip).

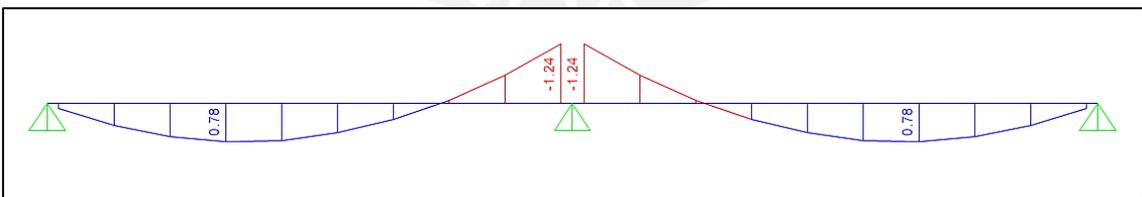


Figura 32. DMF de combinación de cargas D+W<sub>3</sub> (kip – ft).

**Momento flector (D+L) o (D+W)**

Primer tramo, de izquierda a derecha

2	Máximo momento positivo	2.1	kip - ft
3	Momento negativo en apoyo	3.34	kip - ft

Segundo tramo, de izquierda a derecha

3	Momento negativo en apoyo	3.34	kip - ft
4	Máximo momento positivo	2.1	kip - ft

**Fuerza Cortante (D+L) o (D+W)**

Primer tramo, de izquierda a derecha

1	Corte en primer apoyo	0.72	kip
3	Corte en apoyo (zona izquierda)	1.23	kip

Segundo tramo, de izquierda a derecha

3	Corte en apoyo (zona derecha)	1.23	kip
5	Corte en segundo apoyo	0.72	kip

**Carga concentrada en apoyo - Reacción (D+L) o (D+W)**

En apoyos

1	Primer apoyo	0.76	kip
3	Primer apoyo interior	2.54	kip
5	Segundo apoyo	0.76	kip

**Momento flector caso carga viento UPLIFT**

Máximo momento positivo primer tramo

2	Máximo momento positivo	0.55	kip - ft
---	-------------------------	------	----------

Máximo momento positivo tramo siguiente

4	Máximo momento positivo	0.55	kip - ft
---	-------------------------	------	----------

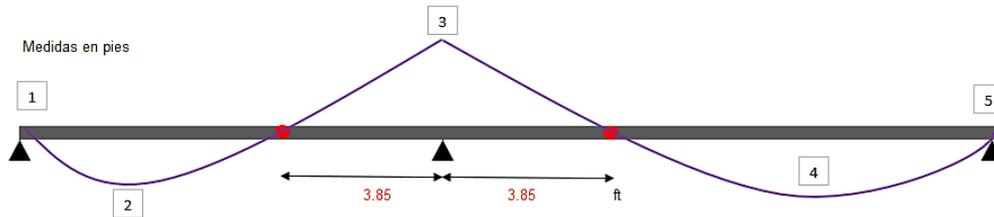
**Momento flector caso carga muerta**

Máximo momento positivo primer tramo

2	Máximo momento positivo	1.33	kip - ft
---	-------------------------	------	----------

Máximo momento positivo tramo siguiente

4	Máximo momento positivo	1.33	kip - ft
---	-------------------------	------	----------

**3.6.3 Diseño por flexión****Zona de momento positivo I**

En esta zona se comprueba que la sección está completamente arriostrada

Se emplea la resistencia basada en el inicio de la fluencia

$$F_c = F_y = 36.00 \text{ ksi}$$

$$\Omega_b = 1.67$$

$$S_c = S_e = 3.11 \text{ in}^3$$

$$M_n = S_c F_c = S_e F_y$$

$$M_n = 9.33 \text{ kip - ft}$$

$$M_n / \Omega_b = 5.59 \text{ kip - ft} > 2.10 \text{ kip - ft OK}$$

D/C	0.376
-----	-------

### Zona de momento negativo

En esta zona se toma como longitud no arriostrada la distancia comprendida entre el punto de inflexión y el inicio del traslape

$$\begin{aligned} P_i &= 3.85 \text{ ft} && \text{Longitud desde el punto de inflexión al apoyo} \\ P_f &= 3.85 \text{ ft} && \text{Longitud desde el apoyo al punto de inflexión} \\ \\ C_b &= 1.00 \\ K_y &= 1.00 \\ L_y &= 92.40 \text{ in} \\ I_{yc} &= 1.33 \text{ in}^4 \\ F_e &= 49.58 \text{ ksi} \\ 2.78F_y &= 100.08 \text{ ksi} \\ 0.56F_y &= 20.16 \text{ ksi} \end{aligned}$$
$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2 S_f (K_y L_y)^2}$$

$$2.78F_y > F_e > 0.56F_y$$

$$\begin{aligned} F_c &= 31.93 \text{ ksi} \\ S_c = S_e &= 3.11 \text{ in}^3 \end{aligned}$$

$$M_n = S_c F_c$$

$$M_n = 8.28 \text{ kip-ft}$$

$$M_n / \Omega_b = 4.96 \text{ kip-ft} > 3.34 \text{ kip-ft OK}$$

D/C 0.674
-----------

### Zona de momento positivo II

En esta zona se demuestra que la sección está completamente arriostrada  
Se emplea la resistencia basada en el inicio de la fluencia

$$M_n = 9.33 \text{ kip-ft}$$

$$M_n / \Omega_b = 5.59 \text{ kip-ft} > 2.10 \text{ kip-ft OK}$$

D/C 0.376
-----------

### 3.6.4 Diseño por cortante

#### Primer tramo

$$h = 7.61 \text{ in}$$

$$t = 0.10 \text{ in}$$

$$k_v = 5.34$$

Alma sin refuerzo

$$h/t = 77$$

$$\sqrt{Ek_v/F_y} = 65.59$$

$$\Omega_v = 1.60$$

$$1.51\sqrt{Ek_v/F_y} = 99.04$$

$$F_v = 18.33 \text{ ksi}$$

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n = 13.72 \text{ kips}$$

$$V_n/\Omega_v = 8.58 \text{ kips} > 1.23 \text{ kips OK}$$

D/C	0.143
-----	-------

#### Segundo tramo

$$h = 7.61 \text{ in}$$

$$t = 0.10 \text{ in}$$

$$k_v = 5.34$$

Alma sin refuerzo

$$h/t = 77$$

$$\sqrt{Ek_v/F_y} = 65.59$$

$$1.51\sqrt{Ek_v/F_y} = 99.04$$

$$F_v = 18.33 \text{ ksi}$$

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n = 13.72 \text{ kips}$$

$$V_n/\Omega_v = 8.58 \text{ kips} > 1.23 \text{ kips OK}$$

D/C	0.143
-----	-------

### 3.6.5 Interacción cortante y flexión

$$\left(\frac{\Omega_b M}{M_{nxx0}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega_v V}{V_n}\right)^2 \leq 1$$

#### Primer tramo

Primer momento positivo

$$0.141 + 0.021 = 0.162 < 1 \quad \text{OK}$$

Momento negativo

$$0.454 + 0.021 = 0.475 < 1 \quad \text{OK}$$

Segundo momento positivo

$$0.141 + 0.021 = 0.162 < 1 \quad \text{OK}$$

### 3.6.6 Verificación de abolladura del alma

$$P_n = Ct^2 F_y \sin \theta \left(1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}}\right) \left(1 + C_N \sqrt{\frac{N}{t}}\right) \left(1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}}\right)$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$R = 0.0984 \text{ in}$$

$$N = 4.00 \text{ in}$$

#### Apoyo exterior

De Tabla C3.4.1-3 AISI

Fastened to Support / One Flange Loading or Reaction / End

$$C = 4$$

$$C_R = 0.14$$

$$C_N = 0.35$$

$$C_h = 0.02$$

$$\Omega_w = 1.75$$

$$R/t = 1.00 < 9 \quad \text{OK}$$

$$P_n = 3.19 \text{ kips}$$

$$P_n / \Omega_w = 1.83 \text{ kips} > 0.76 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

D/C 0.416
-----------

### Apoyo interior

De Tabla C3.4.1-3 AISI

Fastened to Support / One Flange Loading or Reaction / End

$$\begin{aligned}C &= 13 \\C_R &= 0.23 \\C_N &= 0.14 \\C_h &= 0.01 \\\Omega_w &= 1.65\end{aligned}$$

$$R/t = 1.00 < 5 \quad \text{OK}$$

$$P_n = 6.03 \text{ kips}$$

$$P_n/\Omega_w = 7.30 \text{ kips} > 2.54 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

D/C 0.348
-----------

### 3.6.7 Interacción abolladura y flexión

Límites

$$h/t = 77 < 150 \quad \text{OK}$$

$$N/t = 41 < 140 \quad \text{OK}$$

$$F_y = 36 < 70 \quad \text{OK}$$

$$R/t = 1 < 3 \quad \text{OK}$$

$$\Omega = 1.75$$

$$\frac{M}{M_{no}} + 0.85 \frac{P}{P_n} \leq \frac{1.65}{\Omega}$$

### Apoyo interior

$$0.404 + 0.179 = 0.58 < 0.943 \quad \text{OK}$$

### 3.6.8 Diseño con uplift de viento

No se presenta Uplift de viento.

### 3.7 Deformaciones

#### 3.7.1 Por carga de gravedad ( $D + Lr$ )

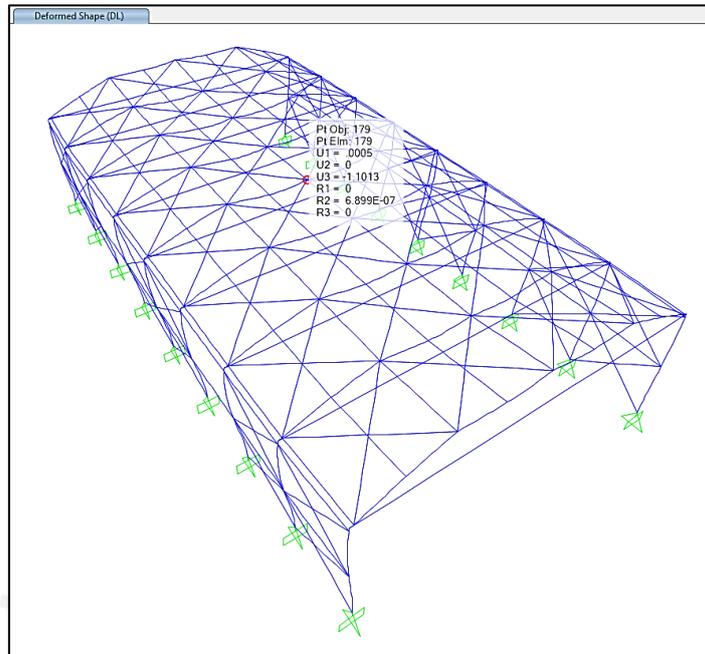


Figura 33. Estructura deformada por acción de cargas de gravedad.

Deformación  $D + Lr = 1.10 \text{ cm} = L/1600 < L/240$  OK!

#### 3.7.2 Por cargas de viento ( $D + W_A$ )

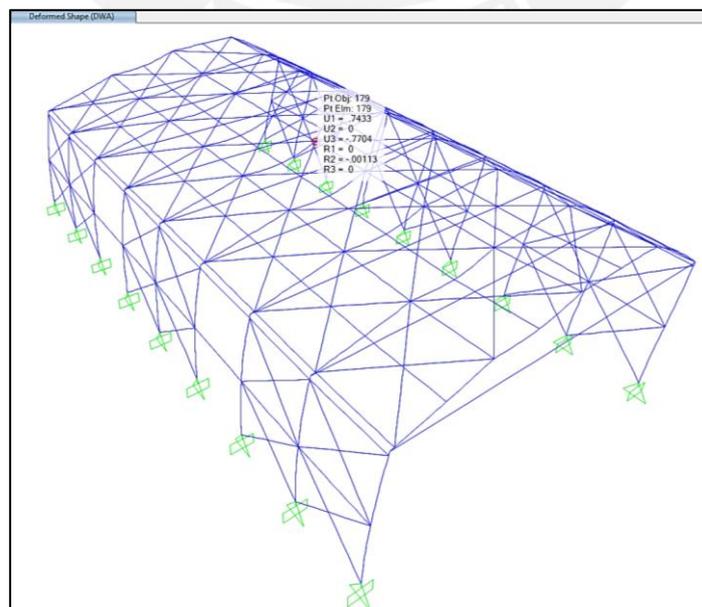


Figura 34. Deformación vertical por acción de cargas de viento  $W_A$ .

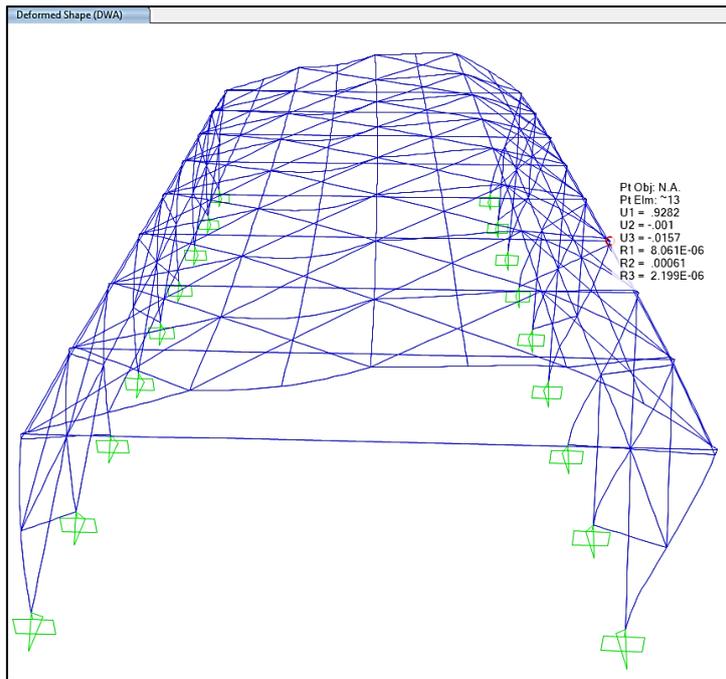


Figura 35. Deformación lateral por acción de cargas de viento  $W_A$ .

Deformación  $\downarrow D + W_A = 0.75 \text{ cm} = L/2300 < L/240$  **OK!**

Deformación  $\rightarrow D + W_A = 0.93 \text{ cm} = H/760 < H/100$  **OK!**

### 3.7.3 Por cargas de viento ( $D + W_B$ )

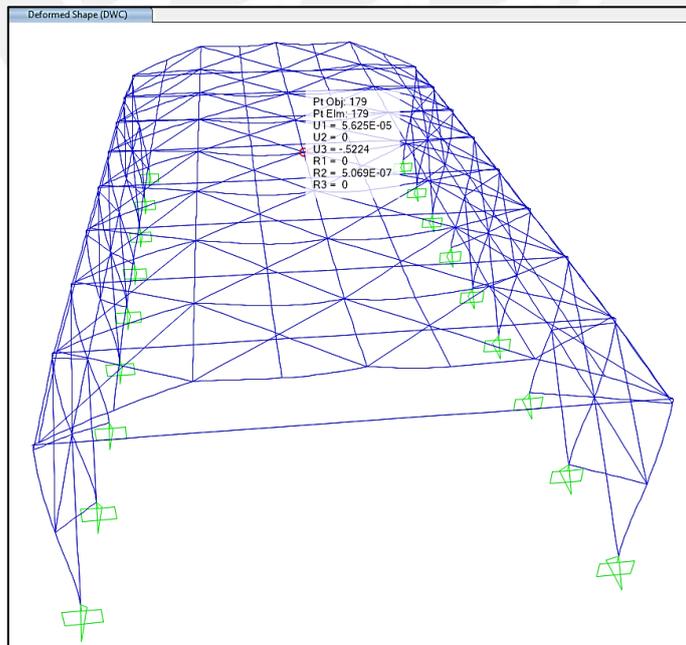


Figura 36. Deformación vertical por acción de cargas de viento  $W_B$ .

Deformación  $\downarrow D + W_B = 0.52 \text{ cm} = L/3500 < L/240$  **OK!**

## 4. DISEÑO DE CONEXIONES

### 4.1 Plancha base de columna

Se realizó respetando las consideraciones descritas en la norma ANSI 341, Capítulo D2.6 Column Bases, en donde se detalla lo siguiente:

#### Resistencia requerida a carga axial

La resistencia axial requerida de las bases de las columnas que se designan como parte de las SFRS, incluida su fijación a la cimentación, será la suma de los componentes verticales de las resistencias de conexión requeridas de los elementos de acero que están conectados a la base de la columna, pero no menor que el mayor de:

- a) La carga axial de la columna calculada utilizando la carga sísmica de sobrerresistencia.
- b) La resistencia axial requerida para empalmes de columnas, como se prescribe en la Sección D2.5.

Es decir, se cuentan con dos posibles grupos de esfuerzos para el diseño de la plancha base; uno de ellos es el de valores propios de las combinaciones de cargas (*Comb1 – Comb10*) con los que la columna en sistema OMF han sido diseñada, y el otro corresponde al grupo de valores de las combinaciones de cargas (*Comb11 – Comb14*) correspondientes a combinaciones de carga con sismo amplificado. Se tendrá que escoger el mayor entre ambos.

