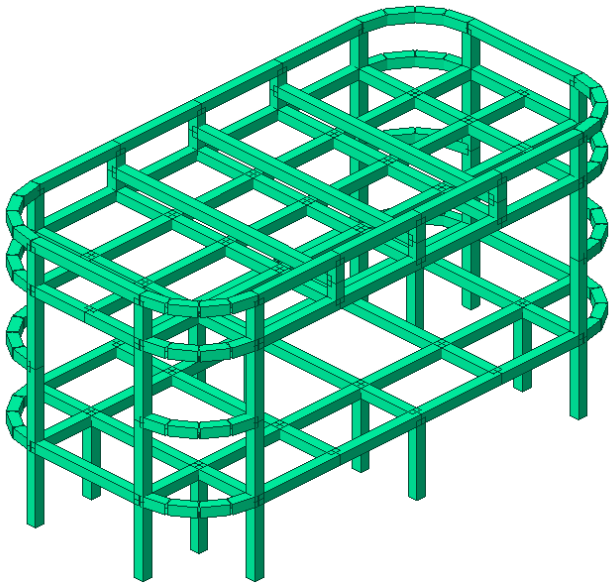
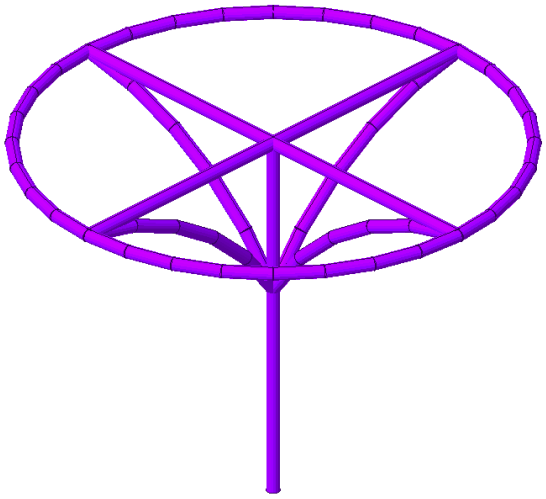
MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

PEATONALIZACIÓN CALLE 37 SUR ENTRE CARRERA 45A Y CARRERA 45B – BURBUJAS DE COMIDA Y PÉRGOLAS





Proyecto	**Burbuja comida y Pérgola – Peatonalización Calle 37**
Ubicación	**Envigado, Antioquia**
Cliente	**DESur** **NIT: 901387801-2**
Elaborado por	**Ing. Tomás Peláez Escobar** **MP. 05202-399660**
Fecha	**Agosto 2025**
Versión	**Informe V0**

Contenido

1. Introducción 2
2. Alcance 2
3. Descripción General del Proyecto 2
4. Consideraciones Estructurales 3
4.1. Información de Referencia 3
4.2. Especificaciones de los materiales 3
4.3. Combinaciones de Carga 3
4.4. Cargas 5
4.4.1. Cargas Muertas y Vivas 5
4.4.2. Cargas de Viento 11
4.4.3. Cargas Sísmicas 12
5. Sistema Estructural. 12
5.1. Método de análisis 13
5.2. Análisis de Derivas y Deformaciones. 14
6. Diseño de Elementos Estructurales. 16
6.1. Diseño elementos principales 17
6.2. Diseño Conexiones 24
6.3. Diseño Cimentación 30

1. Introducción

La presente memoria de cálculo corresponde al diseño estructural de los **BURBUJAS DE COMIDA Y PÉRGOLAS** de la Peatonalización de la Calle 37 ubicada en Envigado, Antioquia, que corresponde la transformación de una vía vehicular en un espacio peatonal integrador desarrollado por la empresa **DESur**.

La estructura de burbujas de comida están compuestas por perfiles metálicos tubulares PTE100x100x3mm y las estructuras de las pérgolas están compuestas por perfiles metálicos PT3”x3mm.

2. Alcance

El presente documento contiene las consideraciones de cargas, especificaciones generales de diseño y análisis de resultados correspondientes a la estructura objetivo del proyecto. El diseño estructural se desarrolla conforme con lo establecido en la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10, particularmente en lo referente a análisis sísmico (Título A), cargas gravitacionales y de viento (Título B), diseño de elementos en concreto (Título C) y diseño de elementos metálicos (Título F), garantizando la seguridad estructural, funcionalidad y durabilidad de la edificación.

