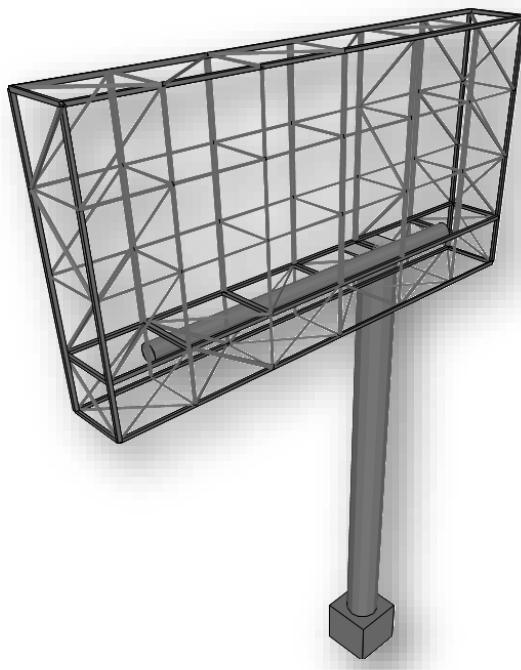


# SAP2000 & SAFE

## PANEL

# PUBLICITARIO



**Tipo 2**

© 2022 Alex Henrry Palomino Encinas®

Cajamarca - Perú

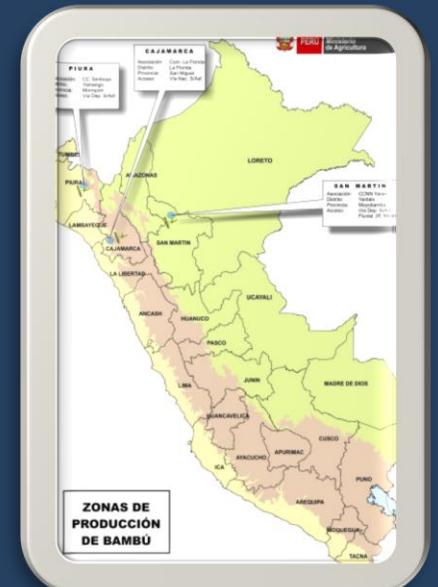
### CONTENIDO

1. Datos Generales, Materiales y Cargas
2. Parámetros para Análisis Sísmico y por Viento.
3. Verificación de la Rígidez
4. Diseño de la Superestructura
5. Diseño de la Cimentación

### DESCRIPCIÓN

Memoria de Cálculo en donde se describe y detallan los procedimientos de Análisis y Diseño de un panel publicitario de 8x4m2 mediante el uso del software comercial de CSI, SAP2000 v22.0.0 y SAFE v20.1.0 mediante un modelo matemático acorde con lo indicado en la NTE E.090.

\* Este contenido forma parte del curso de Paneles Publicitarios.



## 1. DATOS GENERALES, MATERIALES & CARGAS

**Categoría de Construcción:** De acuerdo con la Tabla N°5 de la NTE E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se clasifica a esta construcción como del Tipo C de Edificaciones Comunes.

**Configuración Estructural:** Ya que este es un sistema de 1 GDL no podríamos definir si se trata de un sistema irregular, por lo que diremos que se es un sistema con configuración regular tanto en planta como en altura.

**Sistema Estructural:** En concordancia con la Tabla N°7 de la E.030, podemos definir esta construcción como de arriostres excéntricos, EBF, y Pórticos Especiales Resistentes a Momentos, SMF.

**Acero Estructural:** Ángulos : ASTM A36

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

$$f_u = 58 \text{ ksi}$$

Tubos Rectos : ASTM A500 Grade B

$$f_y = 46 \text{ ksi}$$

$$f_u = 58 \text{ ksi}$$

Tubos Redondos: ASTM A53 Grade B

$$f_y = 35 \text{ ksi}$$

$$f_u = 60 \text{ ksi}$$

Módulo de Elasticidad :  $E = 29000 \text{ ksi}$

Coeficiente de Poisson :  $\nu = 0.3$

**Cargas de Instalación:** Carga Viva :  $50 \text{ Kg/m}^2$ .

**Cargas de Viento:** Velocidad del Viento :  $75 \text{ Km/h}$

Velocidad de Diseño :  $78.565 \text{ Km/h}$

Presión horizontal :  $46.293 \text{ Kg/m}^2$

**Combinaciones de Carga:**  $Comb_1 : 1.4(DEAD)$

$Comb_2 : 1.2(DEAD) + 1.6(LIVE)$

$Comb_3 : 1.2(DEAD) + 0.8(VIENTO)$

$Comb_4 : 1.2(DEAD) + 1.3(VIENTO) + 0.5(LIVE)$

$Comb_5 : 1.2(DEAD) + 1.0(SDX) + 0.5(LIVE)$

$Comb_6 : 1.2(DEAD) + 1.0(SDY) + 0.5(LIVE)$

$Comb_7 : 0.9(DEAD) + 1.3(VIENTO)$

$Comb_8 : 0.9(DEAD) + 1.0(SDX)$

$Comb_9 : 0.9(DEAD) + 1.0(SDY)$

## 2. PARAMETROS PARA DISEÑO SISMICO

Se realizó el análisis dinámico, todo esto de acuerdo con los artículos 28 y 29 de la NTE E.030 de Diseño Sismorresistente.

### 2.1. Análisis Dinámico

El espectro de Respuesta, calculado de acuerdo con el artículo 18 de la NTE E.030 se muestra a continuación:

Adicionalmente, para el análisis dinámico se especifican:

|                         |   |              |
|-------------------------|---|--------------|
| Número de Modos         | : | 5            |
| Análisis Modal          | : | Ritz Vectors |
| Combinación Modal       | : | CQC          |
| Combinación Direccional | : | SRSS         |