#### Resistencia requerida a cortante

La resistencia requerida al corte de las bases de las columnas, incluidas las que no están designadas como parte de la SFRS, y sus uniones a los cimientos, será la suma del componente horizontal de las resistencias de conexión requeridas de los elementos de acero que están conectados a la base de la columna como sigue:

- a) Para riostras diagonales, la componente horizontal se determinará a partir de la fuerza requerida de las conexiones de la riostra diagonal para el SFRS.
- b) Para las columnas, el componente horizontal será igual al menor de los siguiente:

- $2R_y F_y Z / \alpha_s H$  de la columna
- El cortante calculado usando la carga sísmica de sobrerresistencia.

Es decir, se deberá considerar, según el inciso a), la carga  $T_u^{1.5E} = 2.98 \text{ Ton} = 29.23 \text{ kN}$  calculada en la sección 3.5 por medio de la *Comb14'*.

#### Resistencia requerida a flexión

Cuando las bases de las columnas se diseñan como conexiones de momento a la cimentación, la resistencia a la flexión requerida de las bases de las columnas que están designadas como parte de las SFRS, incluida su fijación a la cimentación, será la suma de las resistencias de conexión requeridas de los elementos de acero que están conectado a la base de la columna de la siguiente manera:

- a) Para las riostras diagonales, la resistencia a la flexión requerida será al menos igual a la resistencia a la flexión requerida de las conexiones de las riostras diagonales.
- b) Para columnas, la resistencia a la flexión requerida debe ser al menos igual al menor de la siguiente:
  - $1.1R_y F_y Z / \alpha_s$  de la columna
  - El momento calculado usando la carga sísmica de sobrerresistencia, siempre que un estado límite dúctil en la base de la columna o en la cimentación controle el diseño.

En este caso, las riostras no transfieren momento flector a la plancha base.

Ahora, se procederá a definir los valores para cada sollicitación.

### Resistencia requerida a carga axial

Los valores del grupo de combinaciones de carga con sismo amplificado serán los que gobiernen el diseño en este caso. Se muestran en el siguiente cuadro resumen en  $kN - m$ .

COMBINACIÓN	ELEMENTO	SOLICITACIÓN	P	V3	V2	T	M3	M2
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEY	4	Máxima Compresión	-97.59	-0.22	13.94	-0.03	32.37	0.00
(0.9-0.2Sds)D+QEY	147	Máxima Tracción	26.71	0.23	-0.60	0.03	-1.01	0.00

Adicionalmente, se deberá considerar la sollicitación proveniente del mecanismo plástico de la riostra.

$$T_u^{1.5E} \text{Sen}\theta = 29.23 * \text{Sen}36^\circ = 17.18 \text{ kN}$$

### Resistencia requerida a cortante

Se calcula el cortante por capacidad en base de columna.

$$2R_y F_y Z / \alpha_s H = 2 * 1.3 * 2520 * 1050 / 1 * 720 = 9.55 \text{ Ton} = 93.73 \text{ kN}$$

En este caso, los valores del grupo de combinaciones de carga con sismo amplificado serán los que gobiernen el diseño. Se muestran en el siguiente cuadro resumen en  $kN - m$ .

COMBINACIÓN	ELEMENTO	SOLICITACIÓN	P	V3	V2	T	M3	M2
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEX	5	Máxima V22	-44.15	0.00	55.88	0.00	216.34	0.00
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEX	739	Mínima V22	-80.33	0.00	-55.88	0.00	-216.31	0.00

En el caso del diseño en la dirección 3 – 3, se consideró,

$$T_u^{1.5E} \text{Cos}\theta = 29.23 * \text{Cos}36^\circ = 23.65 \text{ kN}$$

### Resistencia requerida a flexión

Se calcula la flexión por capacidad en base de columna.

$$1.1R_y F_y Z / \alpha_s = 1.1 * 1.3 * 2520 * 1050 / 1 = 37.84 \text{ Ton.m} = 371.19 \text{ kN.m}$$

En este caso, los valores del grupo de combinaciones de carga con sismo amplificado serán los que gobiernen el diseño. Se muestran en el siguiente cuadro resumen en  $kN - m$ .

COMBINACIÓN	ELEMENTO	SOLICITACIÓN	P	V3	V2	T	M3	M2
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+ΩEX	5	Máximo M33	-44.15	0.00	55.88	0.00	216.34	0.00
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+ΩEX	739	Mínimo M33	-80.33	0.00	-55.88	0.00	-216.31	0.00

Una vez definidos todos los valores normativos, se ingresan los valores como combinaciones de cargas de diseño al programa IDEA Statica Connection en donde se modelo la conexión como se muestra.

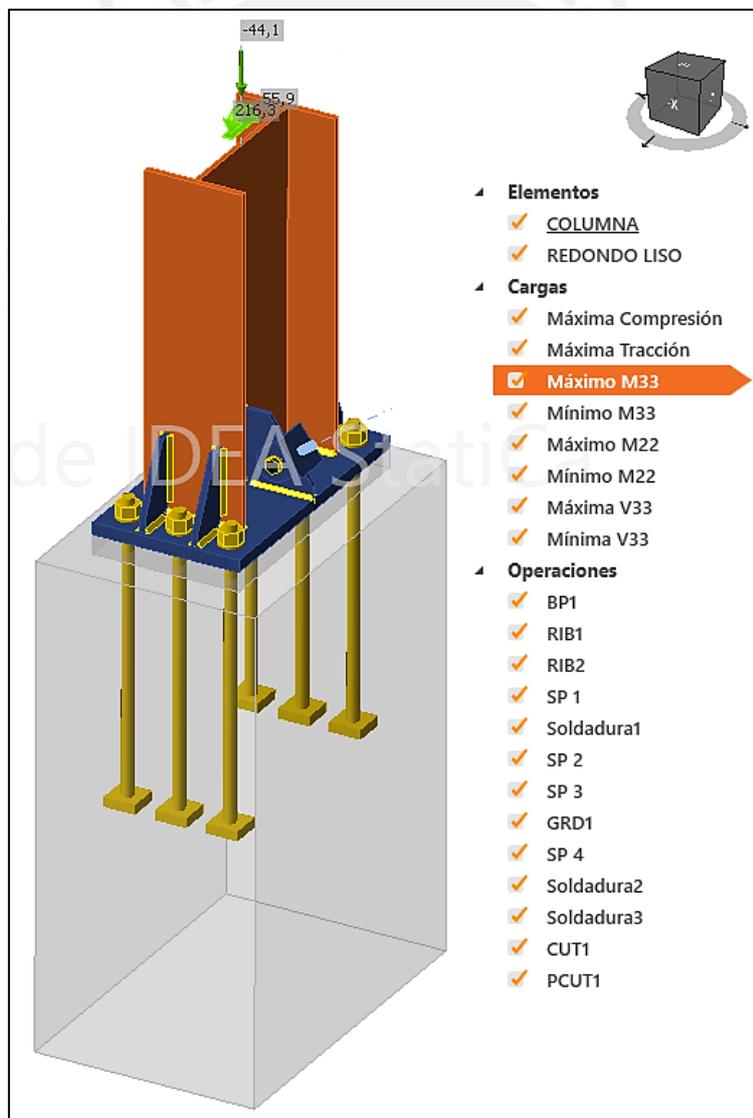


Figura 37. Modelo 3D realizado en IDEA Statica Connection.

A continuación, se muestra los datos de entrada al software.

#### Anclajes / Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm <sup>2</sup> ]
1 A193 Gr. B7	1 A193 Gr. B7	25	861,8	507
5/8 A325	5/8 A325	16	825,0	198

#### Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Máxima Compresión	COLUMNA	-97,6	-0,2	13,9	-0,3	32,4	0,0
	REDONDO LISO	29,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Máxima Tracción	COLUMNA	26,7	0,2	-0,6	0,3	-1,0	0,0
	REDONDO LISO	29,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Máximo M33	COLUMNA	-44,1	0,0	55,9	0,0	216,3	0,0
	REDONDO LISO	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Mínimo M33	COLUMNA	-80,3	0,0	-55,9	0,0	-216,3	0,0
	REDONDO LISO	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Máximo M22	COLUMNA	-53,8	0,1	14,8	0,0	35,7	0,0
	REDONDO LISO	29,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Mínimo M22	COLUMNA	-61,9	-0,1	12,9	0,0	30,0	0,0
	REDONDO LISO	29,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Máxima V33	COLUMNA	5,6	0,2	-5,5	0,0	-11,7	0,0
	REDONDO LISO	29,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Mínima V33	COLUMNA	-85,8	-0,2	5,5	0,0	11,7	0,0
	REDONDO LISO	29,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

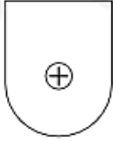
#### Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
<b>CB 1</b>		
Dimensiones	450 x 700	mm
Profundidad	1000	mm
Anclaje	1 A193 Gr. B7	
Longitud del anclaje	500	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Anclajes	
Junta de mortero	40	mm

Asimismo, se muestra las operaciones realizadas en el software.

#### Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	N°	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	N°
BP1	P25,0x300,0-550,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 5,7 Doble tendón de soldadura: a = 4,2	400,0 326,0	1 A193 Gr. B7	6
RIB1	P12,0x90,0-160,0 (A36)		2	Doble tendón de soldadura: a = 5,7	400,0		

RIB2	P12,0x90,0-160,0 (A36)		2	Doble tendón de soldadura: a = 5,7	400,0		
SP 1	P8,0x145,5-150,0 (A36)		1			5/8 A325	1
SP 2	P6,0x70,0-90,0 (A36)		1			5/8 A325	1
SP 3	P6,0x70,0-90,0 (A36)		1			5/8 A325	1
SP 4	P6,0x80,0-80,0 (A36)		1				

Por último, se muestra las verificaciones realizadas por el software.

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	7,8 > 5,0%	No OK!
Tornillos	32,4 < 100%	OK
Anclajes	81,6 < 100%	OK
Soldaduras	82,1 < 100%	OK
Bloque de hormigón	47,2 < 100%	OK
Pandeo	7,32	

#### Placas

Nombre	Material	F <sub>y</sub> [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ <sub>Ed</sub> [MPa]	ε <sub>pl</sub> [%]	σ <sub>CEd</sub> [MPa]	Estado de la verificación
COLUMNA -tfl 1	A36	248,2	12,0	Mínimo M33	239,1	7,8	0,0	No OK!
COLUMNA -bfl 1	A36	248,2	12,0	Máximo M33	238,4	7,5	0,0	No OK!
COLUMNA -w 1	A36	248,2	9,0	Mínimo M33	237,9	7,2	0,0	No OK!
REDONDO LISO	A36	372,3	3,0	Máximo M22	310,0	0,0	0,0	OK
BP1	A36	248,2	25,0	Máximo M33	223,5	0,0	0,0	OK
RIB1a	A36	248,2	12,0	Máximo M33	224,2	0,4	0,0	OK
RIB1b	A36	248,2	12,0	Máximo M33	224,3	0,4	0,0	OK
RIB2a	A36	248,2	12,0	Mínimo M33	224,1	0,4	0,0	OK
RIB2b	A36	248,2	12,0	Mínimo M33	224,1	0,4	0,0	OK
SP 1	A36	248,2	8,0	Máxima V33	178,5	0,0	7,4	OK
SP 2	A36	248,2	6,0	Máximo M22	136,2	0,0	7,4	OK
SP 3	A36	248,2	6,0	Máxima V33	136,2	0,0	7,4	OK
SP 4	A36	248,2	6,0	Máximo M22	52,9	0,0	0,0	OK

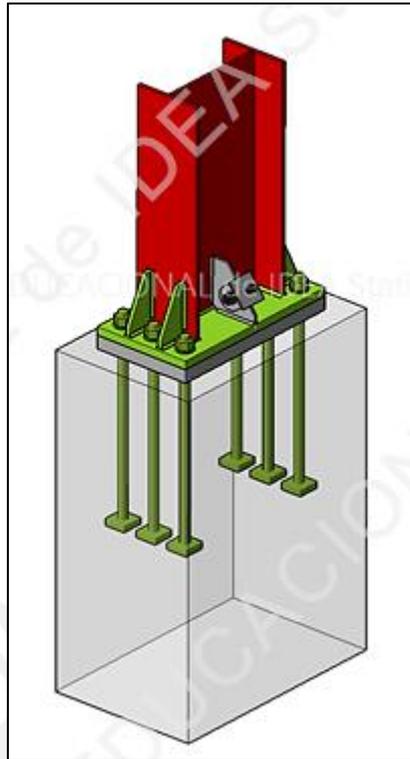


Figura 38. Esquema semáforo de verificaciones en IDEA Static Connection.

La *Figura 39*, muestra un comportamiento esperado de la interfaz columna – placa base. Como la columna ha sido diseñada bajo combinaciones de carga simples (sin sismo amplificado) se espera que, bajo cargas de sismo amplificado con las que está siendo diseñada la conexión propiamente dicha, esta incurra en el rango plástico del material, o sea, generarse una rótula plástica. Todo esto es correcto, siempre y cuando la falla no se dé por arrancamiento, aplastamiento, soldaduras y/o pernos.

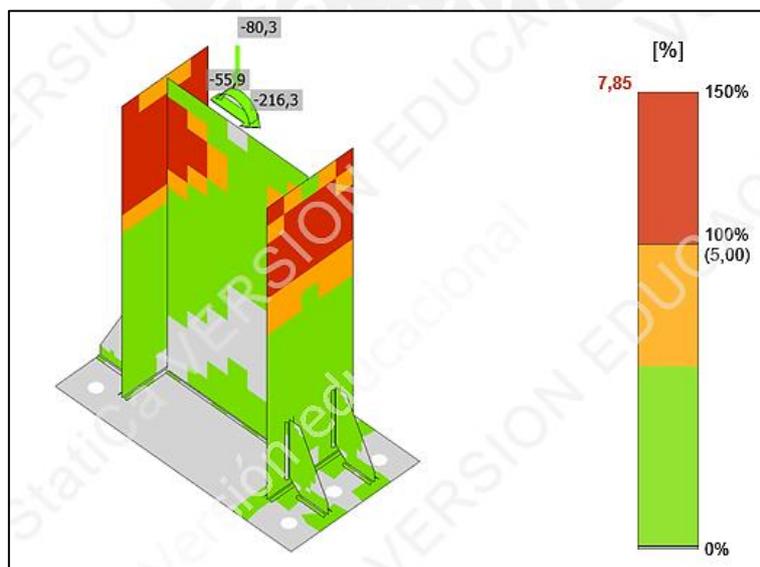


Figura 39. Gráfico de verificación de deformaciones.

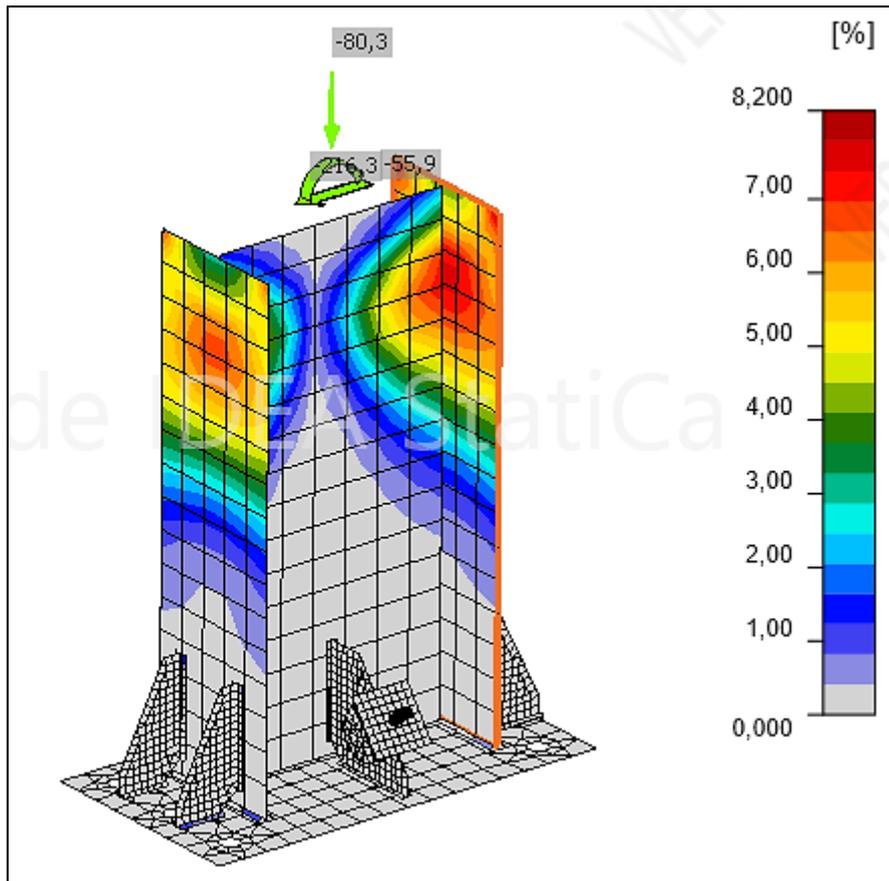


Figura 40. Gráfico de deformación plástica en zona de columna.