Este alcance incluye el dimensionamiento y verificación de los elementos estructurales principales (cimientos, columnas, vigas, losas) junto con el diseño de los elementos no estructurales. Los resultados aquí consignados serán reflejados en los planos estructurales y servirán como base para la construcción del proyecto.

3. Descripción General del Proyecto

El proyecto, Burbujas de comida, considera módulos en perfilería metálica con paneles solares en la cubierta con una altura 2.23m. La pérgola considera una estructura metálica en ramificación con cubierta liviana en lona y vegetación colgante.



Ilustración 1. Esquema arquitectónico – Render imagen 04jpg

4. Consideraciones Estructurales

A continuación, se describen los principales criterios para el análisis y diseño estructural del proyecto.

4.1. Información de Referencia

El diseño estructural de las diferentes estructuras, incluyendo el dimensionamiento de los elementos de concreto y metálicos, se realizó aplicando las especificaciones de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, así como las normas complementarias y recomendaciones de referencia.

Adicionalmente, se tuvieron en cuenta todos los estudios y documentos internos disponibles, tales como:

- Estudio de suelos del proyecto: ***IF-2025-TV16-A-V0.Peatonalización Calle 37 sur.pdf***
- Planos arquitectónicos: ***2025071_V3_DETCALLE37SUR.dwg***
- Información complementaria: Renders Imagen 04 a 11

4.2. Especificaciones de los materiales

A continuación, se presentan las características generales de los materiales a emplear en la construcción del proyecto.

Elementos metálicos:

- Acero **ASTM A-500 Gr. C** Para perfiles estructurales cuadrados y circulares
- Esfuerzo del Acero a la cadencia ASTM A-500 Gr.c Fy =3500 Kgf/cm2
- Acero **ASTM A193** para pernos de anclaje
- Soldadura con electrodo **E70XX**

Concreto:

- Resistencia a compresión **f'c = 210 kg/cm²**

Acero de refuerzo:

- Fy = **4,200 kg/cm²**

4.3. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga con las cuales se obtiene la envolvente máxima de esfuerzos en los miembros estructurales, para este caso se tomaron las recomendadas en la norma NSR-10 en el **Capítulo B.2.4 - COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS USANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA**

1.4 D B.2.4-1

1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o G o Le) B.2.4-2

1.2 D + 1.6 (Lr o G o Le) + (1.0L o 0.5W) B.2.4-3

1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (Lr o G o Le) B.2.4-4

1.2 D + 1.0 E + 1.0 L B.2.4-5

0.9 D + 1.0 W B.2.4-5

0.9 D + 1.0 E B.2.4-7

B.2.3 – COMBINACIONES DE CARGAS PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

D + F B.2.3-1

D + H + F + L + T B.2.3-2

D + H + F + (Lr o G o Le) B.2.3-3

D + H + F + 0.75 (L + T) + 0.75 (Lr o G o Le) B.2.3-4

D + H +F + W B.2.3-5

D + H + F+ 0.7 E B.2.3-6

D + H + F + 0.75 W + 0.75 L + 0.75 (Lr o G o Le) B.2.3-7

D + H + F + 0.75 (0.7 E) + 0.75 L + 0.75 (Lr o G o Le) B.2.3-8

0.6 D + W + H B.2.3-9

0.6 D + 0.7 E + H B.2.3-10

En donde:

D: Carga muerta, la cual incluye el peso propio de los elementos y las cargas sobreimpuestas.

L: Carga Viva.

W: Carga de Viento.

Ex: Sismo en la dirección X.

Ey: Sismo en la dirección Y.

4.4. Cargas

Las cargas y las combinaciones de cargas se tomaron de acuerdo con el Título B de la NSR-10. Las diferentes acciones usadas en el diseño se resumen a continuación.

4.4.1. Cargas Muertas y Vivas

Las cargas muertas aplicadas corresponden a todos los elementos permanentes de construcción que componen la estructura, como el peso propio. Las cargas vivas aplicadas son aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación. Para la asignación de estas cargas se consideraron las cargas mínimas establecidas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - NSR-10 y las necesidades del proyecto.

El peso propio de la estructura es calculado por el software a través de las propiedades de los elementos modelados. Las cargas asignadas al modelo corresponden a cargas de servicio, las cuales se obtienen al analizar las cargas muertas superimpuestas y las cargas vivas.