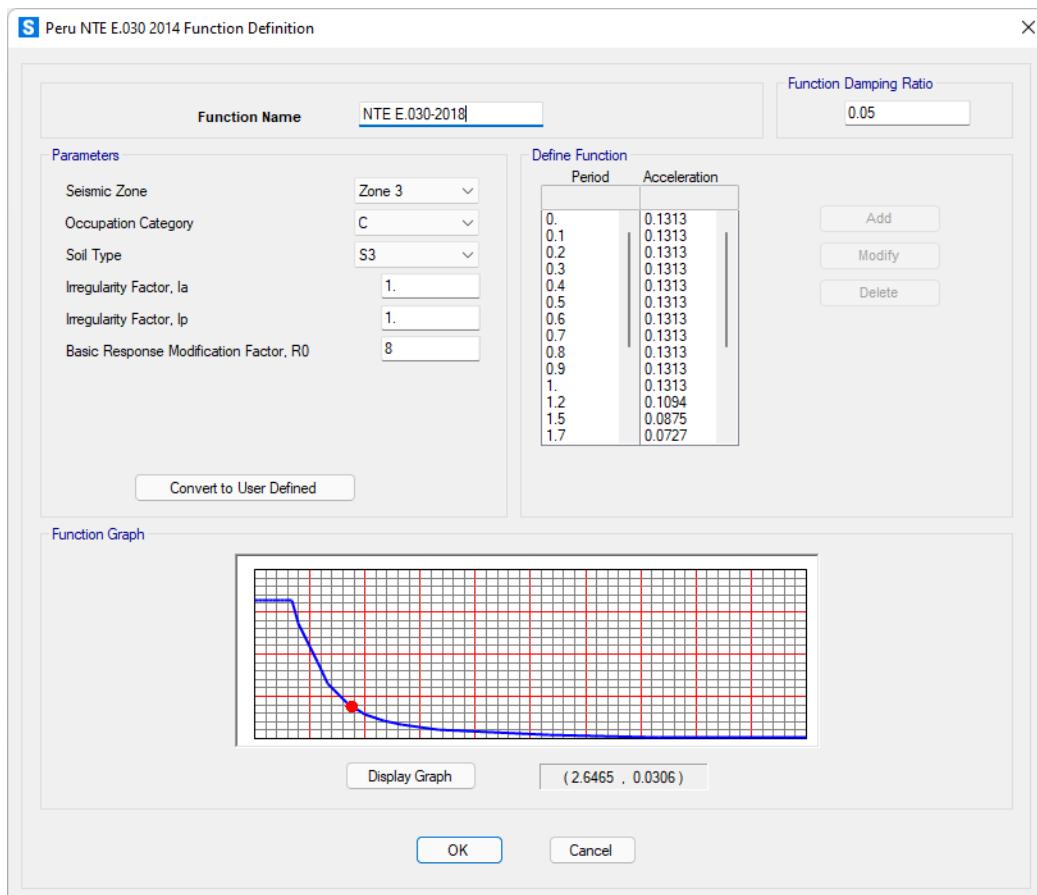


Figura 2-1. Periodos y aceleraciones del Espectro de Diseño, según la NTE E.030-2018.

### 3. MODELAMIENTO, ANÁLISIS & DISEÑO ESTRUCTURAL

La configuración con la que se empezará a trabajar y diseñar por completo cada elemento de la estructura será aquella que se muestra en la Figura 3-1, esto con la finalidad de no solamente darle estabilidad ante el viento sino también lateralmente durante la instalación del cartel publicitario.

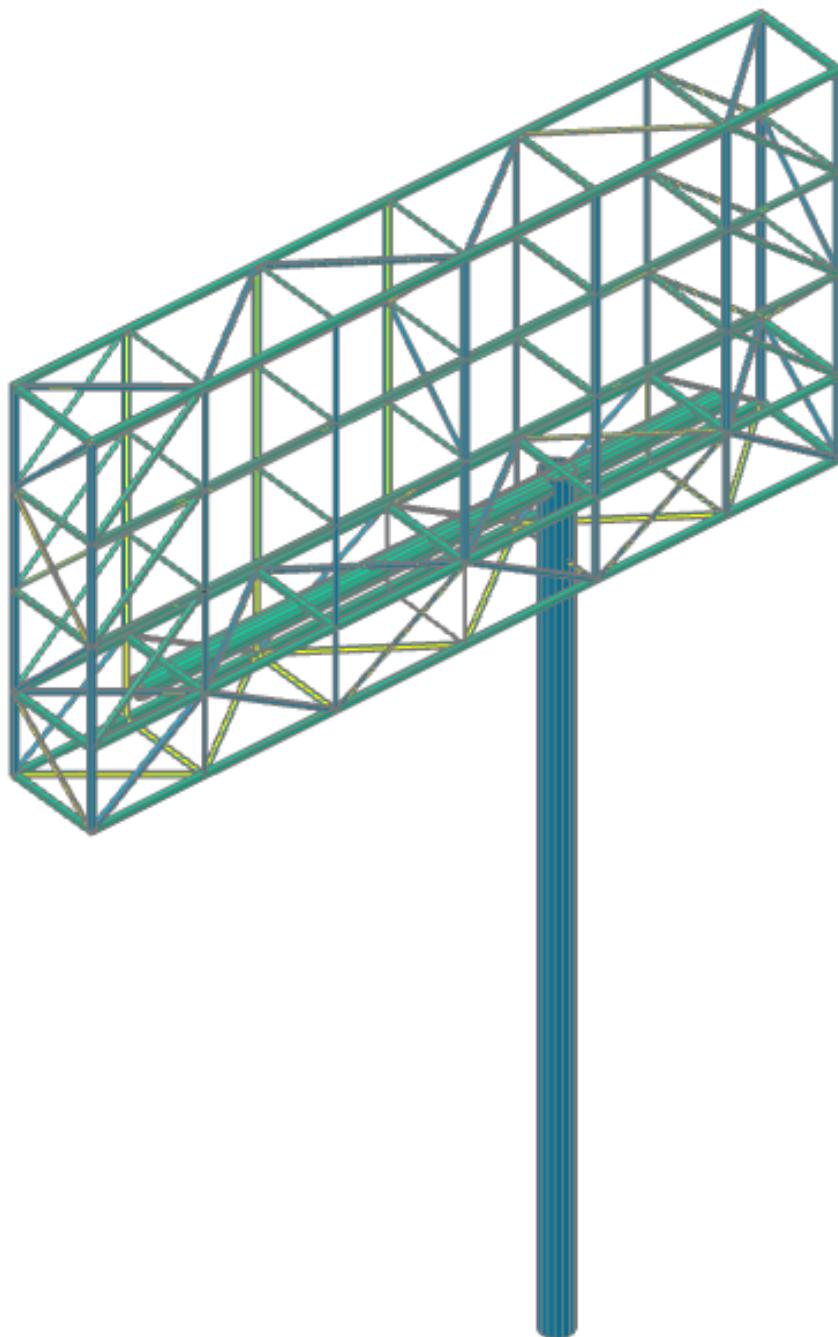


Figura 3-1. Vista 3D.

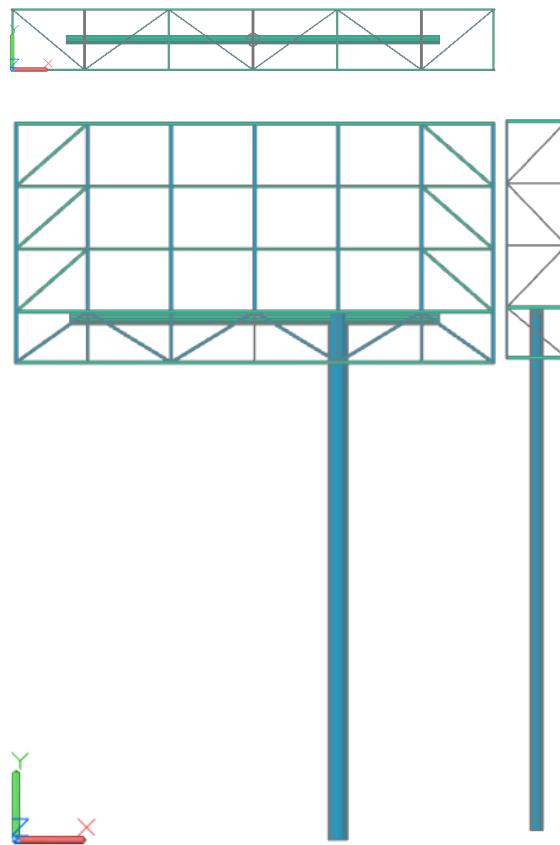


Figura 3-2. Vista Frontal, superior y de Perfil.