De esta manera, se comprueba un adecuado mecanismo de falla de la estructura.

Se procede a mostrar verificaciones correspondientes a los demás elementos que conforman la conexión. Se detalla el procedimiento de diseño del elemento más esforzado.

#### Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_t$ [kN]	$V$ [kN]	$\Phi R_{n,portante}$ [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detallado	Estado
	B11	5/8 A325 - 1	Máxima V33	3,9	14,6	90,1	4,2	32,4	-	Aceptar	OK

#### Datos de diseño

Calidad	$\Phi R_{n,tracción}$ [kN]	$\Phi R_{n,cortante}$ [kN]
5/8 A325 - 1	92,0	55,2

### Resultado detallado para B11

#### Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 92,0 \text{ kN} \geq F_t = 3,9 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

#### Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 55,2 \text{ kN} \geq V = 14,6 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tensiones tangenciales de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

#### Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 90,1 \text{ kN} \geq V = 29,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$l_c = 31 \text{ mm} \quad \text{– distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material}$$

$$t = 8 \text{ mm} \quad \text{– espesor de la placa}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad \text{– diámetro del tornillo}$$

$$F_u = 400,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción del material conectado}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos}$$

#### Explicación del símbolo

$F_t$	Fuerza de tracción
$V$	Resultante de las fuerzas cortantes $V_y$ , $V_z$ en el tornillo.
$\phi R_{n, \text{aplastante}}$	Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
$U_t$	Utilización a tracción
$U_s$	Utilización a cortante
$U_{ts}$	Utilización a tensión y cortante
$\phi R_{n, \text{tracción}}$	Resistencia de los pernos a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2
$\phi R_{n, \text{cortante}}$	Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

#### Anciajes

Forma	Ítem	Cargas	$N_f$ [kN]	$V$ [kN]	$\phi N_p$ [kN]	$\phi N_{sb}$ [kN]	$\phi V_{cp}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	$U_{ts}$ [%]	Detallado	Estado
	A5	Máximo M33	159,9	9,0	430,7	158,0	145,3	67,9	38,5	72,9	Aceptar	OK
	A6	Máximo M33	160,1	9,0	430,7	158,0	145,3	68,0	38,5	72,9	Aceptar	OK
	A7	Mínimo M33	153,4	9,1	430,7	158,0	145,3	65,2	38,5	69,3	Aceptar	OK
	A8	Mínimo M33	153,4	9,1	430,7	158,0	145,3	65,2	38,5	69,4	Aceptar	OK
	A9	Mínimo M33	175,1	8,8	430,7	158,0	145,3	74,4	38,5	81,4	Aceptar	OK
	A10	Máximo M33	175,4	8,6	430,7	158,0	145,3	74,5	38,5	81,6	Aceptar	OK

#### Datos de diseño

Calidad	$\phi N_{sa}$ [kN]	$\phi V_{sa}$ [kN]
1 A193 Gr. B7 - 2	235,4	104,9

### Resultado detallado para A10

#### Resistencia a tracción del anclaje (ACI 318-14 – 17.4.1)

$$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} = 235,4 \text{ kN} \geq N_f = 175,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{– factor de resistencia}$$

$$A_{se,N} = 391 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área a tracción}$$

$$f_{uta} = 860,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia última específica para el acero del tornillo}$$

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$  , donde:
  - $f_{ya} = 723,9 \text{ MPa}$  – límite elástico especificado del acero del anclaje
  - $f_u = 861,8 \text{ MPa}$  – resistencia última específica para el acero del anclaje

#### Resistencia al arrancamiento de barra del hormigón (ACI 318-14 – 17.4.3)

$$\phi N_{pn} = \phi \cdot \Psi_{c,P} \cdot N_p = 430,7 \text{ kN} \geq N_f = 175,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$\phi = 0,70 \quad \text{– factor de resistencia}$$

$$\Psi_{c,P} = 1,00 \quad \text{– factor modificador para la condición del hormigón}$$

$$N_p = 615,3 \text{ kN} \quad \text{– resistencia básica del hormigón a arrancamiento del anclaje por falta de adherencia:}$$

- $N_{pr} = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$  , donde:
  - $A_{brg} = 3718 \text{ mm}^2$  – área portante de la cabeza del perno o anclaje
  - $f'_c = 20,7 \text{ MPa}$  – resistencia a compresión del hormigón

#### Resistencia a arrancamiento lateral del hormigón (ACI 318-14 – 17.4.4)

$$\phi N_{sb} = r_c \cdot N_{sbg} = 158,0 \text{ kN} \geq N_f = 175,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_c = 0,51 \quad \text{– factor reductor para el anclaje cercano a un borde libre o múltiples anclajes con espaciado pequeño:}$$

- $r_c = \min\left(\frac{1+c_{a2}}{4}, 1 + \frac{s}{6 \cdot c_{a1}}\right)$  ,  $0,5 \leq r_c \leq 1$  , donde:
  - $c_{a1} = 120 \text{ mm}$  – distancia más corta desde un anclaje hasta un borde
  - $c_{a2} = 125 \text{ mm}$  – distancia al borde más larga en la dirección de la carga
  - $s = 105 \text{ mm}$  – espaciado entre anclajes

$$N_{sbg} = 309,5 \text{ kN} \quad \text{– resistencia a arrancamiento lateral del hormigón de un anclaje con cabeza en tracción}$$

- $N_{sb} = \phi \cdot 13,0 \cdot c_{a1} \cdot \sqrt{A_{igr}} \cdot \sqrt{f'_c}$  , donde:
  - $A_{igr} = 3718 \text{ mm}^2$  – área portante de la cabeza del perno o anclaje
  - $f'_c = 20,7 \text{ MPa}$  – resistencia a compresión del hormigón
  - $\phi = 0,70$  – factor de resistencia

#### Resistencia a cortante (ACI 318-14 – 17.5.1)

$$\phi V_{sa} = r_m \cdot \phi \cdot 0,6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} = 104,9 \text{ kN} \geq V = 8,6 \text{ kN}$$

Donde:

$$r_m = 0,8 \quad \text{– factor de reducción para la resistencia del acero a cortante en caso de una unión de mortero}$$

$$\phi = 0,65 \quad \text{– factor de resistencia}$$

$$A_{se,V} = 391 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área a tracción}$$

$$f_{uta} = 860,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia última específica para el acero del tornillo}$$

- $f_{uta} = \min(860 \text{ MPa}, 1,9 \cdot f_{ya}, f_u)$  , donde:
  - $f_{ya} = 723,9 \text{ MPa}$  – límite elástico especificado del acero del anclaje
  - $f_u = 861,8 \text{ MPa}$  – resistencia última específica para el acero del anclaje

### Resistencia al arrancamiento en cuña del hormigón (pryout) (ACI 318-14 – 17.5.3)

La verificación se realiza para un grupo de anclajes sobre la placa base común

$$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} = 145,3 \text{ kN} \geq V_g = 55,9 \text{ kN}$$

Donde:

$\phi = 0,65$  – factor de resistencia

$k_{cp} = 2,00$  – factor de arrancamiento por cortante en cuña del hormigón (pry-out)

$N_{cp} = 111,8 \text{ kN}$  – resistencia a arrancamiento del cono de hormigón en caso de todos los anclajes en tracción

$V_g = 55,9 \text{ kN}$  – suma de los cortantes de los anclajes sobre una misma placa base

### Interacción tracción-cortante (ACI 318-14 – R17.6)

$$U_{tt}^{5/3} + U_{ts}^{5/3} = 0,82 \leq 1,0$$

Donde:

$U_{tt} = 0,75$  – máxima ratio entre fuerza de tracción factorizada y resistencia a tracción determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

$U_{ts} = 0,38$  – máxima ratio entre esfuerzo cortante factorizado y resistencia a cortante determinada a partir de todos los modos de fallo relevantes

### Armado suplementario (ACI 318-14 – 17.4.2.9; ACI 318-14 – 17.5.2.9)

El refuerzo suplementario debe resistir la fuerza de: 495,4 kN en tracción y 55,9 kN a cortante

### Explicación del símbolo

$N_f$  Fuerza de tracción

$V$  Resultante de las fuerzas cortantes  $V_y, V_z$  en el tornillo.

$\phi N_p$  Resistencia al deslizamiento – ACI 318-14 – 17.4.3

$\phi N_{sb}$  Resistencia al arrancamiento lateral del cono de hormigón a tracción de acuerdo con – ACI 318-14 – 17.4.4

$\phi V_{cp}$  Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje a cortante de acuerdo con – ACI 318-14 – 17.5.3

$U_t$  Utilización a tracción

$U_s$  Utilización a cortante

$U_{ts}$  Utilización a tensión y cortante

$\phi N_{sa}$  Resistencia del anclaje en tracción - ACI 318-14 – 17.4.1

$\phi V_{sa}$  Resistencia del anclaje a cortante - ACI 318-14 – 17.5.1

### Soldaduras

#### Resultado detallado para COLUMNA -tfl 1 / RIB1a

#### Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 13,5 \text{ kN} \geq F_n = 11,1 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nw} = 332,6 \text{ MPa}$  – resistencia nominal del material de aportación:

•  $F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$ , donde:

◦  $F_{EXX} = 413,7 \text{ MPa}$  – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada

◦  $\theta = 50,6^\circ$  – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$A_{we} = 54 \text{ mm}^2$  – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\phi = 0,75$  – factor de resistencia para conexiones soldadas

#### Explicación del símbolo

$T_n$	Espesor de garganta de soldadura
$L_s$	Tamaño de la soldadura
$L$	Longitud de la soldadura
$L_c$	Longitud del elemento crítico de la soldadura
$F_n$	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
$\phi R_n$	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
$U_t$	Utilización

#### Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	$A_1$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_2$ [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [MPa]	$U_t$ [%]	Estado
CB 1	Mínimo M33	67470	164833	8,4	47,2	OK

#### Explicación del símbolo

$A_1$	Área cargada
$A_2$	Área de soporte
$\sigma$	Tensión media en el hormigón
$U_t$	Utilización

#### Resultado detallado para CB 1

Comprobación de la resistencia a compresión del bloque de hormigón (AISC 360-16 Section J8)

$$\phi_c f_{p,max} = 17,9 \text{ MPa} \geq \sigma = 8,4 \text{ MPa}$$

Donde:

$$f_{p,max} = 27,5 \text{ MPa} \text{ – resistencia de cálculo a aplastamiento del bloque de hormigón:}$$

- $f_{p,max} = 0,85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \cdot f'_c$ , donde:
  - $f'_c = 20,7 \text{ MPa}$  – resistencia a compresión del hormigón
  - $A_1 = 67470 \text{ mm}^2$  – Área de la placa base en contacto con la superficie de hormigón
  - $A_2 = 164833 \text{ mm}^2$  – Superficie de apoyo del hormigón

$$\phi_c = 0,65 \text{ – factor de resistencia para el hormigón}$$

## 4.2 Unión arriostramiento – viga – columna

Se analiza la ubicación y caso más desfavorable de carga para la conexión. Esto se presenta para la combinación de diseño  $\rightarrow Comb12' = 0.671D + 2(1.5EY)$  en la ubicación mostrada en la siguiente figura.

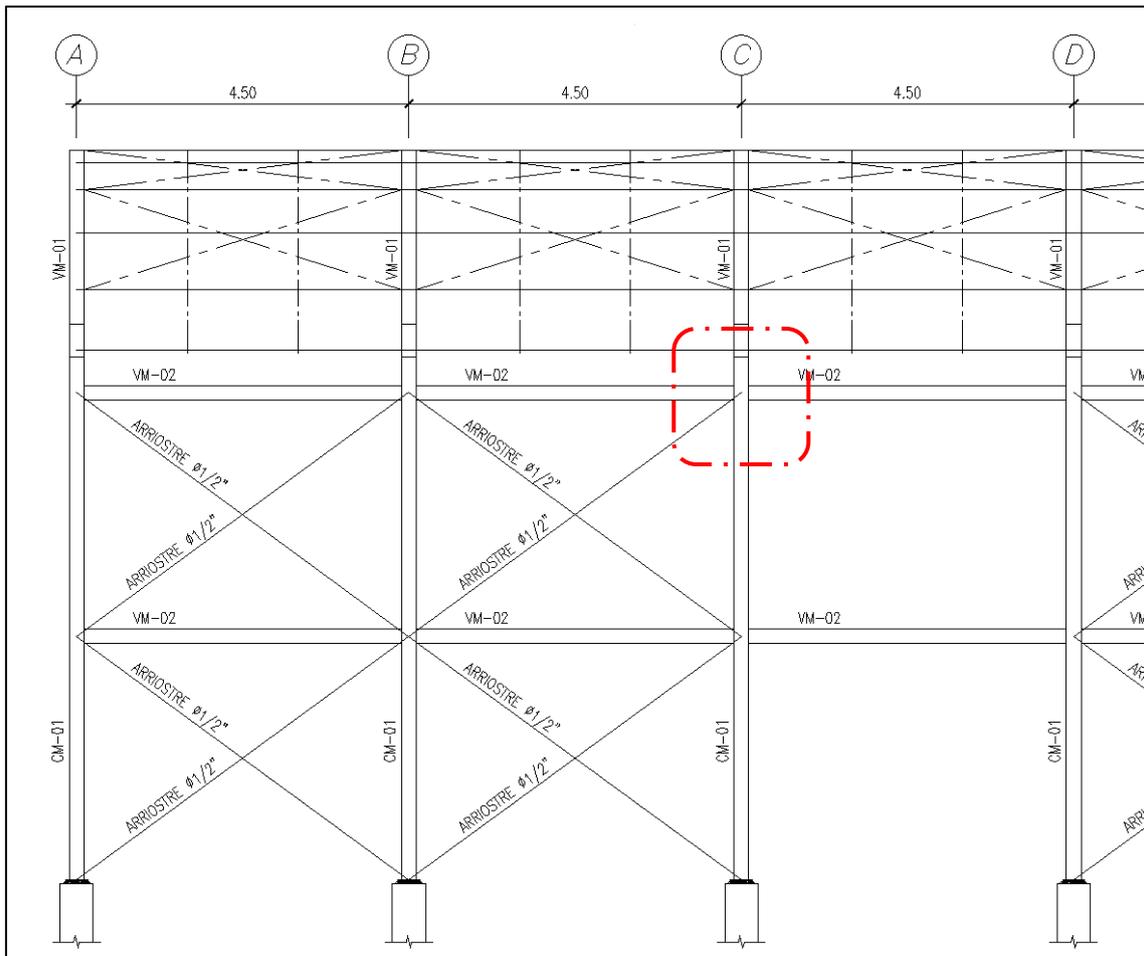


Figura 41. Zona crítica para unión.

Una vez definido este escenario, se ingresan los valores como combinaciones de cargas de diseño al programa IDEA Statica Connection en donde se modelo la conexión como se muestra.

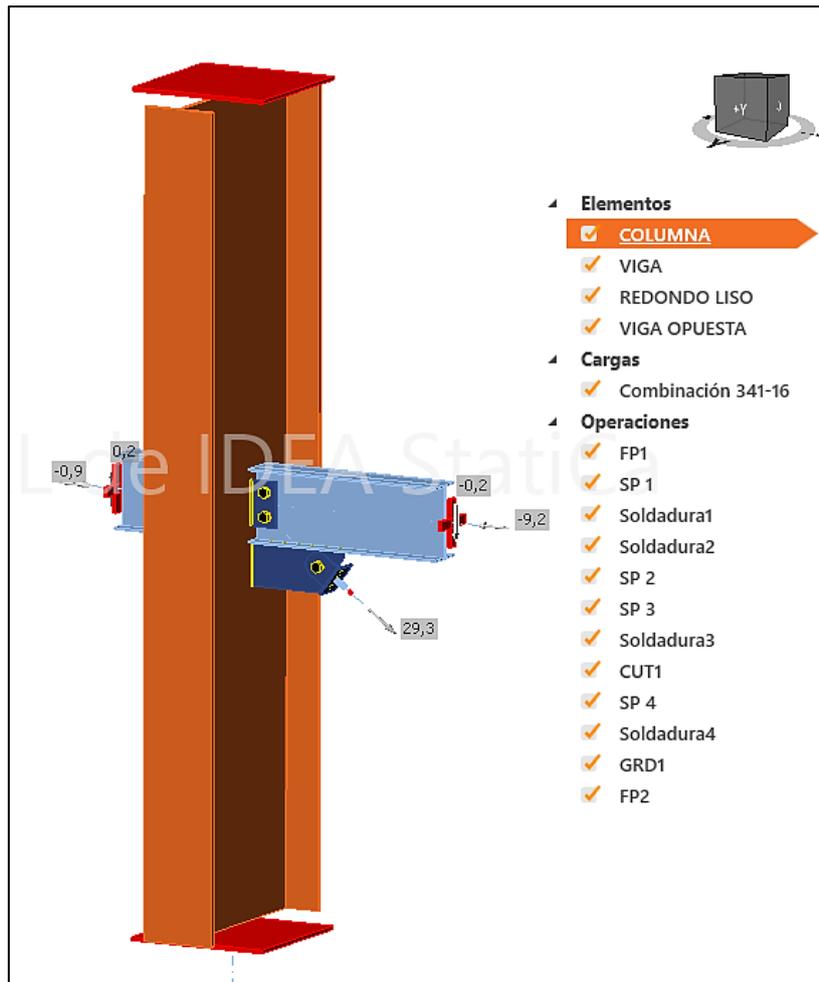


Figura 42. Modelo 3D realizado en IDEA Statica Connection.