Burbuja de comida:

Tabla 1. Valores de Carga Muerta Burbuja de Comida

CARGA MUERTA		kgf/m^2	kgf/m
Cocina	Acabado de piso	**160**	-
Losa	Peso losa metaldeck	**120**	-
Cubierta	Acabado cubierta	**100**	
Paneles	Peso paneles solares	**50**	
Particiones	Particiones livianas	**30**	

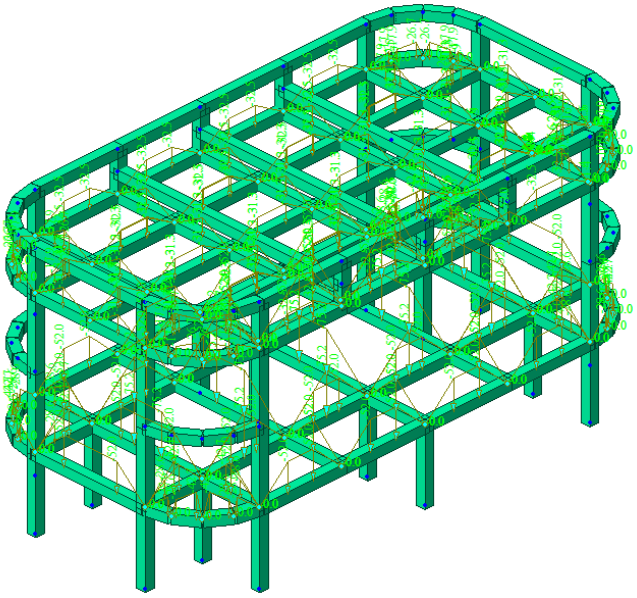


Ilustración 2. Asignación de Carga Acabados por m2

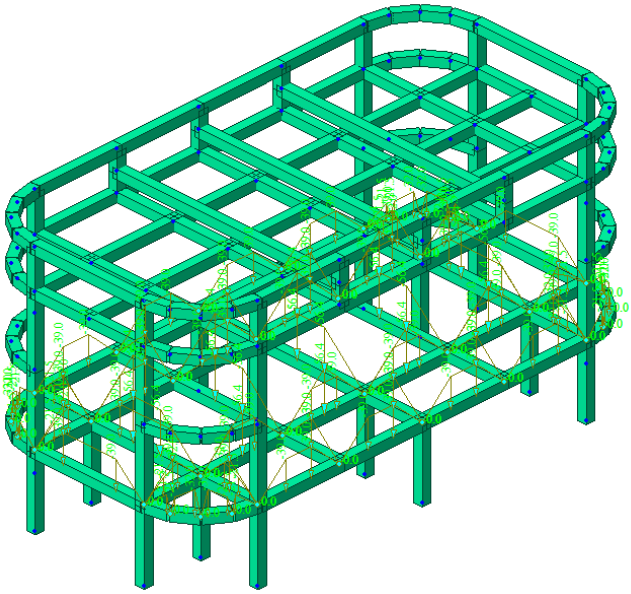


Ilustración 3. Asignación de Carga Losa por m2

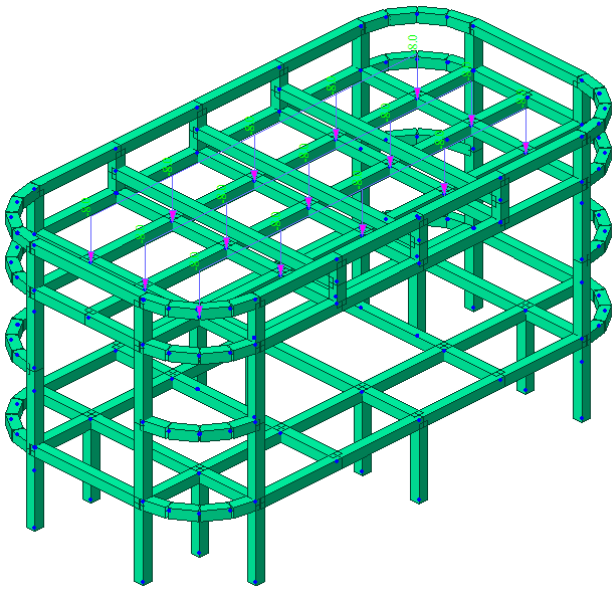


Ilustración 4. Asignación de Carga Cubierta por m2