Las dimensiones y propiedades del tubo de los perfiles con los que se iniciará el primer análisis y diseño se muestran en las Tablas 4-1 a 4-4.

| Round HSS & Pipes                 |             |
|-----------------------------------|-------------|
| O.D.=12.75                        | t(nom)=0.5  |
|                                   |             |
| <b>Pipe12XS</b>                   |             |
| A =                               | 17.90 in.^2 |
| O.D. =                            | 12.75 in.   |
| I.D. =                            | 11.75 in.   |
| t(nom) =                          | 0.5 in.     |
| t(des) =                          | 0.465 in.   |
| wt./ft. =                         | 65.50 plf.  |
| I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> = | 339 in.^4   |
| S <sub>x</sub> = S <sub>y</sub> = | 53.2 in.^3  |
| r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub> = | 4.35 in.    |
| Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub> = | 70.2 in.^3  |
| J =                               | 678 in.^4   |
| C =                               | --- in.^3   |

| Round HSS & Pipes                 |             |
|-----------------------------------|-------------|
| O.D.=8.625                        | t(nom)=0.5  |
|                                   |             |
| <b>Pipe8XS</b>                    |             |
| A =                               | 11.90 in.^2 |
| O.D. =                            | 8.625 in.   |
| I.D. =                            | 7.625 in.   |
| t(nom) =                          | 0.5 in.     |
| t(des) =                          | 0.465 in.   |
| wt./ft. =                         | 43.40 plf.  |
| I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> = | 100 in.^4   |
| S <sub>x</sub> = S <sub>y</sub> = | 23.1 in.^3  |
| r <sub>x</sub> = r <sub>y</sub> = | 2.89 in.    |
| Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub> = | 31 in.^3    |
| J =                               | 199 in.^4   |
| C =                               | --- in.^3   |

Figura 3-3. Dimensiones y propiedades de Tubos usados como columna y viga de soporte.

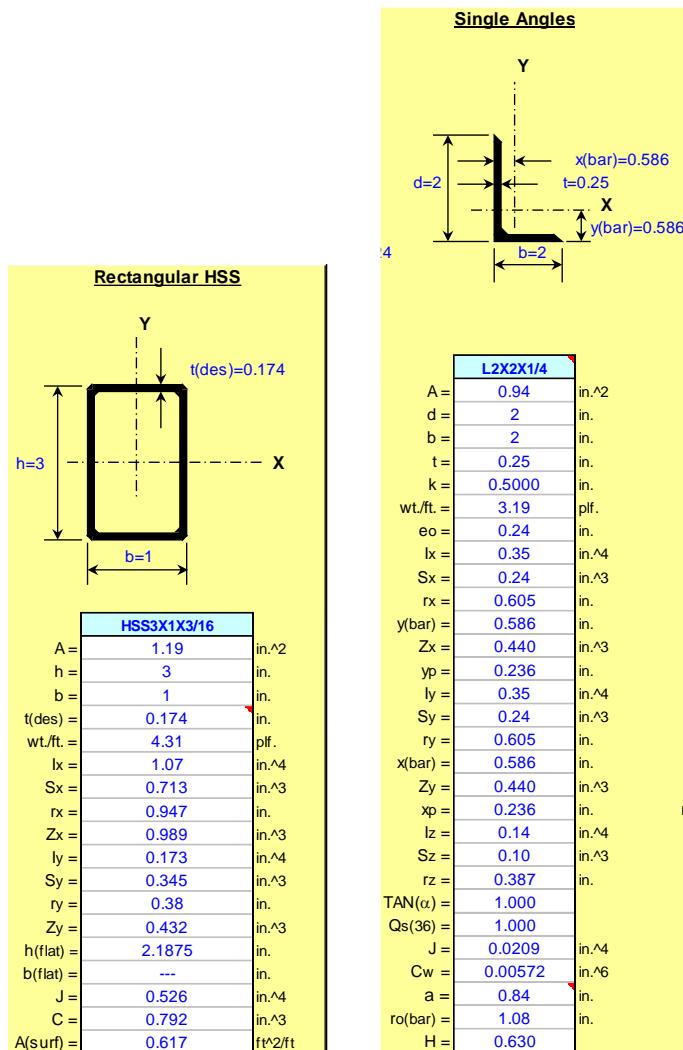


Figura 3-4. Dimensiones y propiedades de perfiles rectangulares y ángulos usados como marco y elementos de arriostre.

Teniendo todo esto establecido, además de las cargas de diseño a ser consideradas y las propiedades de material que ya fueron presentadas en el apartado 2, se procede a modelar la estructura, dándole las condiciones de tal manera que se comporte tal como lo haría en la realidad.

Las Figuras siguientes muestran el procedimiento seguido hasta la asignación de cargas.

**S Define Load Patterns**

| Load Patterns     |      |                        |                           |
|-------------------|------|------------------------|---------------------------|
| Load Pattern Name | Type | Self Weight Multiplier | Auto Lateral Load Pattern |
| DEAD              | Dead | 1                      | None                      |
| DEAD              | Dead | 1                      |                           |
| LIVE              | Live | 0                      |                           |
| VIENTO            | Wind | 0                      |                           |

Click To:

- Add New Load Pattern
- Add Copy of Load Pattern
- Modify Load Pattern
- Modify Lateral Load Pattern...
- Delete Load Pattern
- Show Load Pattern Notes...

OK Cancel

Tabla 3-4. Definición de Casos Estáticos de Carga.

**S Load Case Data - Modal**

|  |  |   |
|--|--|---|
| Load Case Name<br>Ritz Vectors   | Notes<br>Modify/Show...                                  | Load Case Type<br>Modal                       |
| Stiffness to Use   |  | Type of Modes                                 |
| <input checked="" type="radio"/> Zero Initial Conditions - Unstressed State        | <input type="radio"/> Stiffness at End of Nonlinear Case | <input type="radio"/> Eigen Vectors           |
| Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case |  | <input checked="" type="radio"/> Ritz Vectors |
| Number of Modes  |  | Mass Source<br>MSSSRC1                        |
| Maximum Number of Modes<br>5   | Minimum Number of Modes<br>1                             |   |
| Loads Applied  |  |   |
| Load Type<br>Accel   | Load Name<br>UX  | Maximum Cycles<br>0                           |
| Accel  | UX   | 0   |
| Accel  | UY   | 0   |

Add Modify Delete OK Cancel

Figura 3-5. Definición del análisis Modal con Vectores Ritz, para 5 modos de vibración.

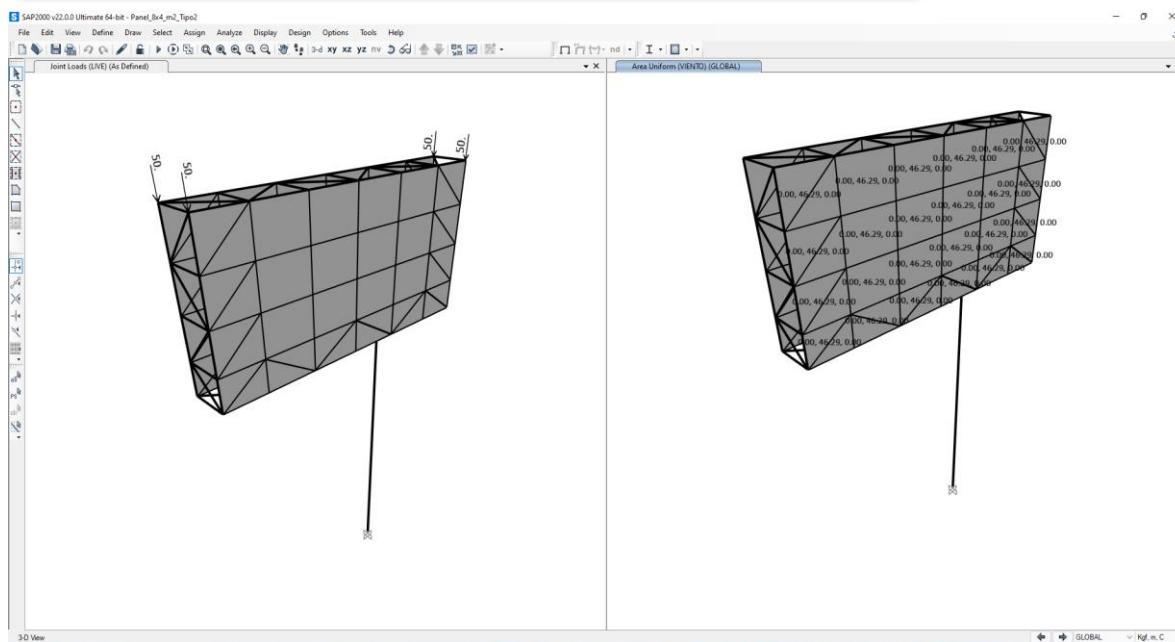


Figura 3-6. Asignación de la Cargas de Viento y viva.