A continuación, se muestra los datos de entrada al software.

#### Tornillos

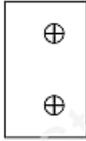
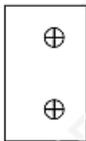
Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm <sup>2</sup> ]
5/8 A325	5/8 A325	16	825,0	198

#### Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Combinación 341-16	VIGA	-9,2	0,0	-0,2	0,0	0,0	0,0
	REDONDO LISO	29,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	VIGA OPUESTA	-0,9	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0

Asimismo, se muestra las operaciones realizadas en el software.

### Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	N°	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	N°
FP1	P6,0x75,0-125,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 3,2	125,0	5/8 A325	2
SP 1	P6,0x275,0-125,0 (A36)		1			5/8 A325	1
SP 2	P6,0x70,0-90,0 (A36)		1			5/8 A325	1
SP 3	P6,0x90,0-80,0 (A36)		1				
CUT1				Bisel: a = 3,0	40,8		
SP 4	P6,0x70,0-90,0 (A36)		1			5/8 A325	1
FP2	P6,0x75,0-125,0 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 3,2	125,0	5/8 A325	2

Por último, se muestra las verificaciones realizadas por el software.

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,1 < 5,0%	OK
Tornillos	43,3 < 100%	OK
Soldaduras	42,2 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

## Placas

Nombre	Material	F <sub>y</sub> [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ <sub>Ed</sub> [MPa]	ε <sub>pl</sub> [%]	σ <sub>CEd</sub> [MPa]	Estado de la verificación
COLUMNA-tfl 1	A36	248,2	12,0	Combinación 341-16	28,7	0,0	0,0	OK
COLUMNA-bfl 1	A36	248,2	12,0	Combinación 341-16	47,6	0,0	0,0	OK
COLUMNA-w 1	A36	248,2	9,0	Combinación 341-16	144,7	0,0	0,0	OK
VIGA-bfl 1	A36	248,2	5,2	Combinación 341-16	50,9	0,0	0,0	OK
VIGA-tfl 1	A36	248,2	5,2	Combinación 341-16	17,6	0,0	0,0	OK
VIGA-w 1	A36	248,2	4,3	Combinación 341-16	80,7	0,0	3,9	OK
REDONDO LISO	A36	372,3	3,0	Combinación 341-16	335,2	0,1	0,0	OK
VIGA OPUESTA-bfl 1	A36	248,2	5,2	Combinación 341-16	13,2	0,0	0,0	OK
VIGA OPUESTA-tfl 1	A36	248,2	5,2	Combinación 341-16	12,9	0,0	0,0	OK
VIGA OPUESTA-w 1	A36	248,2	4,3	Combinación 341-16	51,3	0,0	9,1	OK
FP1	A36	248,2	6,0	Combinación 341-16	108,5	0,0	3,9	OK
SP 1	A36	248,2	6,0	Combinación 341-16	223,5	0,1	6,6	OK
SP 2	A36	248,2	6,0	Combinación 341-16	131,6	0,0	6,5	OK
SP 3	A36	248,2	6,0	Combinación 341-16	33,7	0,0	0,0	OK
SP 4	A36	248,2	6,0	Combinación 341-16	132,4	0,0	6,6	OK
FP2	A36	6,0	Combinación 341-16	95,4	0,0	9,1	OK	

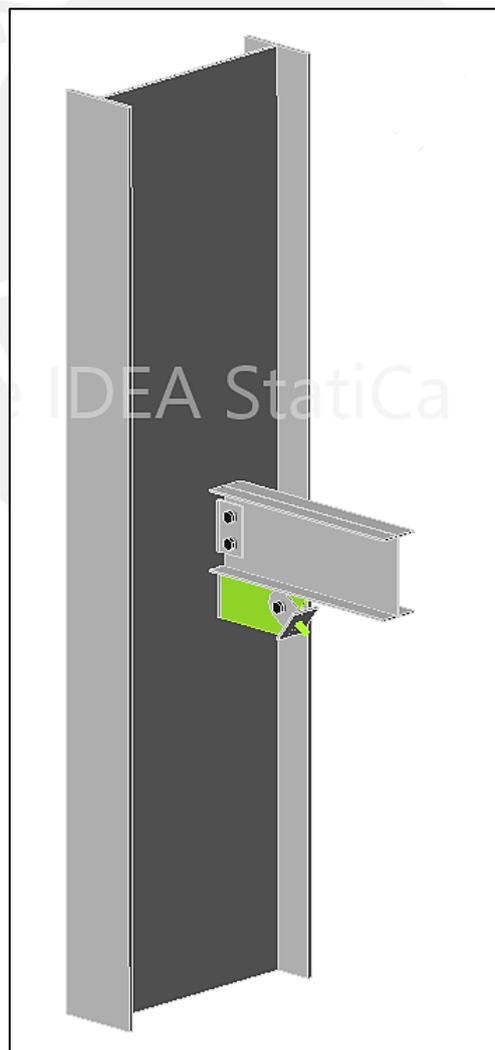


Figura 43. Esquema semáforo de verificaciones en IDEA Statica Connection.

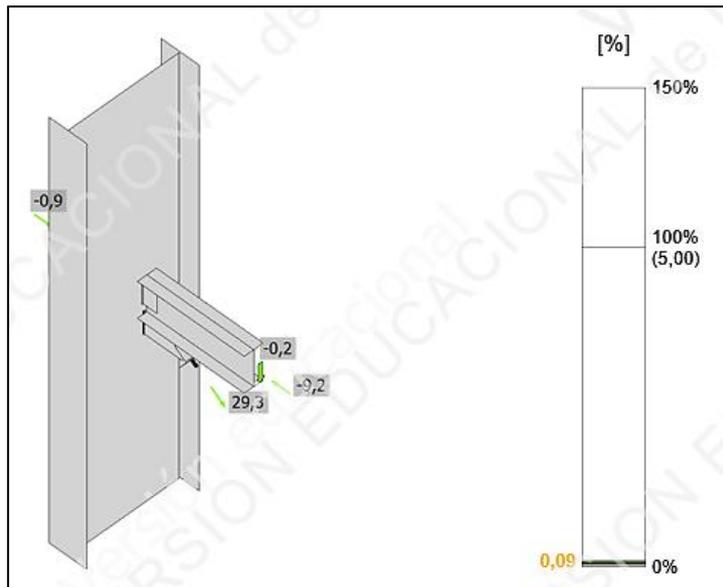


Figura 44. Gráfico de verificación de deformaciones.

Se procede a mostrar verificaciones correspondientes a los demás elementos que conforman la conexión. Se detalla el procedimiento de diseño del elemento más esforzado.

#### Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_t$ [kN]	$V$ [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detallado	Estado
	B1	5/8 A325 - 1	Combinación 341-16	2,7	4,9	47,7	2,9	10,2	-	Aceptar	OK
	B2	5/8 A325 - 1	Combinación 341-16	1,1	3,3	49,2	1,2	6,7	-	Aceptar	OK
	B3	5/8 A325 - 1	Combinación 341-16	3,4	14,7	67,6	3,6	43,3	-	Aceptar	OK
	B4	5/8 A325 - 1	Combinación 341-16	1,9	1,5	49,2	2,1	3,1	-	Aceptar	OK
	B5	5/8 A325 - 1	Combinación 341-16	2,2	0,7	33,3	2,3	2,0	-	Aceptar	OK

#### Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n,tracción}$ [kN]	$\phi R_{n,cortante}$ [kN]
5/8 A325 - 1	92,0	55,2

### Resultado detallado para B3

#### Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 92,0 \text{ kN} \geq F_t = 3,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

#### Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 55,2 \text{ kN} \geq V = 14,7 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tensiones tangenciales de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

#### Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 67,6 \text{ kN} \geq V = 29,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$l_c = 31 \text{ mm} \quad \text{– distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material}$$

$$t = 6 \text{ mm} \quad \text{– espesor de la placa}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad \text{– diámetro del tornillo}$$

$$F_u = 400,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción del material conectado}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos}$$

#### Explicación del símbolo

$F_t$	Fuerza de tracción
$V$	Resultante de las fuerzas cortantes $V_y$ , $V_z$ en el tornillo.
$\phi R_{n,\text{portante}}$	Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
$U_t$	Utilización a tracción
$U_s$	Utilización a cortante
$U_{ts}$	Utilización a tensión y cortante
$\phi R_{n,\text{tracción}}$	Resistencia de los pernos a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2
$\phi R_{n,\text{cortante}}$	Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

### Soldaduras

#### Resultado detallado para VIGA-bfl 1 / SP 1

#### Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 16,2 \text{ kN} \geq F_n = 6,8 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nw} = 393,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia nominal del material de aportación:}$$

- $F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5}\theta)$ , donde:
  - $F_{EXX} = 482,6 \text{ MPa}$  – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada
  - $\theta = 53,0^\circ$  – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$$A_{we} = 55 \text{ mm}^2 \quad \text{– área eficaz del elemento de soldadura crítico}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para conexiones soldadas}$$

#### Explicación del símbolo

$T_n$	Espesor de garganta de soldadura
$L_s$	Tamaño de la soldadura
$L$	Longitud de la soldadura
$L_c$	Longitud del elemento crítico de la soldadura
$F_n$	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
$\phi R_n$	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4

### 4.3 Unión viga – ala de columna (Knee moment end plate)

Para el diseño de la conexión se debe establecer el momento requerido al cual esta sometida, para ello se utiliza la sección E1.6 (c) de la norma ANSI 341 donde se establece que, para una conexión parcialmente o semi rígida (PR), se debe cumplir todos los siguientes requerimientos:

- Las conexiones deben diseñarse para el momento y cortante máximos de las combinaciones de carga aplicables como se describe en las Secciones B2 y B3 (combinaciones de cargas de diseño con sismo amplificado).
- La rigidez, resistencia y capacidad de deformación de las uniones de momento PR se considerarán en el diseño, incluido el efecto sobre la estabilidad general del marco.
- La resistencia nominal a la flexión de la conexión,  $M_n$ , no será inferior al 50% de  $M_p$  de la viga conectada.

Excepción: Para estructuras de un piso,  $M_n$ , no será menor al 50% de  $M_p$  de la columna conectada.

Momento plástico de la columna

$$M_{p_{col}} = F_y Z = 2520 * 2412 = 596.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{n_{PR}} = 0.5 M_{p_{col}} = 298.14 \text{ kN.m}$$

- $V_u$  o  $V_a$ , según corresponda, se determinará según la Sección E1.6b (a) con  $M_p$  en la Ecuación E1-1 tomado como  $M_n$ , PR.

$$V_u = \frac{2(1.1R_y M_{n_{PR}})}{L_{cf}} = \frac{2(1.1 * 1.3 * 298.14)}{18.44} = 46.24 \text{ kN}$$

Donde  $L_{cf}$ : longitud libre de viga.

Ahora bien, todas estas condiciones son aplicables a la conexión siempre y cuando se demuestre que es catalogada como semi – rígida. Esta condición será verificada y demostrada por medio de un análisis de rigidez empleando el software IDEA Statica Connection.

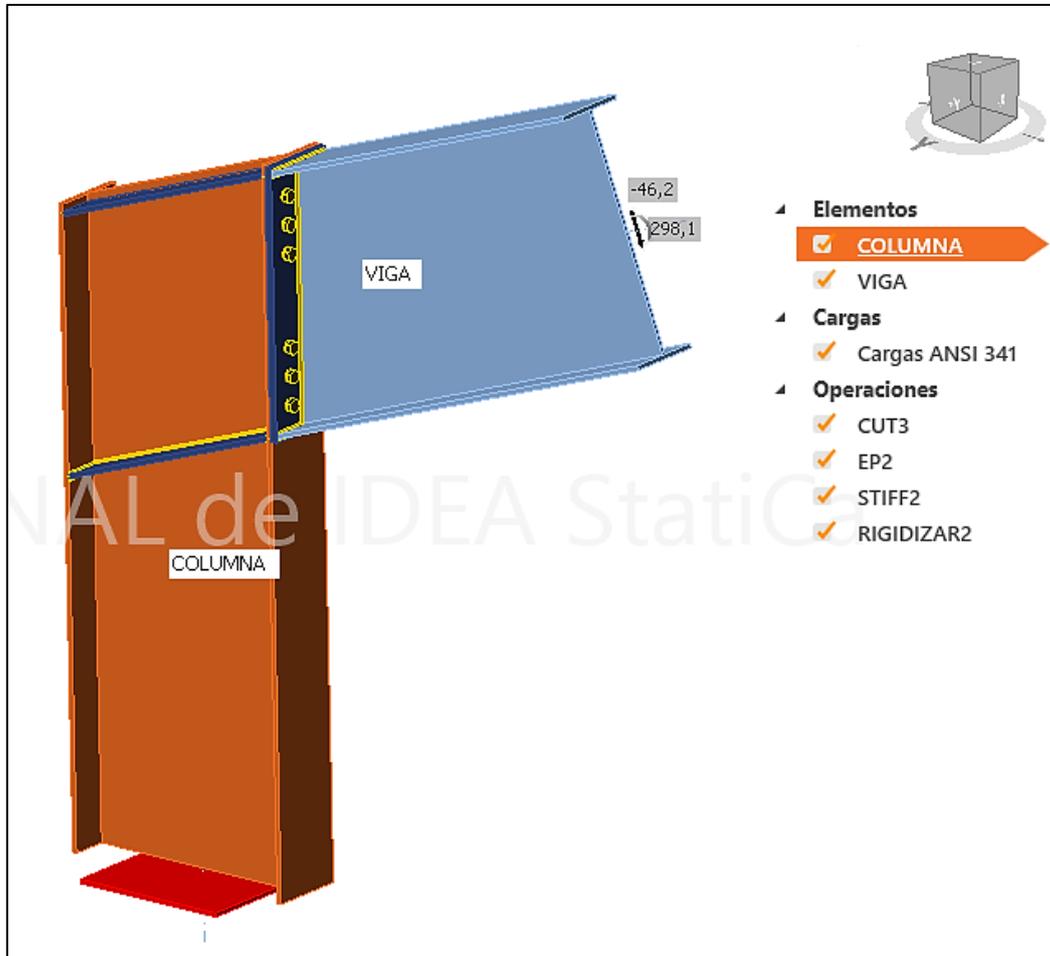


Figura 45. Modelo 3D realizado en IDEA Statica Connection.

A continuación, se muestra los datos de entrada al software.

#### Tornillos

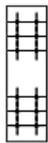
Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm <sup>2</sup> ]
3/4 A325	3/4 A325	19	825,0	285

#### Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Cargas ANSI 341	VIGA	0,0	0,0	-46,2	0,0	298,1	0,0

Asimismo, se muestra las operaciones realizadas en el software.

## Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	N°	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	N°
CUT3							
EP2	P19,0x205,0-711,7 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1066,2	3/4 A325	12
STIFF2	P12,0x95,5-661,8 (A36)		2	Bisel: a = 12,0	1705,6		
RIGIDIZAR2	P12,0x95,5-661,8 (A36)		2	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1705,6		

Por último, se muestra las verificaciones realizadas por el software.

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	5,0 < 5,0%	OK
Tornillos	95,7 < 100%	OK
Soldaduras	82,2 < 100%	OK
Pandeo	4,63	

## Placas

Nombre	F <sub>y</sub> [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ <sub>Ed</sub> [MPa]	ε <sub>p1</sub> [%]	σ <sub>CEd</sub> [MPa]	Estado de la verificación
COLUMNA-tfl 1	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	233,4	5,0	115,7	OK
COLUMNA-bfl 1	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	162,1	0,0	0,0	OK
COLUMNA-w 1	248,2	9,0	Cargas ANSI 341	223,8	0,2	0,0	OK
VIGA-tfl 1	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	189,2	0,0	0,0	OK
VIGA-bfl 1	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	224,3	0,5	0,0	OK
VIGA-w 1	248,2	9,0	Cargas ANSI 341	217,9	0,1	0,0	OK
EP2	248,2	19,0	Cargas ANSI 341	223,7	0,2	115,7	OK
STIFF2a	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	224,6	0,6	0,0	OK
STIFF2b	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	224,6	0,6	0,0	OK
RIGIDIZAR2a	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	202,7	0,0	0,0	OK
RIGIDIZAR2b	248,2	12,0	Cargas ANSI 341	203,1	0,0	0,0	OK



Figura 46. Esquema semáforo de verificaciones en IDEA StatiCa Connection.