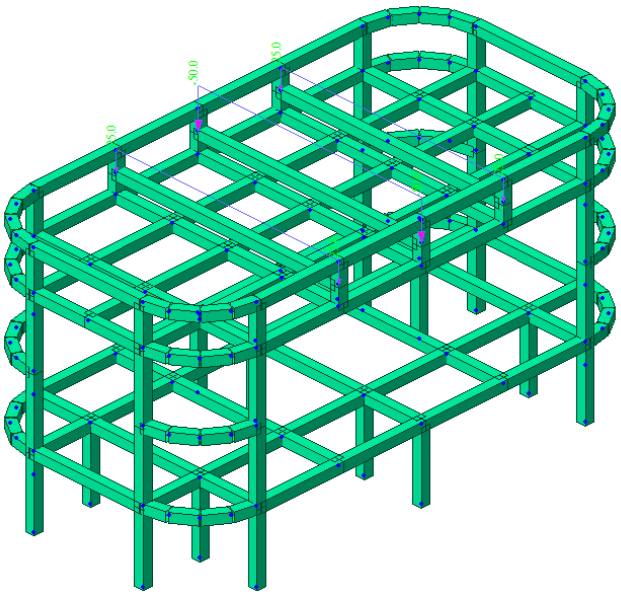


Ilustración 5. Asignación de Carga Paneles Solares por ml

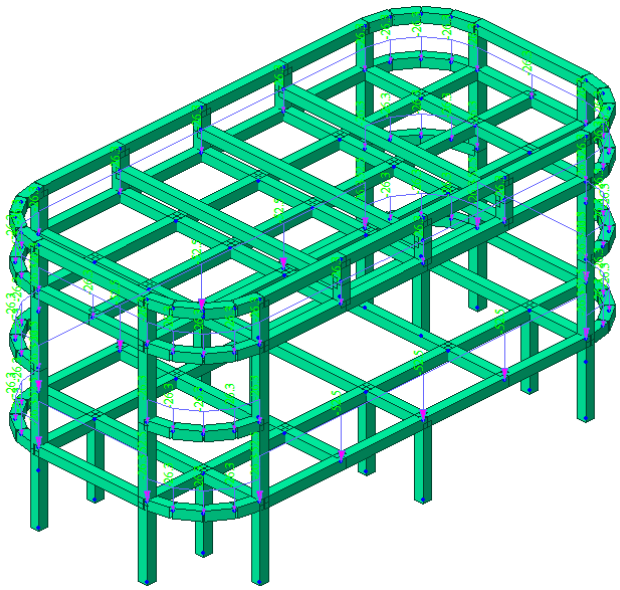


Ilustración 6. Asignación de Carga Particiones por ml

Tabla 2. Valores de Carga Viva

CARGA MUERTA		kgf/m^2	kgf/m
Carga Viva	Cubierta, mantenimiento	**180**	**-**
Carga Cocina	Uso Cocina	**500**	

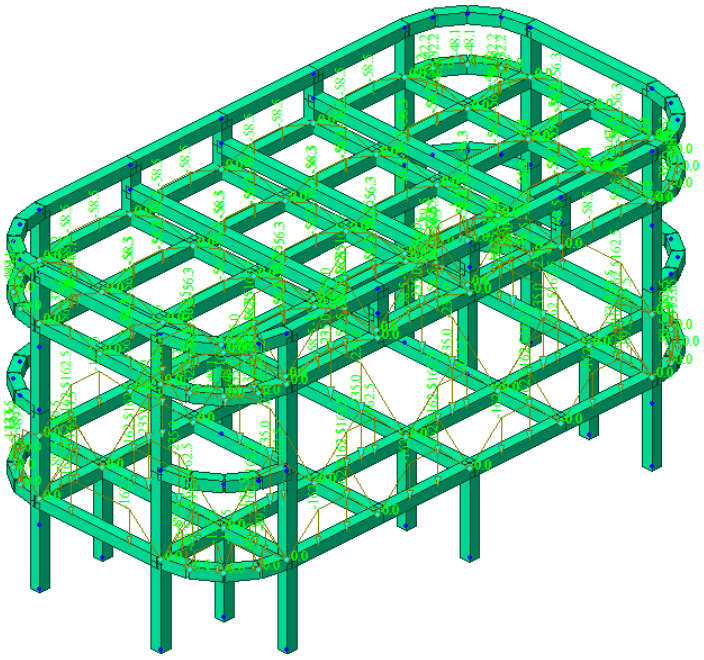


Ilustración 7. Asignación de Carga Viva por m2

Tabla 3. Valores de Carga Muerta Pérgola

CARGA MUERTA		kgf/m^2	kgf/m
Cubierta	Lona PVC	**1.5**	-
Jardines	Vegetación colgante	**50**	-