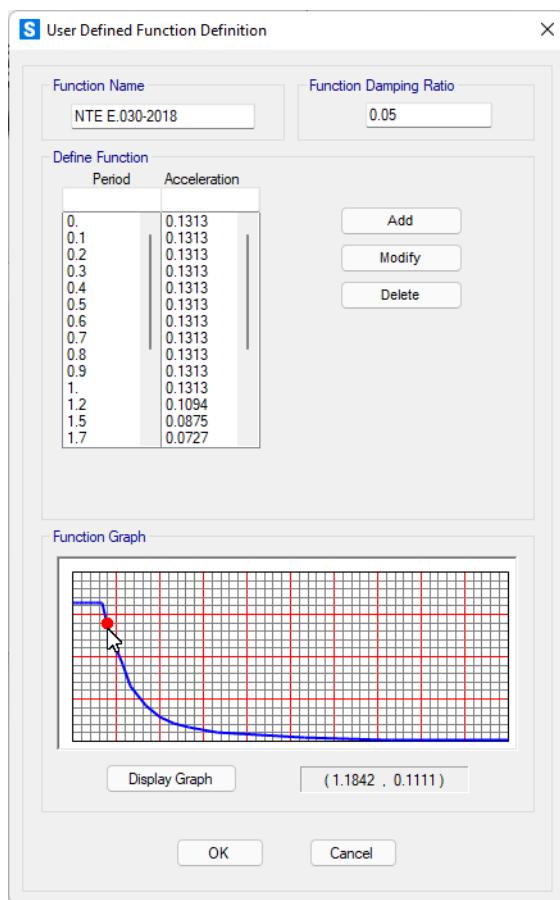


Figura 3-7. Espectro de Diseño usado para el análisis y Verificación de Derivas.

### 3.1. Verificación de Resistencia & Estabilidad

Para la verificación de la Resistencia y estabilidad se aplicaron las especificaciones AISC-LRFD99. Se ingresaron las combinaciones de carga mostradas y se procedió a verificar que los desplazamientos no excedan el límite establecido en la Tabla N° 11 de la NTE E.030.

#### 3.1.1. Verificación en Columnas

La longitud efectiva para elementos sometidos a compresión depende de un factor K, este se presenta en la Tabla C-C2.2 mostrada a continuación:

| TABLE C-C2.2<br>Approximate Values of Effective Length Factor, K |  |      |     |     |      |     |
|--|--|------|-----|-----|------|-----|
| Buckled shape of column is shown by dashed line.                 | (a)      (b)      (c)      (d)      (e)      (f)   |      |     |     |      |     |
| Theoretical K value  | 0.5  | 0.7  | 1.0 | 1.0 | 2.0  | 2.0 |
| Recommended design value when ideal conditions are approximated  | 0.65   | 0.80 | 1.2 | 1.0 | 2.10 | 2.0 |
| End condition code   |  Rotation fixed and translation fixed<br> Rotation free and translation fixed<br> Rotation fixed and translation free<br> Rotation free and translation free |      |     |     |      |     |

Figura 3-8. Factores de Longitud Efectiva, K.

La resistencia característica para distintos estados de carga se muestra en la Tabla 3-1, mientras que en la Figura 3-9 se describe el proceso de cálculo de estos. De manera similar se indican las fuerzas resistentes para el Tubo horizontal. Estas últimas para las dimensiones definitivas que se indican.

| Resistencia (kip-in) |          |          |
|----------------------|----------|----------|
| Estado de Carga      | LRFD     | ASD      |
| Flexión              | 2364.800 | 1573.386 |
| Tensión              | 604.800  | 402.395  |
| Corte                | 181.440  | 120.719  |
| Torsión              | 2083.459 | 1386.200 |

Tabla 3-1. Resistencia característica para distintos estados de carga.

# Ingeniería Civil Internacional del Perú®

## PANELES PUBLICITARIOS®

©2022 Alex Henry Palomino Encinas® ©2022 Alex Henry Palomino Encinas® ©2022 Alex Henry Palomino Encinas® ©2022 Alex Henry Palomino Encinas®

$$\begin{aligned}
 Ag &= 19.20 \text{ in}^2 & (a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e \geq 0.44 F_y) \\
 D &= 12.750 \text{ in} & \\
 t &= 0.500 \text{ in} & \\
 rx = ry &= 4.342 \text{ in} & \\
 Ix = ly &= 4.342 \text{ in}^4 & F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \\
 Zx = Zy &= 75.073 \text{ in}^3 & \\
 L &= 22.966 \text{ ft} & \\
 E &= 29000 \text{ KSI} & (b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e < 0.44 F_y) \\
 Fy &= 35 \text{ KSI} & F_{cr} = 0.877 F_e \\
 K &= 1.00 & \\
 KL/r &= 63.4708777 \leq 135.58 & F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \\
 Fe &= 71.0474892 > 15.4 & \\
 Fcr &= 28.4787541 \text{ KSI} & \text{(Tensión de Pandeo por Flexión)} \\
 \underline{\text{Carga de Compresión}} & & P_n = F_{cr} A_g \\
 Pn &= 546.792078 \text{ Kip} & \\
 \Omega_c Pn &= 492.113 \text{ Kip} & \text{(LRFD)} \\
 Pn/\Omega_c &= 327.42 \text{ Kip} & \text{(ASD)} \\
 D/t &= 25.5 \leq 91.14 \text{ La Sección no es Esbelta} & \frac{0.45E}{F_y} \\
 D/t &= 27.41935 \leq 372.9 & \\
 \underline{\text{Resistencia a Flexión}} & & F8 \quad \Delta_{max} = \frac{l}{240} \\
 Mn &= 2627.56 \text{ Kip-in} & \\
 \Omega_b M_n &= 2364.800 \text{ Kip-in} & \text{(LRFD)} \\
 M_n/\Omega_b &= 1573.386 \text{ Kip-in} & \text{(ASD)} \\
 \underline{\text{Resistencia a Tensión}} & & D2.a \quad \Delta_{max} = \frac{5wl^4}{384EI} \\
 Ptn &= 672 \text{ Kip} & \\
 \Omega_t Ptn &= 604.800 \text{ Kip} & \text{(LRFD)} \\
 Ptn/\Omega_t &= 402.395 \text{ Kip} & \text{(ASD)} \\
 \underline{\text{Resistencia a Corte}} & & G6 \quad C_b = 1.648 \\
 Vn &= 201.600 \text{ Kip} & \\
 \Omega_v Vn &= 181.440 \text{ Kip} & \text{(LRFD)} \\
 Vn/\Omega_v &= 120.719 \text{ Kip} & \text{(ASD)} \\
 \underline{\text{Resistencia a Torsión}} & & H3 \quad F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}} \left( \frac{D}{t} \right)^{\frac{5}{4}}} \\
 Tn &= 2314.954 \text{ Kip-in} & \\
 \Omega_T Tn &= 2083.459 \text{ Kip-in} & \text{(LRFD)} \\
 Tn/\Omega_v &= 1386.200 \text{ Kip-in} & \text{(ASD)} \\
 \underline{\text{Chequeo de Flexión}} & & F_{cr} = \frac{0.78E}{\left( \frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}} \\
 \Delta_{máx} &= 1.148294 \text{ in} &
 \end{aligned}$$

Figura 3-9. Resistencia a compresión del poste, L = 7.00m.

| Resistencia (Kip-in) |          |         |
|----------------------|----------|---------|
| Estado de Carga      | LRFD     | ASD     |
| Flexión              | 1041.044 | 692.644 |
| Tensión              | 403.200  | 268.263 |
| Corte                | 120.960  | 80.479  |
| Torsión              | 919.210  | 611.584 |

Tabla 3-2. Resistencia a compresión de la Viga, L = 3.9m.