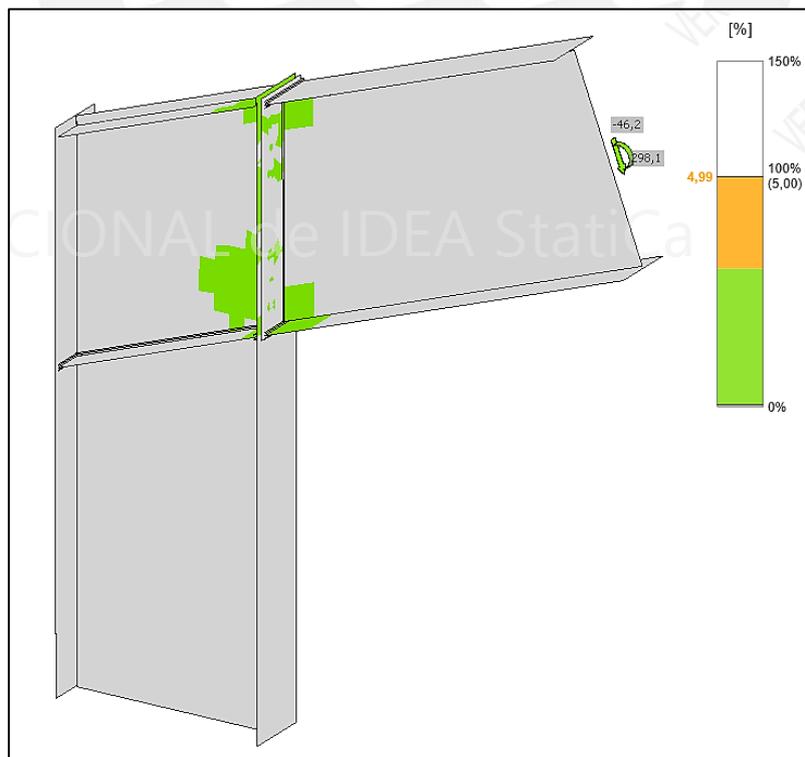


Figura 47. Gráfico de verificación de deformaciones.

Se procede a mostrar verificaciones correspondientes a los demás elementos que conforman la conexión. Se detalla el procedimiento de diseño del elemento más esforzado.

### Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_t$ [kN]	$V$ [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	$U_{ts}$ [%]	Detallado	Estado
	B1	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	126,8	8,9	164,6	95,6	11,2	-	Aceptar	OK
	B2	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	126,8	8,9	164,6	95,7	11,2	-	Aceptar	OK
	B3	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	109,9	12,4	164,6	82,9	15,6	-	Aceptar	OK
	B4	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	109,9	12,4	164,6	82,9	15,6	-	Aceptar	OK
	B5	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	111,1	12,0	164,6	83,9	15,0	-	Aceptar	OK
	B6	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	111,1	12,0	164,6	83,9	15,0	-	Aceptar	OK
	B7	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	3,7	15,3	164,6	2,8	19,2	-	Aceptar	OK
	B8	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	3,3	15,2	164,6	2,5	19,2	-	Aceptar	OK
	B9	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	26,6	8,9	164,6	20,0	11,1	-	Aceptar	OK
	B10	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	27,2	8,9	164,6	20,5	11,2	-	Aceptar	OK
	B11	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	101,9	6,0	164,6	76,9	7,5	-	Aceptar	OK
	B12	3/4 A325 - 1	Cargas ANSI 341	101,9	5,9	164,6	76,9	7,4	-	Aceptar	OK

### Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n,tracción}$ [kN]	$\phi R_{n,cortante}$ [kN]
3/4 A325 - 1	132,5	79,5

### Resultado detallado para B2

Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 132,5 \text{ kN} \geq F_t = 126,8 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 285 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 79,5 \text{ kN} \geq V = 8,9 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tensiones tangenciales de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 285 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 164,6 \text{ kN} \geq V = 8,9 \text{ kN}$$

Donde:

$l_c = 46 \text{ mm}$  – distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material

$t = 12 \text{ mm}$  – espesor de la placa

$d = 19 \text{ mm}$  – diámetro del tornillo

$F_u = 400,0 \text{ MPa}$  – resistencia a tracción del material conectado

$\phi = 0,75$  – factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos

Explicación del símbolo

$F_t$	Fuerza de tracción
$V$	Resultante de las fuerzas cortantes $V_y, V_z$ en el tornillo.
$\phi R_{n, \text{portante}}$	Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
$U_t$	Utilización a tracción
$U_s$	Utilización a cortante
$U_{ts}$	Utilización a tensión y cortante
$\phi R_{n, \text{tracción}}$	Resistencia de los pernos a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2
$\phi R_{n, \text{cortante}}$	Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

## Soldaduras

Resultado detallado para EP2 / VIGA-bñ 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 91,6 \text{ kN} \geq F_n = 75,2 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nw} = 432,5 \text{ MPa}$  – resistencia nominal del material de aportación:

- $F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5}\theta)$ , donde:
  - $F_{EXX} = 482,6 \text{ MPa}$  – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada
  - $\theta = 82,4^\circ$  – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$A_{we} = 282 \text{ mm}^2$  – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\phi = 0,75$  – factor de resistencia para conexiones soldadas

Explicación del símbolo

$T_h$	Espesor de garganta de soldadura
$L_s$	Tamaño de la soldadura
$L$	Longitud de la soldadura
$L_c$	Longitud del elemento crítico de la soldadura
$F_n$	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
$\phi R_n$	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4

Ahora bien, teniendo definida la conexión se procede a verificar su condición de rigidez.

Se realizó el análisis de rigidez considerando que el elemento analizado es la viga y cuenta físicamente con las siguientes longitudes de soporte lateral.

$$L_y = 18.35 \text{ m} ; L_z = 5.10 \text{ m}$$

Se considera una carga significativa de  $M_y = 100.0 \text{ kN.m}$

#### Rigidez rotacional

Nombre	Comp.	Cargas	$M_{j,Rd}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [MNm/rad]	$\Phi_c$ [mrad]	L [m]	$S_{j,R}$ [MNm/rad]	$S_{j,P}$ [MNm/rad]	Clase
VIGA	My	Cargas ANSI 341	276,1	85,9	17,4	18,35	146,6	14,7	Semi-rígido

#### Rigidez rotacional secante

Nombre	Comp.	Cargas	M [kNm]	$S_{js}$ [MNm/rad]	$\Phi$ [mrad]
VIGA	My	Cargas ANSI 341	100,0	97,8	1,0

#### Explicación del símbolo

$M_{j,Rd}$	Resistencia a flexión
$S_{j,ini}$	Rigidez rotacional inicial
$S_{j,s}$	Rigidez rotacional secante
$\Phi$	Deformación rotacional
$\Phi_c$	Capacidad de rotación
$S_{j,R}$	Valor límite - Unión rígida
$S_{j,P}$	Valor límite - Unión articulada

La clasificación de la unión según el gráfico Momento – rotación obtenido se detalla a continuación.

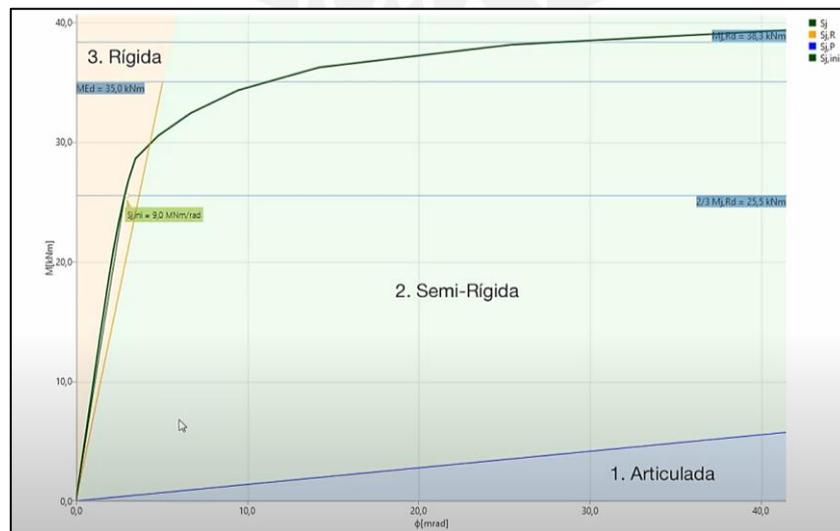


Figura 48. Diagrama de rigidez  $M_y - \phi_y$  (Valores de ejemplo).

La conexión pertenecerá a alguna zona en función a la posición de la curva que se ha obtenido. En este caso, según la *Figura 49*, la conexión corresponde a una unión semi – rígida, pues la gráfica se encuentra entre ambos límites definidos para una unión rígida y articulada.

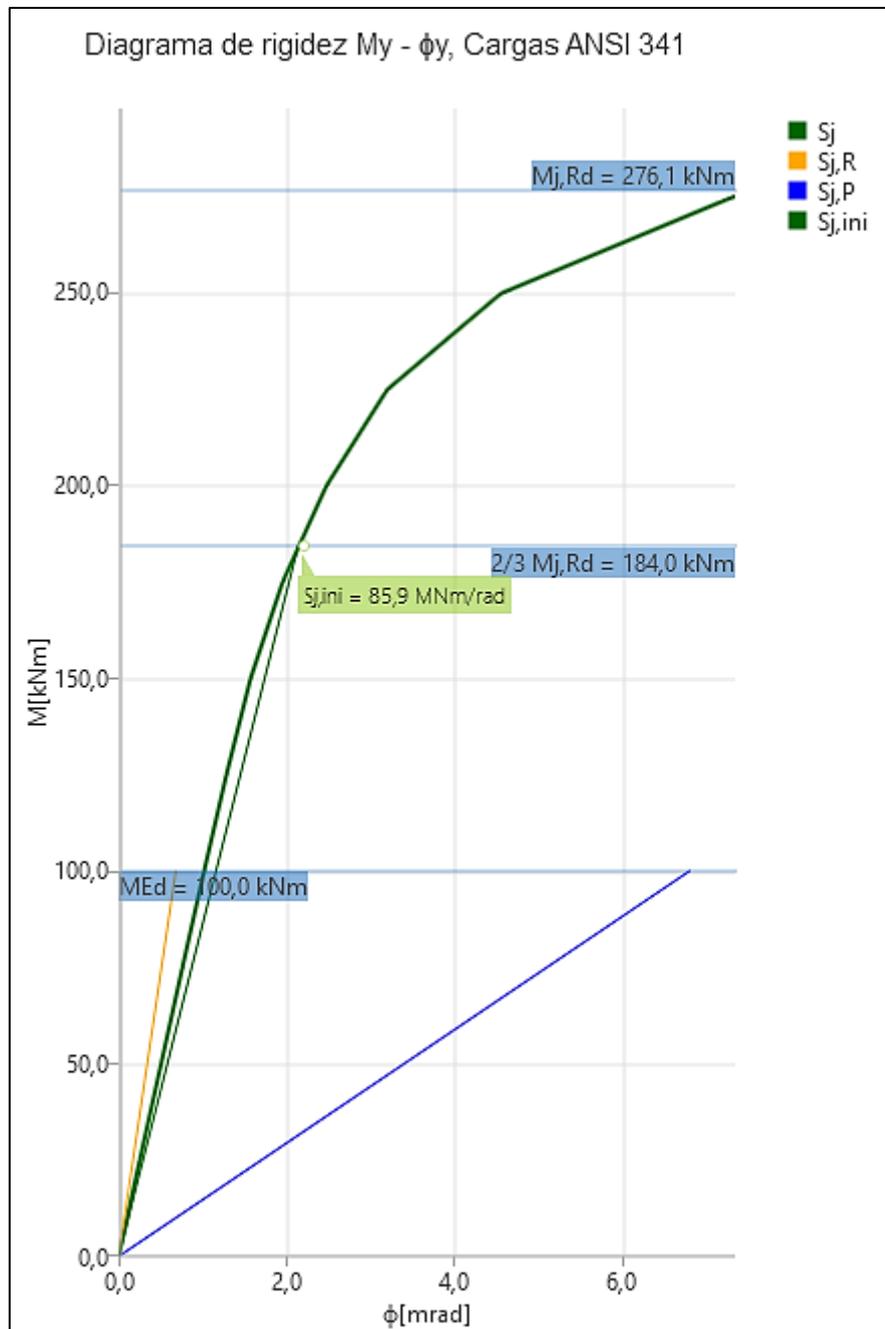


Figura 49. Diagrama de rigidez  $M_y - \phi_y$  de la conexión.

#### 4.4 Unión empalme de viga (Beam Splice)

Esta conexión será diseñada considerando combinaciones de diseño con sismo amplificado. A continuación, se muestran los resultados extraídos del software.

COMBINACIÓN	ELEMENTO	SOLICITACIÓN	P	V3	V2	T	M3	M2
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEEX	144	Máxima Compresión	-53.96	0.02	-18.75	0.00	7.13	-0.15
(0.9-0.2Sds)D+QEEX	173	Máxima Tracción	3.83	0.02	19.13	0.00	3.87	0.02
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEY	173	Máximo M33	-15.29	2.26	3.82	0.40	12.18	0.34
(0.9-0.2Sds)D+QEY	172	Mínimo M33	-15.54	-2.27	-0.70	-0.41	-3.04	-0.28
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEY	143	Máximo M22	-37.41	2.48	4.25	0.40	9.19	0.60
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEY	168	Mínimo M22	-42.80	-2.48	1.77	-0.40	7.08	-0.60
(0.9-0.2Sds)D+QEY	156	Máximo V33	-16.12	2.59	1.30	0.41	3.73	0.59
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEY	152	Mínimo V33	-40.45	-2.59	1.61	-0.41	9.10	-0.60
(1.2+0.2Sds)D+0.5Lr+QEEX	156	Máximo V22	-26.95	0.00	26.20	0.00	11.31	0.00
(0.9-0.2Sds)D+QEEX	157	Mínimo V22	-26.67	0.00	-21.30	0.00	1.91	0.00

Se muestra el trabajo realizado en IDEA Stática Connection.

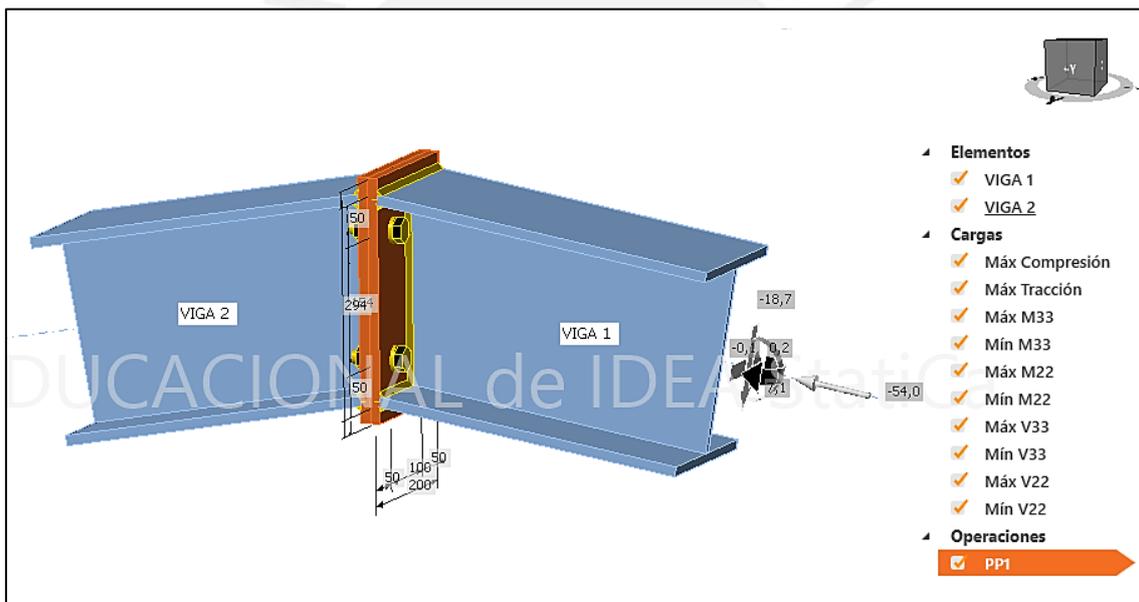


Figura 50. Modelo 3D realizado en IDEA Stática Connection.

A continuación, se muestra los datos de entrada al software.

#### Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm <sup>2</sup> ]
5/8 A325	5/8 A325	16	825,0	198

### Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Máx Compresión	VIGA 1	-54,0	0,2	-18,7	0,0	7,1	-0,1
Máx Tracción	VIGA 1	3,8	0,0	19,1	0,0	3,9	0,0
Máx M33	VIGA 1	-15,3	2,3	3,8	0,4	12,2	0,3
Mín M33	VIGA 1	-15,5	-2,3	-0,7	-0,4	-3,0	-0,3
Máx M22	VIGA 1	-37,4	2,5	4,3	0,4	9,2	0,6
Mín M22	VIGA 1	-42,8	-2,5	1,8	-0,4	7,1	-0,6
Máx V33	VIGA 1	-16,1	2,6	1,3	0,4	3,7	0,6
Mín V33	VIGA 1	-40,4	-2,6	1,6	-0,4	9,1	-0,6
Máx V22	VIGA 1	-26,9	0,0	26,2	0,0	11,3	0,0
Mín V22	VIGA 1	-26,7	0,0	-21,3	0,0	1,9	0,0

Asimismo, se muestra las operaciones realizadas en el software.

### Operaciones

Nombre	Placas [mm]	Forma	Nº	Soldaduras [mm]	Longitud [mm]	Tornillos	Nº
PP1	P12,0x200,0-293,9 (A36)		1	Doble tendón de soldadura: a = 4,2	1259,0	5/8 A325	4
	P12,0x200,0-293,9 (A36)		1				

Por último, se muestra las verificaciones realizadas por el software.

### Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,0 < 5,0%	OK
Tornillos	33,0 < 100%	OK
Soldaduras	30,1 < 100%	OK
Pandeo	70,14	

### Placas

Nombre	F <sub>y</sub> [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ <sub>Ed</sub> [MPa]	ε <sub>pl</sub> [%]	σ <sub>CEd</sub> [MPa]	Estado de la verificación
VIGA 1-tfl 1	248,2	12,0	Máx M33	66,6	0,0	0,0	OK
VIGA 1-bfl 1	248,2	12,0	Máx M33	48,6	0,0	0,0	OK
VIGA 1-w 1	248,2	9,0	Máx V22	45,2	0,0	0,0	OK
VIGA 2-tfl 1	248,2	12,0	Máx M33	66,9	0,0	0,0	OK
VIGA 2-bfl 1	248,2	12,0	Máx M33	51,3	0,0	0,0	OK
VIGA 2-w 1	248,2	9,0	Máx V22	49,4	0,0	0,0	OK
PP1a	248,2	12,0	Máx M33	176,5	0,0	11,2	OK
PP1b	248,2	12,0	Máx M33	178,0	0,0	11,2	OK

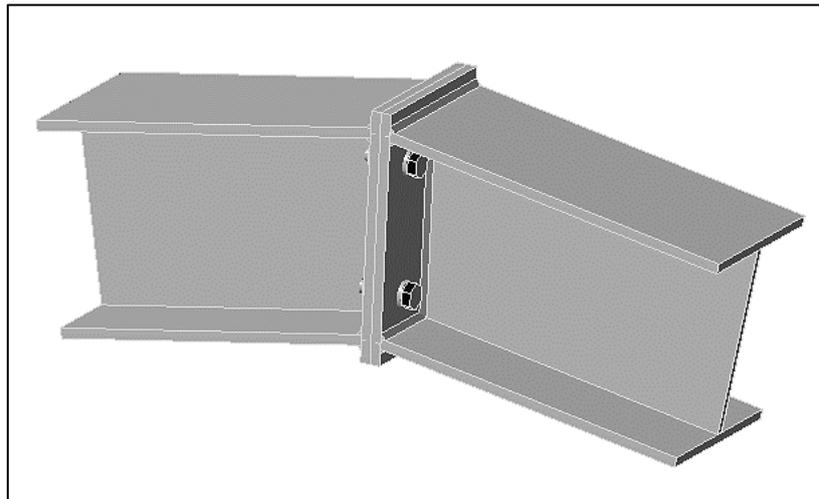


Figura 51. Esquema semáforo de verificaciones en IDEA Statica Connection.

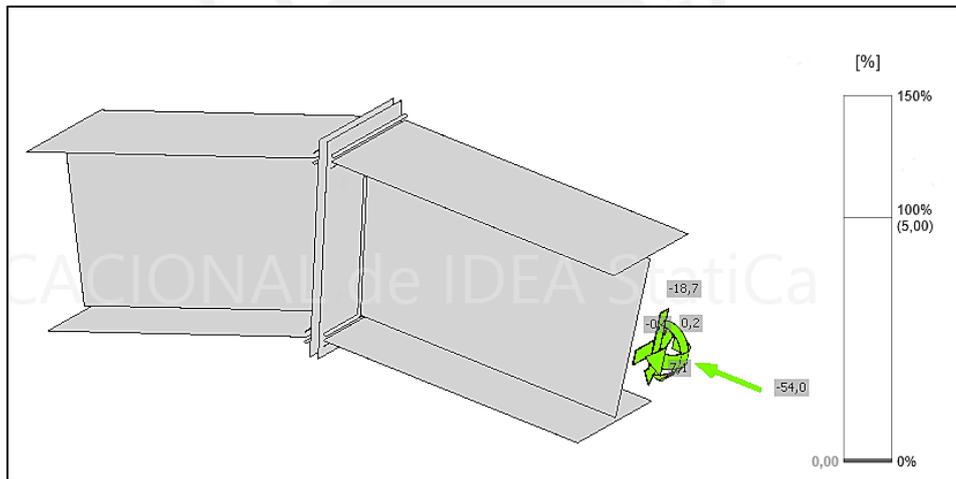


Figura 52. Gráfico de verificación de deformaciones.

Se procede a mostrar verificaciones correspondientes a los demás elementos que conforman la conexión. Se detalla el procedimiento de diseño del elemento más esforzado.

**Tornillos**

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	$F_t$ [kN]	$V$ [kN]	$\Phi R_{n,portante}$ [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detallado	Estado
	B1	5/8 A325 - 1	Máx M33	29,4	2,3	137,2	32,0	4,2	-	Aceptar	OK
	B2	5/8 A325 - 1	Máx M33	30,4	1,0	137,2	33,0	1,8	-	Aceptar	OK
	B3	5/8 A325 - 1	Máx V22	2,8	7,7	137,2	3,1	13,9	-	Aceptar	OK
	B4	5/8 A325 - 1	Máx V22	2,8	7,7	137,2	3,1	13,9	-	Aceptar	OK

#### Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n, \text{tracción}}$ [kN]	$\phi R_{n, \text{cortante}}$ [kN]
5/8 A325 - 1	92,0	55,2

#### Resultado detallado para B2

##### Comprobación de la resistencia a tracción (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 92,0 \text{ kN} \geq F_t = 30,4 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nt} = 620,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción nominal de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

##### Comprobación de la resistencia a cortante (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 55,2 \text{ kN} \geq V = 1,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_{nv} = 372,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tensiones tangenciales de AISC 360-16 Tabla J3.2}$$

$$A_b = 198 \text{ mm}^2 \quad \text{– Área bruta del tornillo}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de capacidad}$$

##### Comprobación de resistencia a aplastamiento (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1,20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 137,2 \text{ kN} \geq V = 1,0 \text{ kN}$$

Donde:

$$l_c = 166 \text{ mm} \quad \text{– distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material}$$

$$t = 12 \text{ mm} \quad \text{– espesor de la placa}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad \text{– diámetro del tornillo}$$

$$F_u = 400,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistencia a tracción del material conectado}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{– factor de resistencia para aplastamiento en agujeros para tornillos}$$

#### Explicación del símbolo

$F_t$	Fuerza de tracción
$V$	Resultante de las fuerzas cortantes $V_y$ , $V_z$ en el tornillo.
$\phi R_{n, \text{portante}}$	Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
$U_t$	Utilización a tracción
$U_s$	Utilización a cortante
$U_{ts}$	Utilización a tensión y cortante
$\phi R_{n, \text{tracción}}$	Resistencia de los pernos a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2
$\phi R_{n, \text{cortante}}$	Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

## Soldaduras

Resultado detallado para PP1b / VIGA 2-tfl 1

Comprobación de la resistencia de la soldadura (AISC 360-16: J2-4)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 23,9 \text{ kN} \geq F_n = 7,2 \text{ kN}$$

Donde:

$F_{nw} = 414,9 \text{ MPa}$  – resistencia nominal del material de aportación:

- $F_{nw} = 0,6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5}\theta)$ , donde:
  - $F_{EXX} = 482,6 \text{ MPa}$  – número de clasificación del electrodo, p.e. mínima resistencia a tracción especificada
  - $\theta = 65,3^\circ$  – ángulo de actuación de la carga medido desde el eje de la soldadura

$A_{we} = 77 \text{ mm}^2$  – área eficaz del elemento de soldadura crítico

$\phi = 0,75$  – factor de resistencia para conexiones soldadas

### Explicación del símbolo

$T_h$	Espesor de garganta de soldadura
$L_s$	Tamaño de la soldadura
$L$	Longitud de la soldadura
$L_c$	Longitud del elemento crítico de la soldadura
$F_n$	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
$\phi R_n$	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4

## 5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN

Las zapatas en cuestión fueron analizadas en el software SAFE. Se detalla con fundamento en norma el procedimiento realizado para cada zapata. Las combinaciones para la verificación de esfuerzos en el terreno fueron las siguientes descritas en el ASCE – 16.

Load Combination	Principal Load
1 $D$	$D$
2 $D + L$	$L$
3 $D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
4 $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	$L$
5 $D + 0.6W$	$W$
6 $D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	$W$
7 $0.6D + 0.6W$	$W$
8 $D + 0.7E_v + 0.7E_{mh}$	$E$
9 $D + 0.525E_v + 0.525E_{mh} + 0.75L + 0.75S$	$E$
10 $0.6D - 0.7E_v + 0.7E_{mh}$	$E$

Figura 53. Combinaciones de cargas para esfuerzos admisibles.

Las cuales fueron consideradas en el programa, omitiendo la acción del sismo vertical. El análisis por presiones se realizó sin incrementar la capacidad portante del suelo tal como se detalla en el IBC – 2018 1605.3.1.1.

El procedimiento de análisis a utilizar será el del método elástico empleando el modelo de la solución de Winkler. El módulo de balasto vertical a emplear en la cimentación será obtenido a partir de la presión admisible del terreno  $q_{adm} = 3.00 \text{ kg/cm}^2$ , el cual es  $w = 6.00 \text{ kg/cm}^3$ .

Las cargas fueron importadas al SAFE desde el modelo realizado en SAP2000, el sismo fue trasladado por medio del método de la fuerza equivalente como un sismo estático para cada dirección.

El modelo contempla un elemento Slab – Footing de 60cm de peralte y un Slab – Stiff como contorno de pedestal. Se consideró una carga distribuida equivalente al peso específico del terreno (Valor asumido en  $\gamma = 1.80 \text{ Ton/m}^3$ ) y una carga viva de S/C del primer nivel en  $S/C = 0.50 \text{ Ton/m}^2$ .

El diseño estructural se realizó empleando la vigente norma E.060. El análisis estructural fue realizado por medio de Strips en ambas direcciones y considerando acero de refuerzo con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y el adecuado recubrimiento, el diseño estructural será detallado posteriormente.

Las combinaciones de cargas de diseño son las definidas en la Norma E.060.

**PARTE 1 - REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA**

**9.2 RESISTENCIA REQUERIDA**

9.2.1 La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (9-1)$$

9.2.2 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CV<sub>i</sub>), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CV_i) \quad (9-2)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CV_i \quad (9-3)$$

9.2.3 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (9-4)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (9-5)$$

9.2.4 No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

A continuación, se muestra la planta de la cimentación realizada en el software.

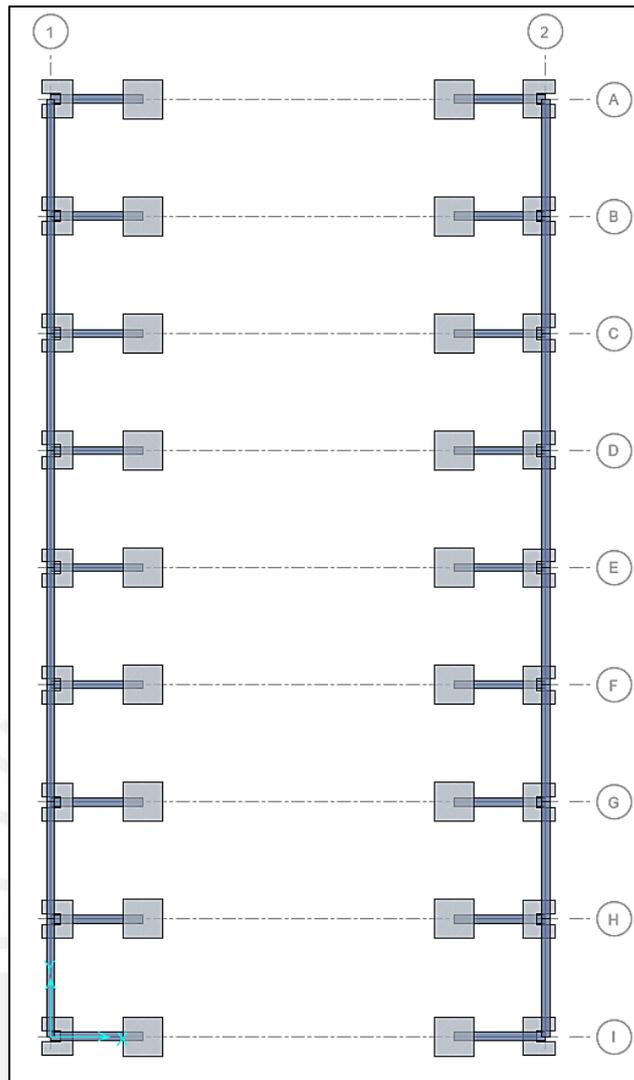


Figura 54. Planta de cimentación modelada en software SAFE.

**ZAPATA UBICADA EN EJES E – 1**

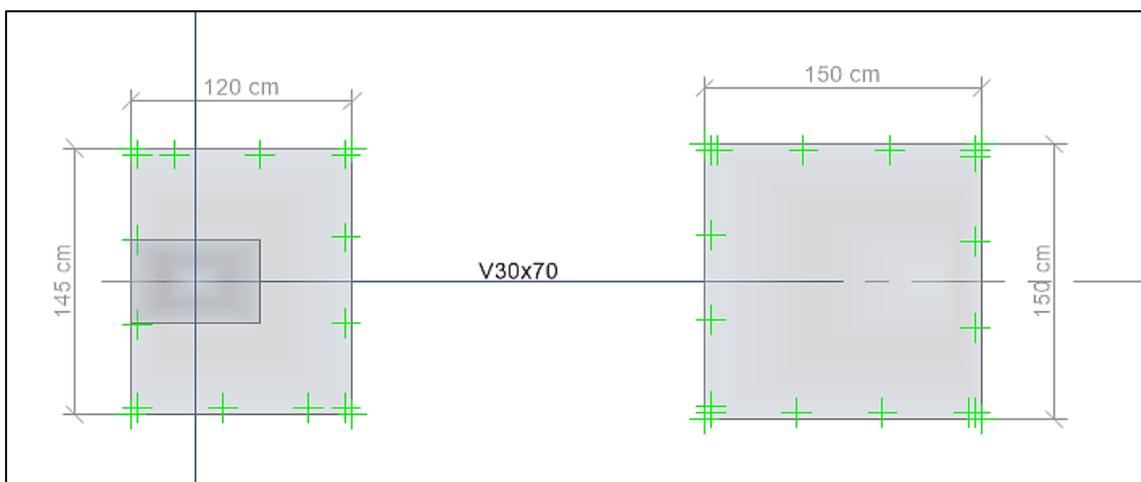


Figura 55. Zapata conectada a bloque de concreto.

## 5.1 Verificación de presiones en el terreno

Fue necesario conectar las zapatas por medio de una viga de cimentación VC 30x70, pues, por caso  $0.6D + 0.7E_x$ , se generaban tracciones en el terreno muy elevadas.

De esta manera, se logró una configuración en la cimentación en donde no se registraban tracciones en el terreno; es decir, el suelo únicamente está sometido a compresiones.

Se muestra las presiones transferidas al terreno de la combinación sin sismo que únicamente considera carga muerta y carga viva.

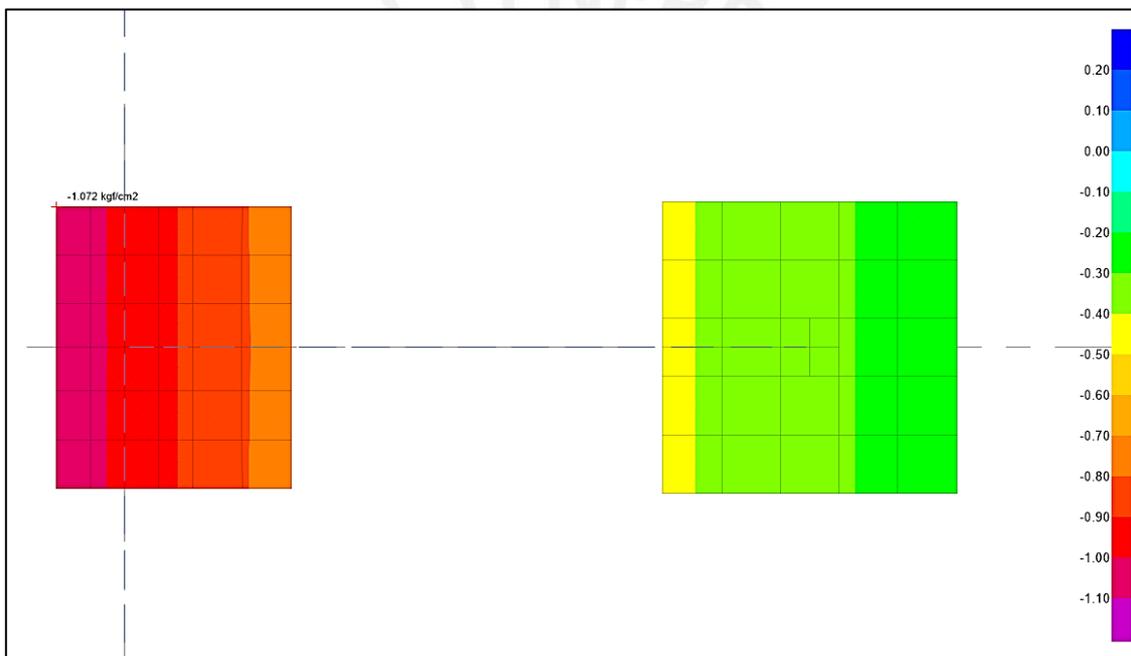


Figura 56. Presiones transferidas al terreno – sin sismo ( $\sigma_{max} = 1.07 \text{ kg/cm}^2$ ).