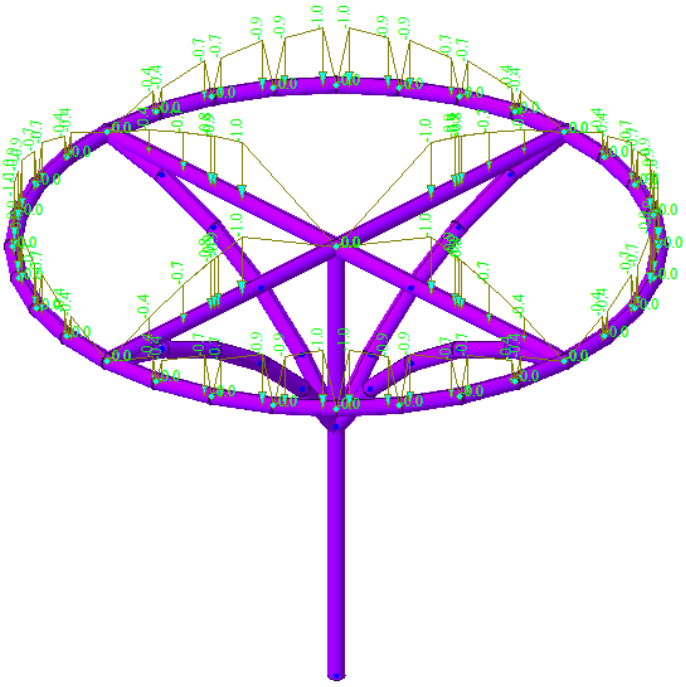


Ilustración 8. Asignación de Carga Lona por m2

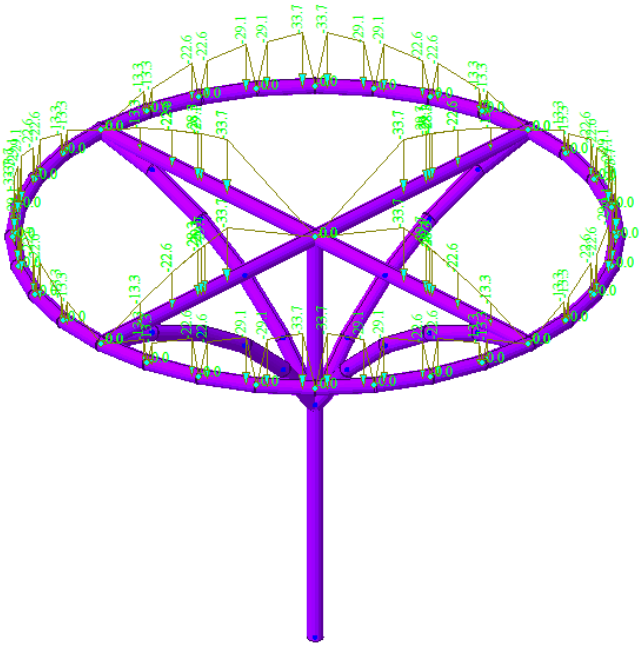


Ilustración 9. Asignación de Carga Vegetación por m2

Tabla 4. Valores de Carga Viva

CARGA MUERTA		kgf/m²	kgf/m
Carga Viva	Cubierta, mantenimiento	**50**	**-**

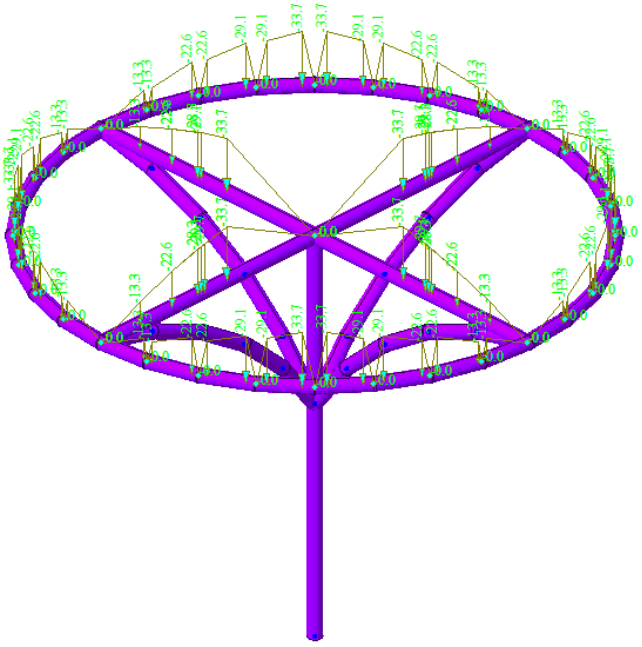


Ilustración 10. Asignación de Carga Viva por m2

4.4.2. Cargas de Viento

De acuerdo con el título B.6 de la NSR-10, donde se dan los requisitos que deben cumplir las edificaciones de cargas de viento a emplearse en el diseño de las edificaciones. Se asignan las