## Ingeniería Civil Internacional del Perú®

### PANELES PUBLICITARIOS®

©2022 Alex Henry Palomino Encinas® ©2022 Alex Henry Palomino Encinas® ©2022 Alex Henry Palomino Encinas® ©2022 Alex Henry Palomino Encinas®

$$\begin{aligned}
 Ag &= 12.80 \text{ in}^2 & (a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e \geq 0.44 F_y) \\
 D &= 8.625 \text{ in} \\
 t &= 0.500 \text{ in} \\
 rx = ry &= 2.878 \text{ in} \\
 Ix = Iy &= 106.000 \text{ in}^4 & F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{\frac{KL}{r}} \right] F_y \\
 Zx = Zy &= 33.049 \text{ in}^3 \\
 L &= 12.795 \text{ ft} \\
 E &= 29000 \text{ KSI} & (b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } F_e < 0.44 F_y) \\
 F_y &= 35 \text{ KSI} & F_{cr} = 0.877 F_e \\
 K &= 1.00 \\
 KL/r &= 53.3506974 \leq 135.58 & F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \\
 Fe &= 100.558212 > 15.4
 \end{aligned}$$

F<sub>cr</sub> = 30.2552172 KSI (Tensión de Pandeo por Flexión)

#### Carga de Compresión

$$\begin{aligned}
 P_n &= 387.26678 \text{ Kip} & P_n = F_{cr} A_g \\
 \varnothing c P_n &= 348.540 \text{ Kip} \quad (\text{LRFD}) \\
 P_n/\varnothing c &= 231.90 \text{ Kip} \quad (\text{ASD})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D/t &= 17.25 \leq 91.14 \text{ La Sección no es Esbelta} & \frac{0.45E}{F_y} \\
 D/t &= 18.54839 \leq 372.9
 \end{aligned}$$

#### Resistencia a Flexión

$$\begin{aligned}
 Mn &= 1156.72 \text{ Kip-in} \\
 \varnothing bMn &= 1041.044 \text{ Kip-in} \quad (\text{LRFD}) \\
 Mn/\varnothing b &= 692.644 \text{ Kip-in} \quad (\text{ASD})
 \end{aligned}$$

#### Resistencia a Tensión

$$\begin{aligned}
 Ptn &= 448 \text{ Kip} \\
 \varnothing tPtn &= 403.200 \text{ Kip} \quad (\text{LRFD}) \\
 Ptn/\varnothing t &= 268.263 \text{ Kip} \quad (\text{ASD})
 \end{aligned}
 \quad C_b = 1.648$$

$$\begin{aligned}
 \text{Resistencia a Corte} \\
 Vn &= 134.400 \text{ Kip}
 \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0$$

$$\begin{aligned}
 \varnothing vVn &= 120.960 \text{ Kip} \quad (\text{LRFD}) \\
 Vn/\varnothing v &= 80.479 \text{ Kip} \quad (\text{ASD})
 \end{aligned}$$

#### Resistencia a Torsión

$$\begin{aligned}
 Tn &= 1021.345 \text{ Kip-in} \\
 \varnothing TTn &= 919.210 \text{ Kip-in} \quad (\text{LRFD}) \\
 Tn/\varnothing v &= 611.584 \text{ Kip-in} \quad (\text{ASD})
 \end{aligned}$$

#### Chequeo de Flexión

$$\Delta_{\max} = 0.6397638 \text{ in}$$

$$F_8 \quad \Delta_{\max} = \frac{l}{240}$$

$$D2.a \quad \Delta_{\max} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$G6 \quad C_b = 1.648$$

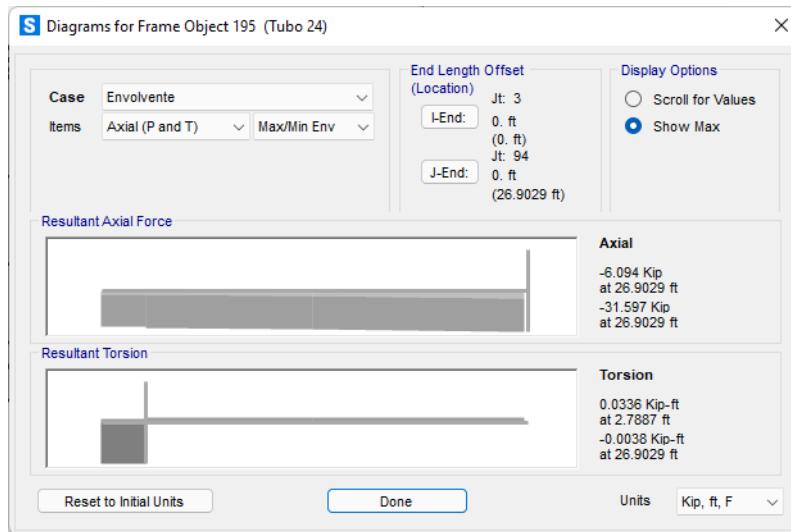
$$H3 \quad F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left( \frac{D}{t} \right)^{\frac{5}{4}}}}$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left( \frac{D}{t} \right)^{\frac{3}{2}}}$$

**Figura 3-10. Resistencia a compresión de las columnas del eje 1-1, L=8.202ft.**

Con estos valores comprobamos si la sección es adecuada o no para resistir las cargas que se le imponen, en la Figura 3-11 se muestran las cargas axiales (en Kips) en para la columna o poste.

Como puede observarse estos valores de Carga Axial están muy por debajo de la capacidad de carga detallada en la Tabla3-2, por lo tanto la sección es adecuada.



**Figura 3-11. Fuerzas Axiales en las columnas o poste, en Kips.**

También se debe hacer la verificación para elementos sometidos a combinaciones de carga de flexión y compresión, esto está detallado en la sección H de las especificaciones AISC 360-16.

Las ecuaciones disponibles a usar son:

$$(a) \text{ Cuando } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1} - a)$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1} - b)$$

Los momentos actuantes para la columna o poste se muestra en la Figura 3-12, el mismo procedimiento se sigue para los demás elementos, así que solo se muestran las verificaciones de resistencia efectuadas de acuerdo con las especificaciones LRFD 99.