Para el caso sísmico, se presentan los dos escenarios más desfavorables. Por un lado, el primero muestra las presiones transferidas al terreno de la combinación más crítica con máxima compresión en el terreno:  $D + 0.75L - 0.525E_x$ . Por otro lado, el segundo muestra las presiones transferidas al terreno de la combinación más crítica con mínima compresión en el terreno:  $0.6D - 0.7E_x$ .

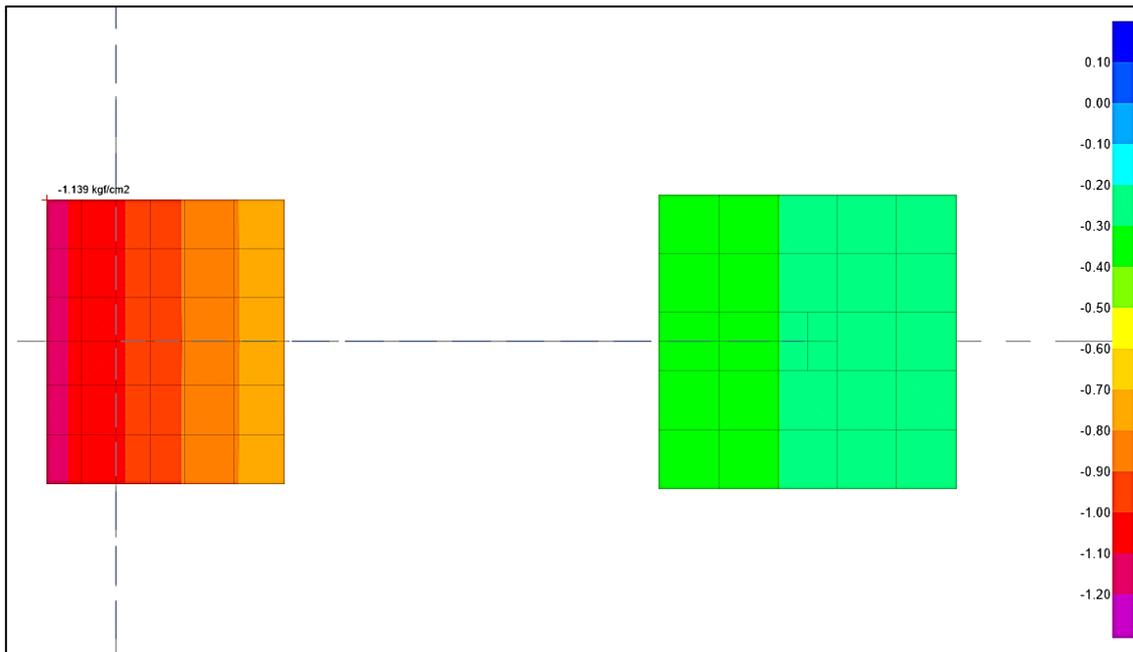


Figura 57. Presiones transferidas al terreno – con sismo ( $\sigma_{max} = 1.14 \text{ kg/cm}^2$ ).

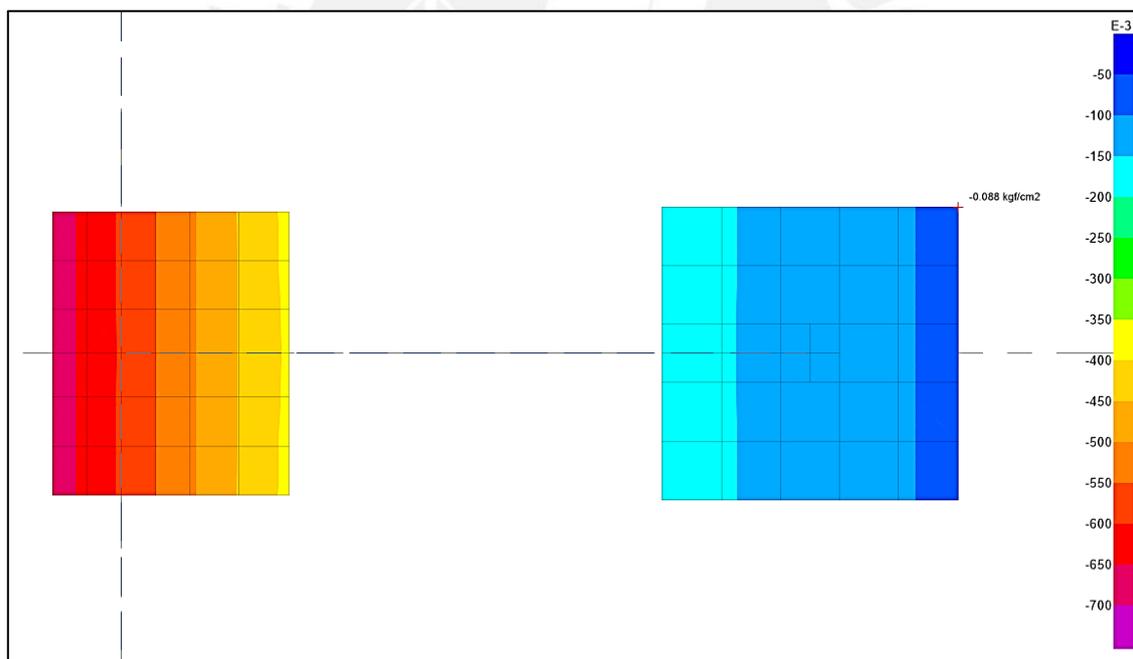


Figura 58. Presiones transferidas al terreno – con sismo ( $\sigma_{max} = 0.09 \text{ kg/cm}^2$ ).

Se verifica que la cimentación cumple con no exceder  $\sigma_{adm} = 3.00 \text{ kg/cm}^2$  del terreno.

Asimismo, la zona de levante de la cimentación corresponde a un área menor al 20% del área total de la zapata, con lo cual se aprueba la verificación. Criterio extraído de

norma chilena (20%) e impuesto en el ASCE 7 – 16. 12.13.4 Reduction of Foundation Overturning (25% - Caso estático).

## 5.2 Diseño por resistencia

El inciso comprende el diseño por resistencia de la cimentación. Se deberá diseñar la cimentación considerando combinaciones de diseño con sismo amplificado, debido a que la cimentación debe estar preparada para soportar las cargas con las que la plancha base ha sido diseñada.

Por lo tanto, se plantea dos grupos de combinaciones de cargas para el concreto armado. Las del Grupo 1, que comprende las combinaciones de cargas definidas en la norma E.060 Concreto armado y las del Grupo 2, que comprende las combinaciones de cargas con sismo amplificado.

### Grupo 1

$$Comb1 = 1.4D + 1.7L$$

$$Comb2 = 1.25(D + L + WA)$$

$$Comb3 = 1.25(D + L + WB)$$

$$Comb4 = 0.9D + WA$$

$$Comb5 = 0.9D + WB$$

$$Comb6 = 1.25(D + L) \pm EX$$

$$Comb7 = 1.25(D + L) \pm EY$$

$$Comb8 = 0.9D \pm EX$$

$$Comb9 = 0.9D \pm EY$$

### Grupo 2

$$Comb10 = 1.496D + 0.5L \pm 3EX$$

$$Comb11 = 0.603D \pm 3EX$$

$$Comb12 = 1.429D + 0.5L \pm 2EY$$

$$Comb13 = 0.671D \pm 2EY$$

El diseño estructural será realizado manualmente, con los valores obtenidos del análisis estructural mediante el uso de Strips. En la siguiente figura, en color morado se

muestran los Strips asignados, los cuales tienen un metro de ancho (se ocultaron las vigas de cimentación para visualizarlos).

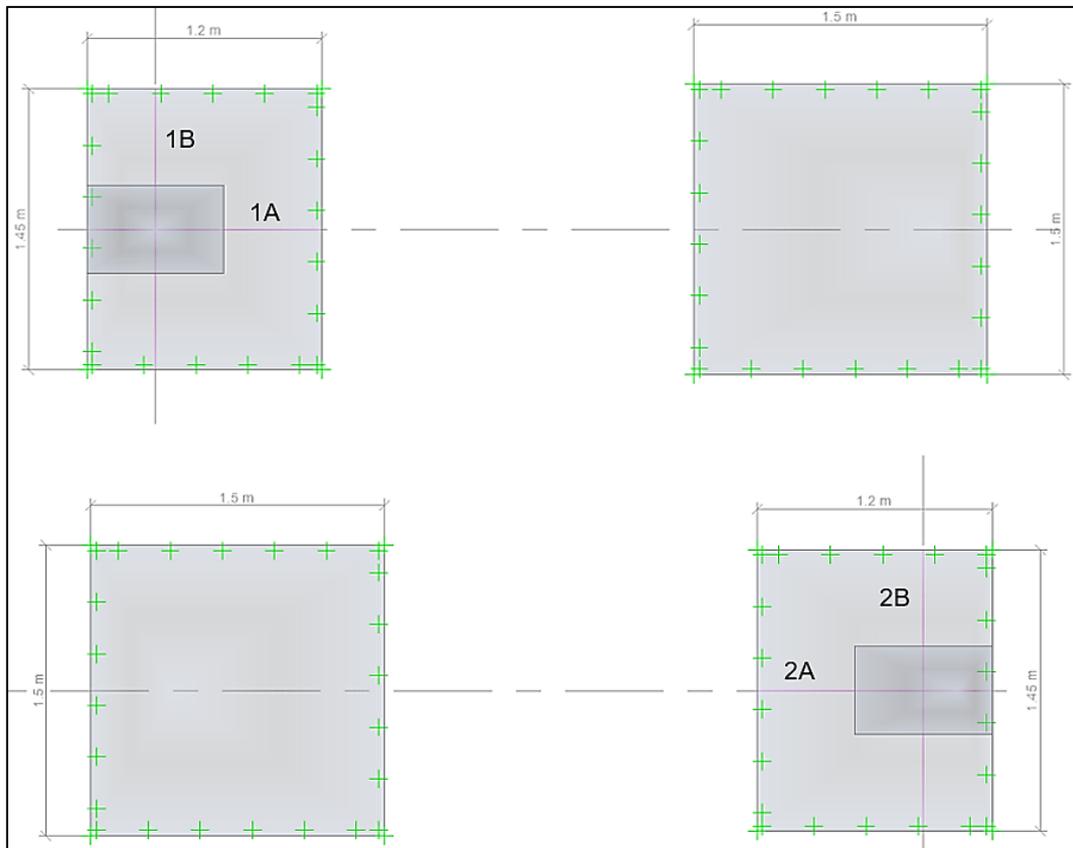


Figura 59. Strips asignados para cada dirección.

Se extraen los valores máximos de cortante y momento flector para cada Strip.

COMBINACIÓN	STRIP	SOLICITACIÓN	P	V2	T	M3
1.25(D+L)+EX	2A	Máx M33 negativo	0.68	0.39	0.00	-5.25
0.9D+EX	1A	Máx M33 positivo	-0.08	0.92	0.00	1.41
1.25(D+L)-EX	1A	Máx V22 negativo	-0.04	-1.24	0.00	-3.81
1.25(D+L)+EX	2A	Máx V22 positivo	-0.04	1.24	0.00	-3.81

Figura 60. Máximas solicitaciones en Strips en dirección X – Grupo 1.

COMBINACIÓN	STRIP	SOLICITACIÓN	P	V2	T	M3
1.25(D+L)+EY	1B	Máx M33 negativo	0.37	-1.11	0.03	-0.24
1.25(D+L)+EX	2B	Máx M33 positivo	0.01	-1.25	0.13	0.14
1.25(D+L)+EX	2B	Máx V22 negativo	0.01	-1.25	0.13	0.14
1.25(D+L)+EX	2B	Máx V22 positivo	0.01	1.25	-0.13	0.14

Figura 61. Máximas solicitaciones en Strips en dirección Y – Grupo 1.

COMBINACIÓN	STRIP	SOLICITACIÓN	P	V2	T	M3
(1.2+0.2Sds)D+0.5L+QEX	2A	Máx M33 negativo	1.22	1.80	0.00	-10.53
(0.9-0.2Sds)D+QEX	1A	Máx M33 positivo	-0.71	2.29	0.00	7.22
(1.2+0.2Sds)D+0.5L-QEX	1A	Máx V22 negativo	0.29	-2.51	0.00	-8.01
(1.2+0.2Sds)D+0.5L+QEX	2A	Máx V22 positivo	0.29	2.51	0.00	-8.01

Figura 62. Máximas solicitaciones en Strips en dirección X – Grupo 2.

COMBINACIÓN	STRIP	SOLICITACIÓN	P	V2	T	M3
(1.2+0.2Sds)D+0.5L+QEX	2B	Máx M33 negativo	-0.05	-0.50	0.09	-0.47
(0.9-0.2Sds)D+QEX	1B	Máx M33 positivo	0.03	0.13	0.07	0.30
(1.2+0.2Sds)D+0.5L+QEX	2B	Máx V22 negativo	0.02	-1.67	0.27	0.26
(1.2+0.2Sds)D+0.5L+QEX	2B	Máx V22 positivo	0.02	1.67	-0.27	0.26

Figura 63. Máximas solicitaciones en Strips en dirección Y – Grupo 2.

### 5.2.1 Verificación por punzonamiento

No existe punzonamiento en la zapata por existencia de vigas en ambas direcciones.

### 5.2.2 Verificación por cortante

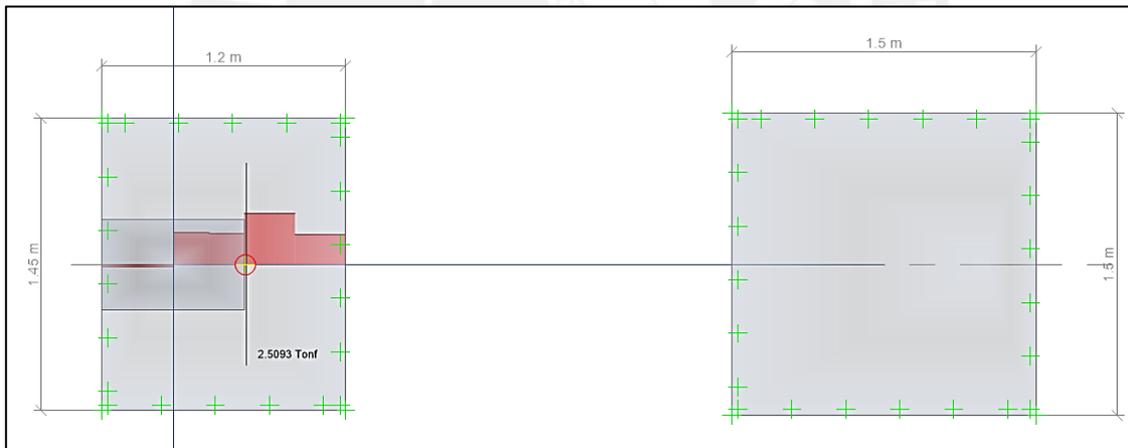


Figura 64. DFC de Strip de diseño [Ton].

$$Vu_d = 1.49 \text{ Ton}$$

$$\phi Vc = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ Ton}$$

$$Vu_d < \phi Vc \quad \mathbf{OK!}$$

Se verifica que el peralte de 60 cm cumple con esta verificación.

### 5.2.3 Diseño por flexión

Vale mencionar que las cuantías mínimas consideradas para la sección fueron las siguientes.

$$0.0018 * b * h = 10.80 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \phi 5/8" @ 0.175 = 11.43 cm^2/m (Bot)$$

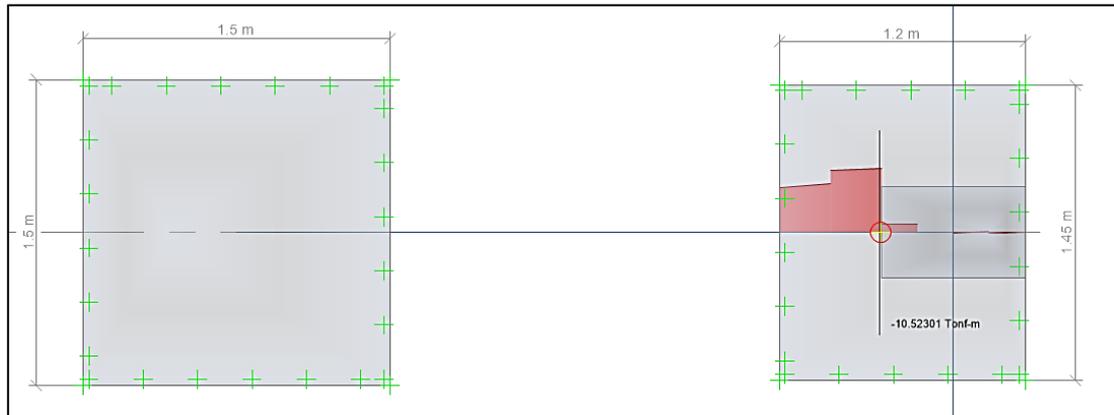


Figura 65. DMF (-) de Strip de diseño [Ton.m].