consideraciones del viento de acuerdo con la ubicación del proyecto y se asigna mediante el software.

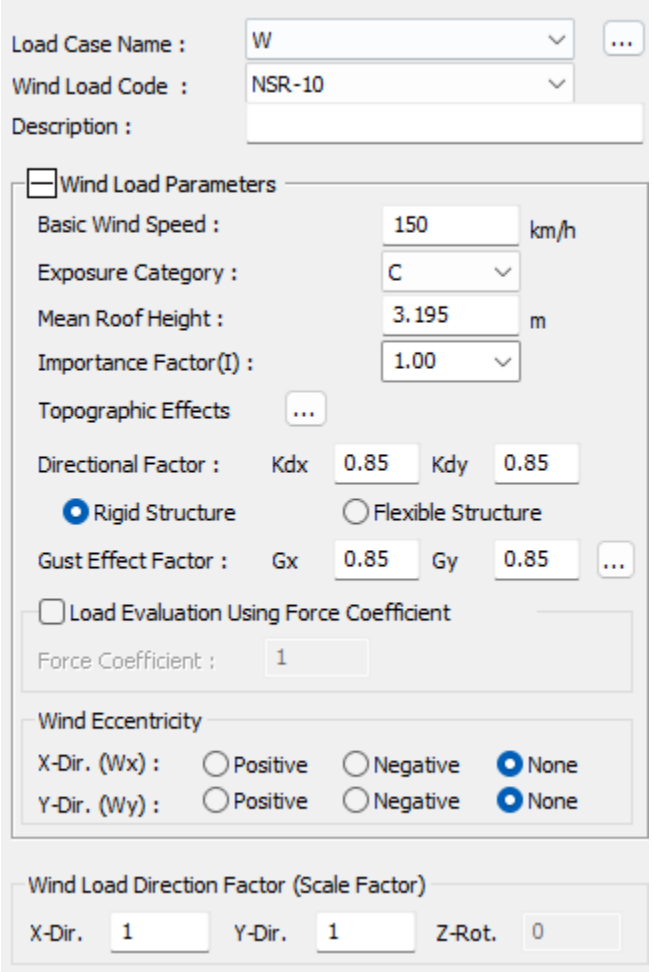


Ilustración 11. Asignación de Carga de Viento.

4.4.3. Cargas Sísmicas

Los parámetros del diseño sísmico se adoptaron según las indicaciones del estudio de suelos y lo establecido en la NSR-10.

Tabla 5. Valores zona amenaza sísmica

Ubicación	**Envigado, Antioquia**
Grupo de uso	**II (Estructura al servicio de la comunidad)**
Coeficiente de importancia	**1.10**
Zona de amenaza sísmica	**Aa: 0.15**
	Av: 0.20
	Fa: 1.50
	Fv: 2.00
Tipo de suelo	**D**