(\*)El diseño total de la estructura se detalla en el plano estructural

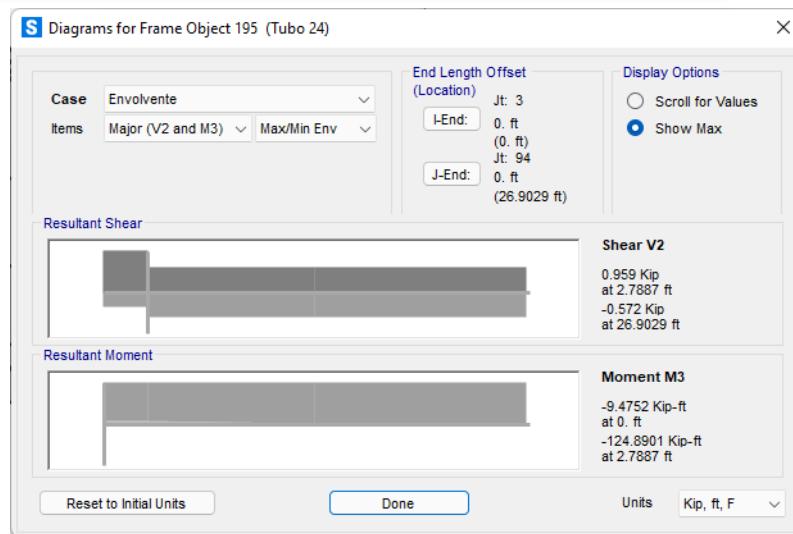


Figura 3-12. Momentos y Cortantes en la Columna, en Kip-ft.

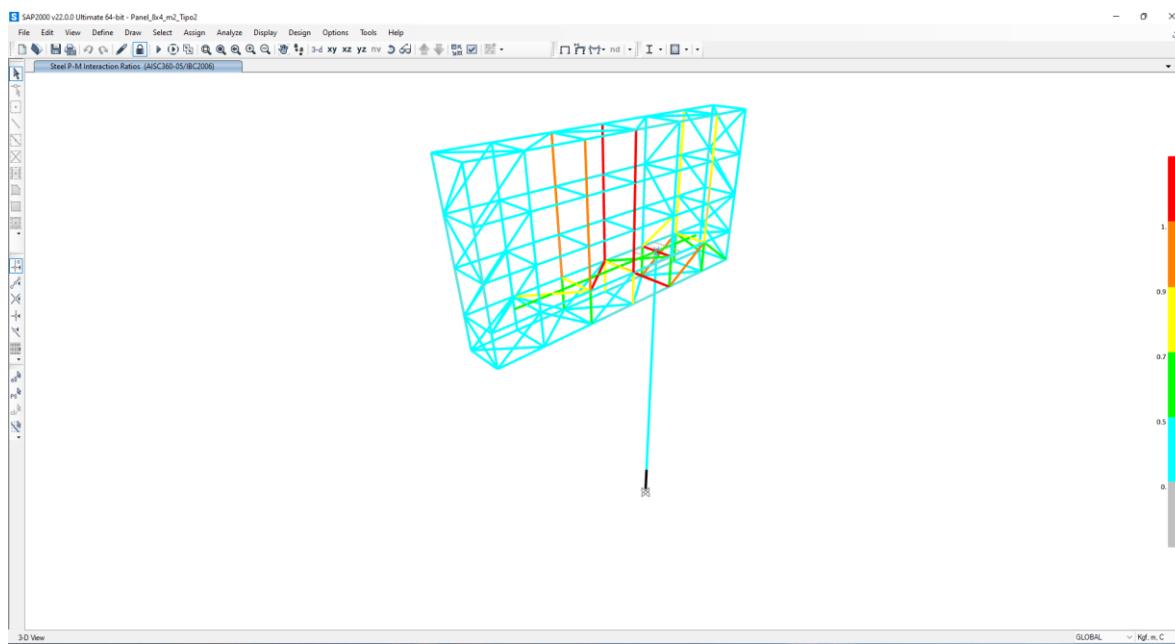


Figura 3-13. Chequeo y/o verificación de elementos, especificaciones AISC-LRFD 99.

(\*\*) Por lo tanto, las secciones usadas son adecuadas y cumplen en gran medida con los requerimientos de resistencia según la NTE E.090.

### 3.1.2. Verificación de Desplazamientos

Los límites de deriva y desplazamiento serán verificados de acuerdo con la Tabla N° 11 de Límites de Deriva que se muestra.

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

En las Figuras 3-14 y 3-15 se muestran el desplazamiento por sismo en la Direcciones X & Y.

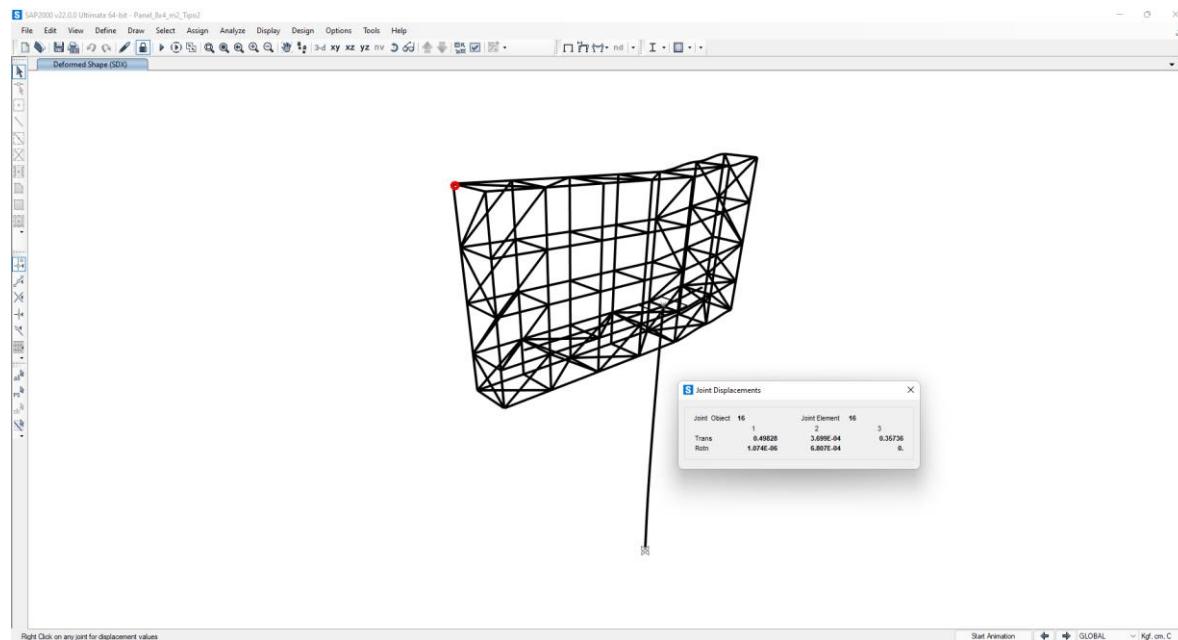


Figura 3-14. Desplazamiento máximo por Espectro de Diseño en la Dirección X,  $\delta=0.498\text{cm}$ .