Dado que no se está considerando acero superior en la zapata, esta sollicitación de momento negativo en la zapata será resistido considerando el aporte del acero de la viga de cimentación, que básicamente por la existencia de esta es que se genera este momento negativo en la fibra superior del elemento.

Entonces, del DMF se tiene  $Mu^- = 10.53 \text{ Ton.m/m}$ .

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{(2 * 10.53 * 10^5)}{(0.9 * 0.85 * 210 * 100)}} = 1.33 \text{ cm}$$

$$As^- = \frac{10.53 * 10^5}{0.9 * 4200 * (50 - \frac{1.33}{2})} = 5.65 \text{ cm}^2/m$$

Este valor de acero requerido será considerado en el diseño de la viga de cimentación.

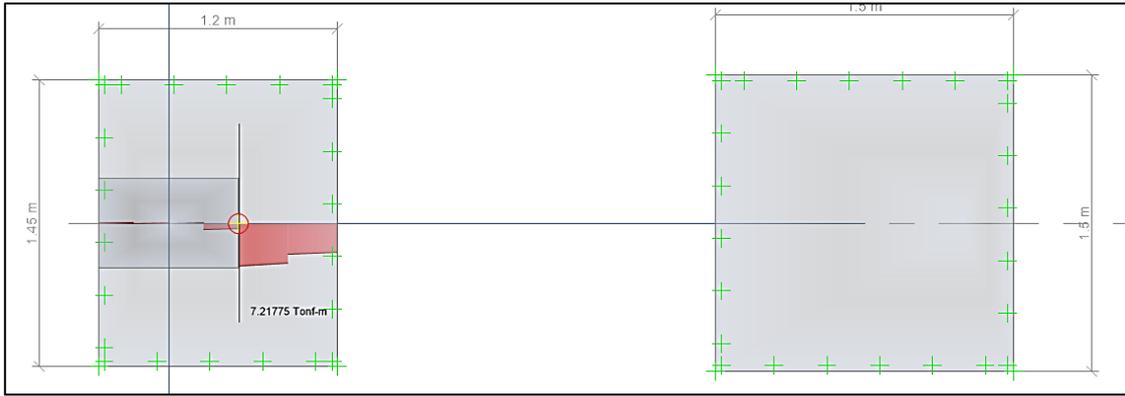


Figura 66. DMF (+) de Strip de diseño [Ton. m].

Entonces, del DMF se tiene  $M_u^+ = 7.22 \text{ Ton. m/m}$ .

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{(2 * 7.22 * 10^5)}{(0.9 * 0.85 * 210 * 100)}} = 0.91 \text{ cm}$$

$$A_s^- = \frac{7.22 * 10^5}{0.9 * 4200 * (50 - \frac{0.91}{2})} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La cuantía mínima satisface esta demanda de acero.

#### 5.2.4 Diseño de viga de cimentación

Se detalla el procedimiento de diseño de la viga de cimentación VC – 01 de .30x.70 m.

El área mínima y máxima de acero que permite la sección de la viga se calcula con las siguientes expresiones:

Para una capa de acero en la sección se considera  $d = 64 \text{ cm}$ ,  $C_b = 37.63 \text{ cm}$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * d * bw}{f_y} = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * C_b * \beta * b}{f_y} = 30.59 \text{ cm}^2$$

Para una capa de acero en la sección se considera  $d = 62 \text{ cm}$ ,  $C_b = 36.46 \text{ cm}$

$$As_{mín} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * d * bw}{fy} = 4.49 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * C_b * \beta * b}{fy} = 29.63 \text{ cm}^2$$

Del software se extra la envolvente de momento flector para ambas direcciones de movimiento.

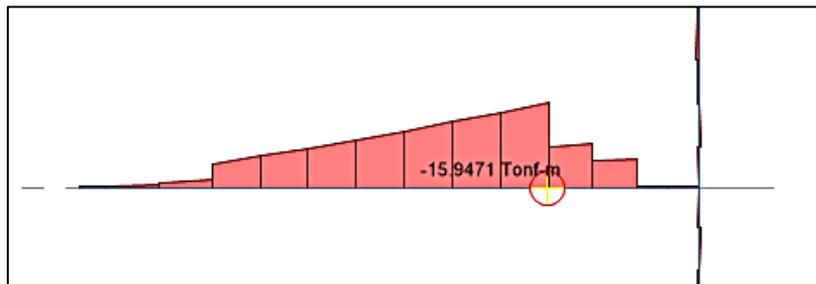


Figura 67. Diagrama de máximo momento negativo  $(1.496D + 0.5L + 3EX)$  [Ton. m].

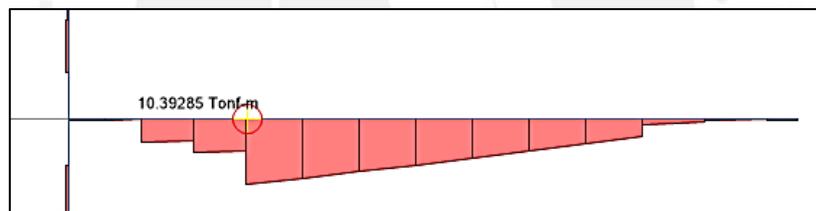


Figura 68. Diagrama de máximo momento positivo  $(0.603D + 3EX)$  [Ton. m].

### Diseño por flexión

- $M_u^+ = 10.39 \text{ Ton. m}$

Para 1 capa de refuerzo

$$a = 64 - \sqrt{64^2 - \frac{(2 * 10.39 * 10^5)}{(0.9 * 0.85 * 210 * 30)}} = 3.46 \text{ cm}$$

$$As = \frac{10.39 * 10^5}{0.9 * 4200 * (64 - \frac{3.46}{2})} = 4.41 \text{ cm}^2$$

Se plantea  $3 \phi 5/8''$



$$Asi = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn = 13.98 \text{ Ton. m OK!}$$

- $M_u^- = 15.95 \text{ Ton.m}$

Para 1 capa de refuerzo

$$a = 64 - \sqrt{64^2 - \frac{(2 * 15.95 * 10^5)}{(0.9 * 0.85 * 210 * 30)}} = 5.40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{15.95 * 10^5}{0.9 * 4200 * (64 - \frac{5.40}{2})} = 6.88 \text{ cm}^2$$

Se plantea  $2 \varnothing 5/8" + 1 \varnothing 3/4" \longrightarrow A_s = 6.84 \text{ cm}^2$

$\phi M_n = 15.85 \text{ Ton.m OK!}$

Además, vale decir que se cumple con satisfacer la demanda de acero de la fibra superior de la zapata calculada en el inciso 5.2.3.

#### Diseño por capacidad (cortante)

Se muestra la envolvente de diseño de cortante  $V_{22}$ .

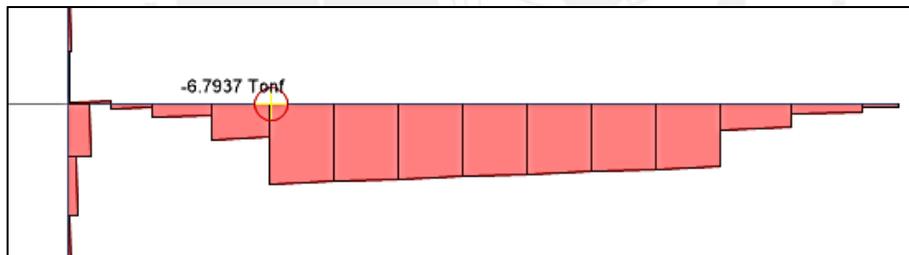


Figura 69. Envolvente de cortante de diseño [Ton].

A continuación, se presenta el diseño por cortante de la viga.

El aporte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 12.53 \text{ Ton}$$

Se aplica el diseño por capacidad según artículo 21.5.

Lado izquierdo					
As sup =	2Ø 5/8" + 1Ø 3/4"		Mn sup	17.62	Ton.m
	6.84	cm <sup>2</sup>			
As inf =	3Ø 5/8"		Mn inf	15.54	Ton.m
	6.00	cm <sup>2</sup>			

Lado derecho					
As sup =	2Ø 5/8" + 1Ø 3/4"		Mn sup	17.62	Ton.m
	6.84	cm <sup>2</sup>			
As inf =	3Ø 5/8"		Mn inf	15.54	Ton.m
	6.00	cm <sup>2</sup>			

$$a) \quad Vu_{isostático} = 1.25(V_{CM} + V_{CV}) \quad Vu_{hiperestático} = \frac{1.25 \cdot Mn_A + 1.25 \cdot Mn_B}{L}$$

$$Vu_{isostático} = 2.20 \text{ Ton} \quad Vu_{hiperestático} = 17.27 \text{ Ton}$$

$$Vu_{ductilidad} = Vu_{hiperestático} + Vu_{isostático}$$

$$Vu_{ductilidad} = 19.47 \text{ Ton}$$

b)

$$Vb = 6.79 \text{ Ton (Proveniente del análisis)}$$

Entonces, el cortante de diseño es el mayor valor entre (a) y (b).

$$Vu = 19.47 \text{ Ton}$$

El cortante a una distancia "d" de la cara:

$$Vu_d = 18.36 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow Vu_d > \phi Vc$$

$$Vs = (Vu_d - \phi Vc) / \phi = 6.85 \text{ Ton}$$

$$Vs_{m\acute{a}x} = 2.1 \sqrt{f'c} * bw * d = 58.43 \text{ Ton} < Vs \text{ OK!}$$

$$s = Av * fy * \frac{d}{Vs} = 55.69 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo:

$$Vs_{lim} = 1.1 \sqrt{f'c} * bw * d = 30.61 \text{ Ton} > Vs$$

$$\rightarrow S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = 32.00 \text{ cm}$$

Al ser una viga que forma parte de un sistema de concreto armado resistente a fuerzas laterales se deberá verificar con las condiciones del artículo 21.5.3 de la norma E.060:

- a)  $\frac{d}{4} = 16.00 \text{ cm}$
- b)  $8db = 12.72 \text{ cm}$
- c)  $24de = 22.80 \text{ cm}$
- d)  $30 \text{ cm}$

Por lo tanto, el espaciamiento empleado en la zona de confinamiento ( $2h = 140\text{cm}$ ) será  $s = 12.50 \text{ cm}$ . Además, los estribos deben estar espaciados a no más de  $0.5d = 32 \text{ cm}$  a lo largo de la longitud del elemento.

Entonces, con el espaciamiento empleado, se tiene el siguiente aporte de acero.

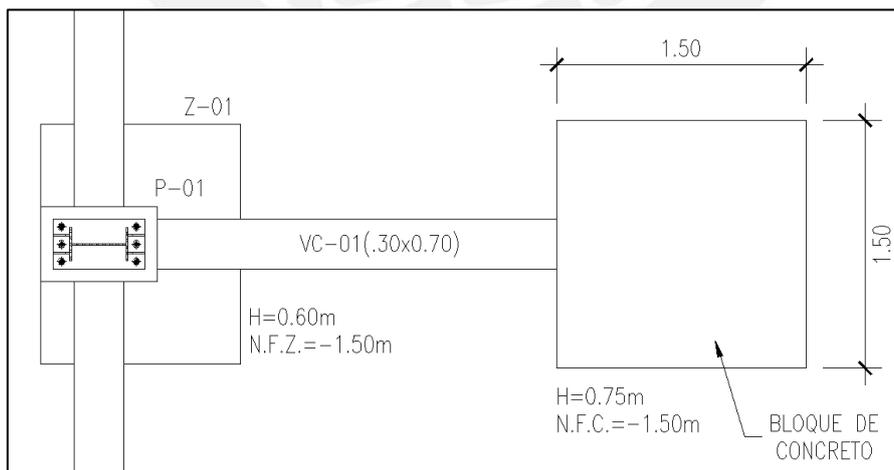
$$V_s = 30.54 \text{ Ton}$$

Resistencia instalada en el elemento:

$$\phi V_n = 38.49 \text{ Ton}$$

Se concluye la siguiente distribución para el tramo empleando estribos de  $\frac{3}{8}$ ":

- $1@0.05, 11@0.125, rto @0.25 \text{ C/Ext.}$



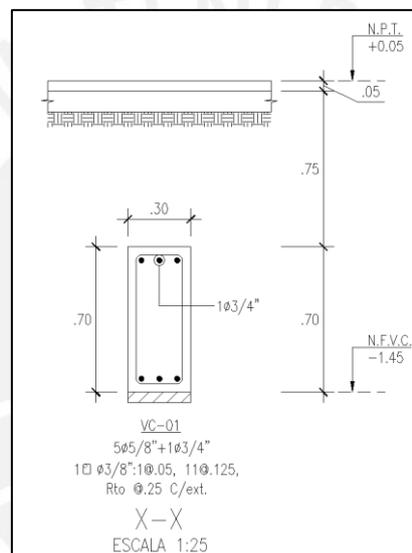
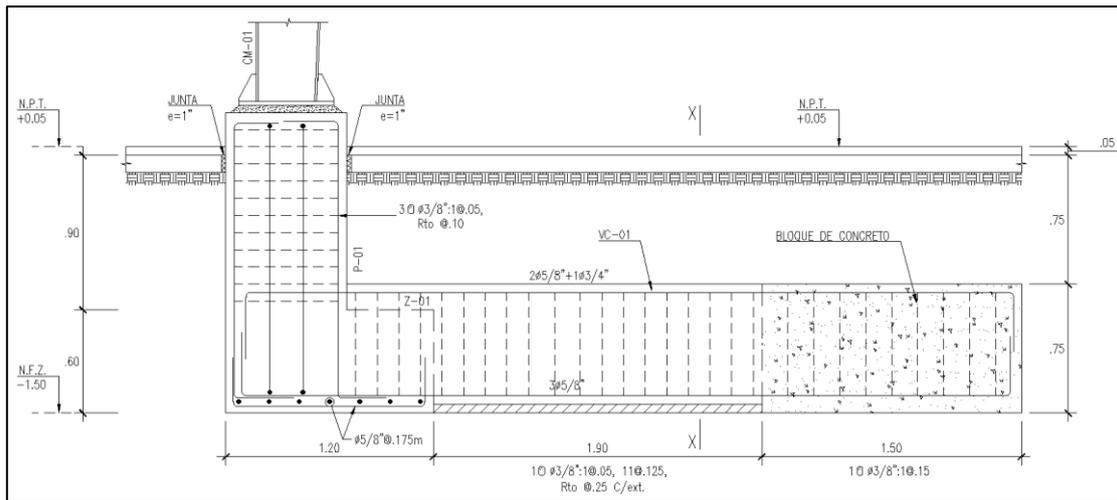


Figura 70. Diseño final de cimentación.

## 6. RATIO DE PESO/ÁREA DE LA ESTRUCTURA

Es posible obtener del software el peso de acero que proviene de elementos modelados.

ObjectType Text	Material Text	TotalWeight Tonf	NumPiezas Unitless
Frame	A36	24.001	207

Se calcula el ratio multiplicando este peso por un factor de 1.05 con el fin de considerar peso adicional por elementos de conexiones.

$$\text{Peso de estructura} = 24 * 1.05 = 25.20 \text{ Ton} = 25200 \text{ kg}$$

$$\text{Área de estructura} = 720.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ratio} = 35.00 \text{ kg/cm}^2$$

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El proyecto fue concebido considerando una adecuada estructuración, respetando los parámetros normativos y optimizando recursos.
- La parte arquitectónica será fundamental durante la ejecución de este proyecto por lo que se recomienda constante comunicación entre las especialidades a fin de evitar incompatibilidades que acarreen retrasos y/o sobrecostos.
- El proyectista estructural debe tener el conocimiento y capacitación suficiente no solamente para emplear los softwares mencionados, sino también para poder interpretar adecuadamente los resultados.
- Es de suma importancia el manejo de códigos internacionales para casos en los que la normativa nacional no contempla desarrollo o criterios. Para este proyecto, además de emplear normativa peruana, se realizó sustento adicional haciendo uso de normativa americana.
- Se satisfizo los requerimientos de rigidez establecidos por la norma E.030. Las derivas obtenidas fueron de 7.11% y 4.74% en la dirección X e Y respectivamente.
- Las deformaciones por cargas de gravedad y viento son controladas adecuadamente para cada combinación de carga posible.
- Las conexiones fueron diseñadas para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura ante posible formación de rótulas plásticas.
- Es medular el uso de vigas de cimentación con contrapesos, pues estos ayudan a mitigar la acción del momento flector generado por la excentricidad de los cimientos ubicados en los linderos del terreno.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO**  
2018 Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima.
- **AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION**  
2016 Specification for Structural Steel Buildings.
- **AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE**  
2016 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- **AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE**  
2003 AISI Manual Cold – Formed Steel Design 2002 Edition.
- **OTAZZI PASINO, Gianfranco**  
2016 Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Décimo – quinta edición. Lima:  
Pontificia Universidad Católica del Perú – Facultad de Ciencias e Ingeniería.
- **DIPLOMATURA DE ESTUDIO EN DISEÑO ESTRUCTURAL**  
2020 Estructuras de acero por el Ing. Luis Enrique Yeckle Montalvo. Lima:  
Pontificia Universidad Católica del Perú – Facultad de Ciencias e Ingeniería.