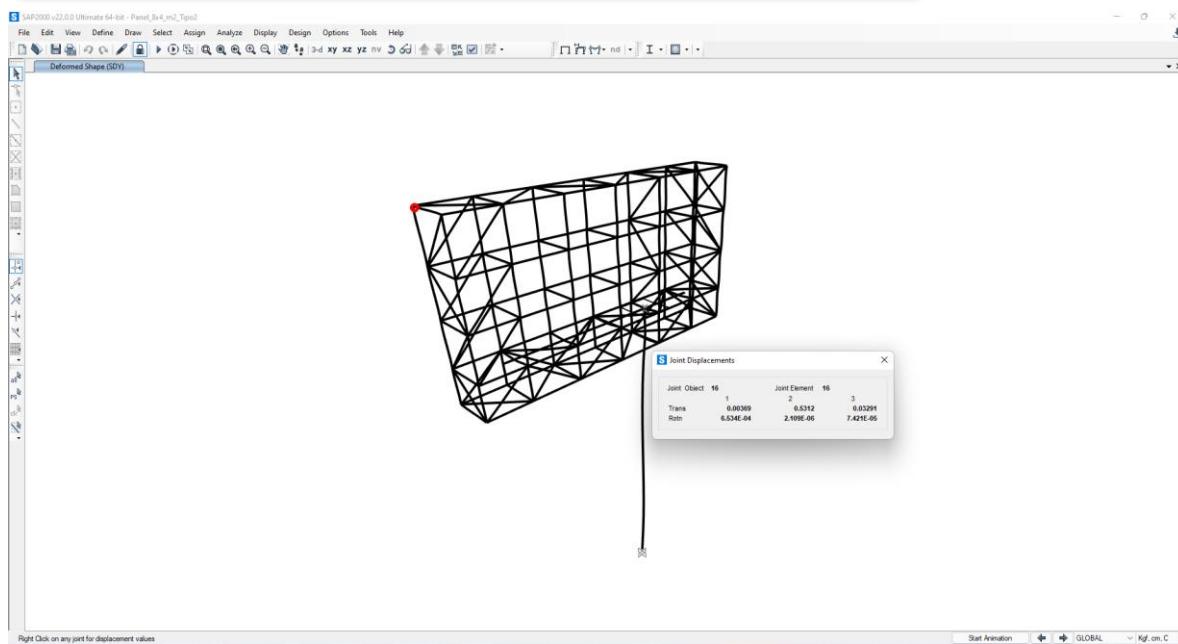


Figura 3-15. Desplazamiento máximo por Espectro de Diseño en la Dirección Y,  $\delta=0.512\text{cm}$ .

- **Derivas Inelásticas en la Unión Viga-Poste.**

$$\text{Dirección } X: \Delta_{elástica} = \frac{0.28487}{920} = 0.00031 \rightarrow \Delta_{inelastica} = 0.75R\Delta_{elástica} = 0.75(8)(0.00031) = 0.002 < 0.01$$

$$\text{Dirección } Y: \Delta_{elástica} = \frac{0.29569}{920} = 0.00032 \rightarrow \Delta_{inelastica} = 0.75R\Delta_{elástica} = 0.75(8)(0.00032) = 0.002 < 0.01$$

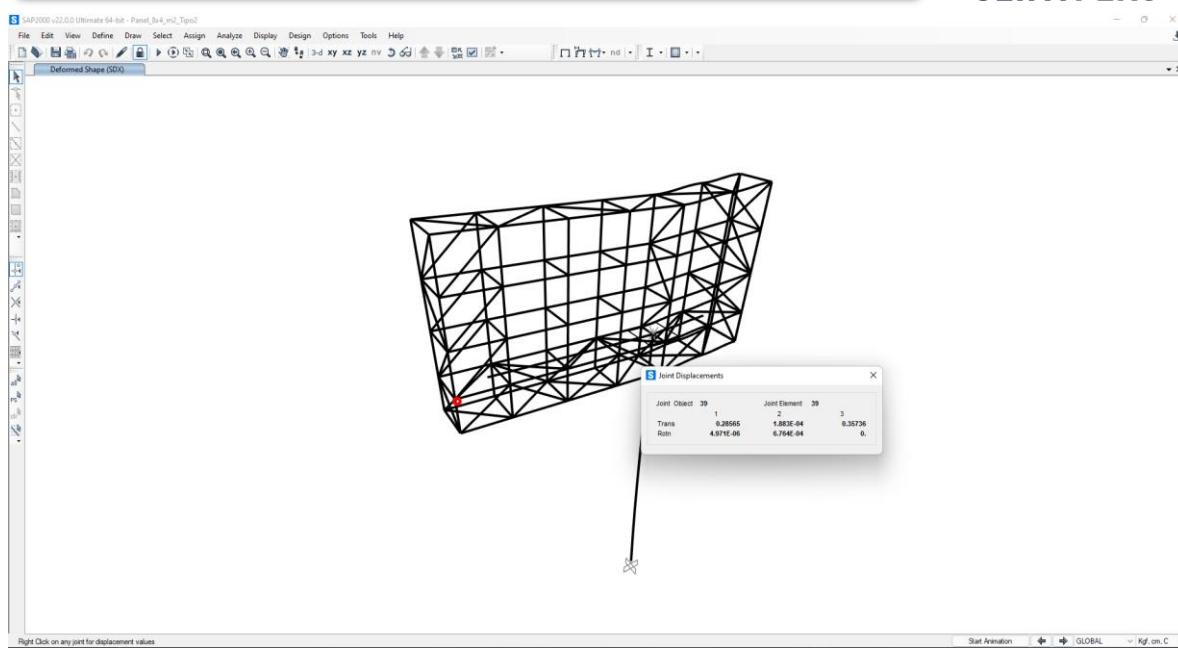
- **Derivas Inelásticas en el tope del panel:**

$$\text{Dirección } X: \Delta_{elástica} = \frac{0.50}{920} = 0.00054 \rightarrow \Delta_{inelastica} = 0.75R\Delta_{elástica} = 0.75(8)(0.00054) = 0.003 < 0.01$$

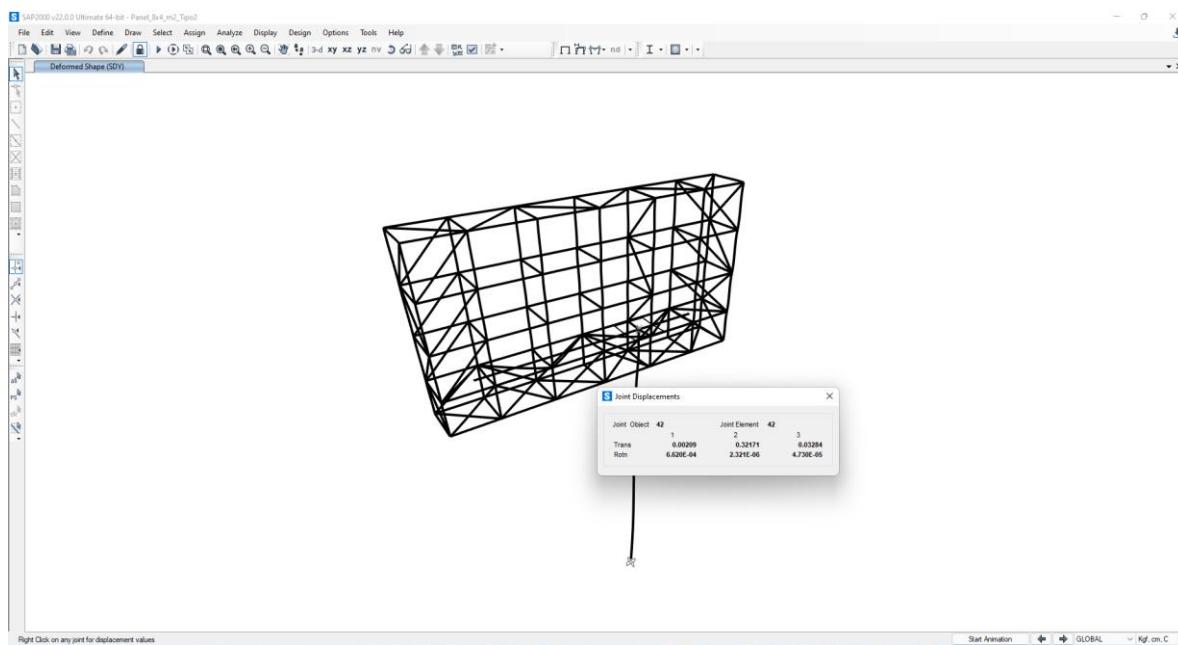
$$\text{Dirección } Y: \Delta_{elástica} = \frac{0.53}{920} = 0.00058 \rightarrow \Delta_{inelastica} = 0.75R\Delta_{elástica} = 0.75(8)(0.00058) = 0.004 < 0.01$$

Como puede verse, ninguno de los pórticos en ambas direcciones no sobrepasan el límite de deriva máxima por espectro de Respuesta de 0.01.

Los desplazamientos máximos en la unión trabe-columna del panel se muestran en las Figuras 4-16 y 4-17, las derivas se calculan de la misma manera como se calculó antes.



**Figura 3-16. Desplazamiento en el nivel de la trave, por espectro de respuesta en la Dirección X,  $\delta=0.27\text{cm}$ .**

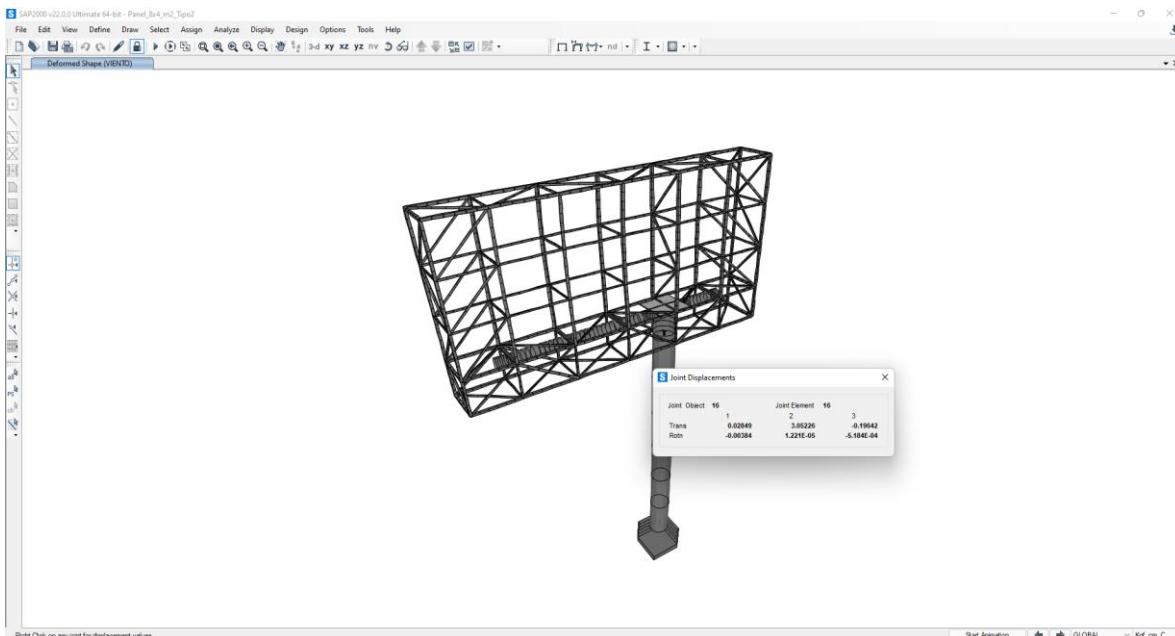


**Figura 3-17. Desplazamiento por espectro de respuesta en la Dirección Y,  $\delta=0.32\text{cm}$ .**

En adición a la verificación de derivas por sismo se debe verificar también las derivas por carga de viento, siendo entonces que para esta situación se aplicó lo establecido en le Artículo 24 de la NTE E.020 de Cargas. Los desplazamientos para el caso de fuerza inducida por viento se muestran en la Figura 3-18, para la dirección Y, para un diámetro de poste D=24" y t=0.5".

- **Derivas Inelásticas en el tope del panel:**

$$\text{Dirección Y: } \Delta_{viento} = \frac{3.05 - 1.79}{315} = 0.004 \rightarrow \Delta_{viento} = 0.4\% < 1\%$$



**Figura 3-18. Máximo desplazamiento en el tepe, en la Dirección Y, Caso de Carga de VIENTO,  $\delta=3.05\text{cm}$ .**

Como se observa, la deriva inelástica cumple con el límite establecido en la Tabla N°11 de la E.030, por lo que se deduce que el diámetro impuesto es el adecuado.

El mismo procedimiento se sigue para el nivel de la trabe con la unión de la columna, siendo los resultados encontrados los mostrados a continuación.

- **Derivas Inelásticas en el tope del panel:**

$$\text{Dirección Y: } \Delta_{viento} = \frac{1.79}{920} = 0.0020 \rightarrow \Delta_{viento} = 0.2\% < 1\%$$

De aquí vemos que se está cumpliendo con el límite de desplazamiento relativo máximo permitido por la NTE E.020 de Cargas.

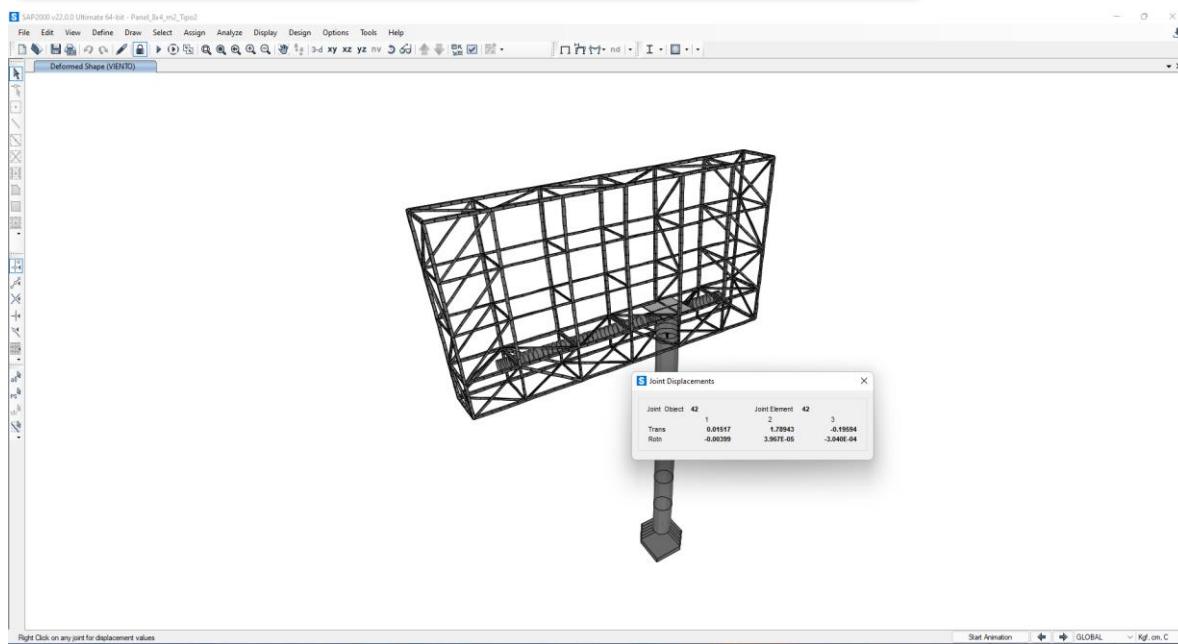


Figura 3-19. Máximo desplazamiento en el nivel de la trabe en la Dirección Y,  $\delta=1.79\text{cm}$ .

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, PEDESTALES Y CONEXIÓN ESTÁ DISPONIBLE EN EL CURSO  
DE PANELES PUBLICITARIOS