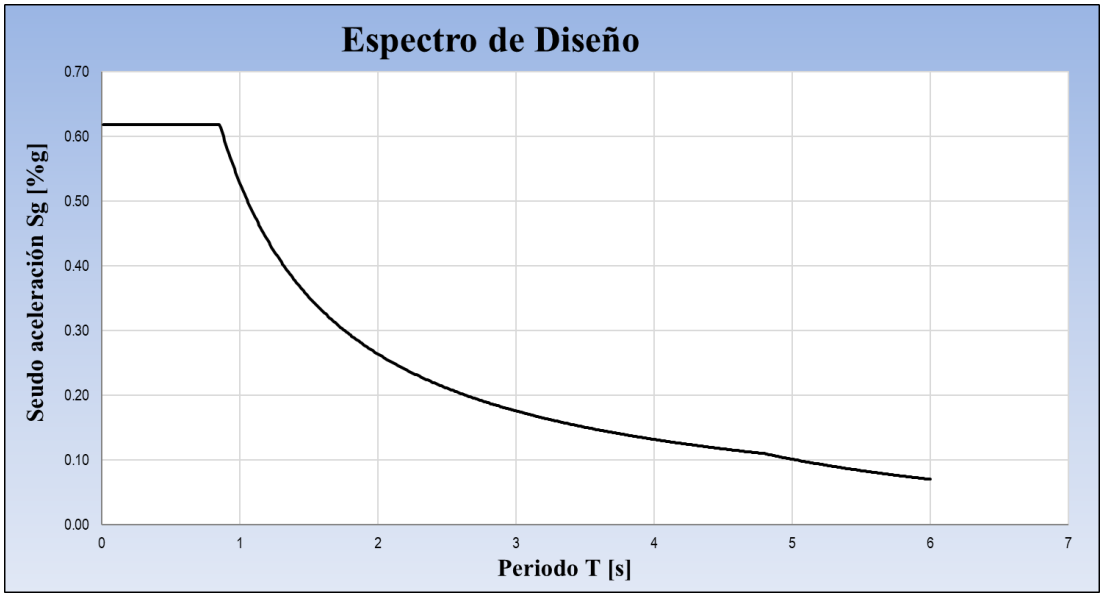


Ilustración 12. Espectro de diseño

5. Sistema Estructural.

Considerando la Zona de Amenaza Sísmica en que se localizará el proyecto y los requerimientos contenidos en la tabla A-3.3 de la NSR-10, el sistema estructural con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO). Sin embargo, de acuerdo con el **Apéndice A-1 de la NSR-10,** que establece **RECOMENDACIONES SÍSMICAS PARA ALGUNAS ESTRUCTURAS QUE SE SALEN DEL ALCANCE DEL REGLAMENTO,** se considera como una estructura autoportante:

Tipo de estructura	Valor de R_0
Tanques, contenedores de líquidos y gases a presión, apoyados sobre columnas arriostradas, con diagonales, o no	2.0
Silos y chimeneas de concreto reforzado vaciado en sitio, cuyas paredes son continuas hasta la fundación	3.5
Estructuras en forma de torre cuya masa está distribuida en la altura, tales como chimeneas, silos y tanques, cuyos apoyos consisten en faldones.	3.0
Torres en celosía, autoportantes o con templetes, chimeneas y torres con templetes.	3.0
Estructuras de tipo péndulo invertido	2.0
Tolvas sobre columnas, con o sin contravientos.	3.0
Torres de enfriamiento	3.5
Torres o anaqueles de almacenamiento	3.0
Avisos y vallas publicitarias	3.5
Monumentos y estructuras de parques de diversión	2.0
Otras estructuras autoportantes, no incluidas anteriormente	3.0

Ilustración 13. Tabla A-1.3-1 de la NSR-10

5.1. Método de análisis

La norma colombiana que rige el diseño estructural de cualquier tipo de edificación es el "Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10" expedido en el año 2010 y actualizado según el decreto del año 2012, con base a esta norma se realizará el análisis y diseño de esta estructura.

La estructura debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuadas ante las cargas mínimas de diseño prescritas por el Reglamento y debe, además, verificarse que dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad ante las cargas de servicio, de tal manera que no se vea afectado el funcionamiento de la estructura.

Para cumplir con estas consideraciones se realizará un análisis Dinámico utilizando el método de **la fuerza horizontal equivalente (FHE).**

Burbuja de Comida:

h_f [m]	0
h_e [m]	2.23
T_a [s]	0.14
S_a [%g]	0.62
k	1.000
C_U	1.27

C_U·Ta [s]	0.17
$S_{a\ Cu\cdot Ta}$ [%g]	0.62

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)			
	FHEX	-4.151014	0.000000	0.000000			
	FHEY	0.000000	-4.151014	0.000000			

Pérgola:

h_f [m]	0
h_e [m]	2.5
T_a [s]	0.15
S_a [%g]	0.62
k	1.000
C_U	1.27

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)			
	FHEX	-0.420787	0.000000	0.000000			
	FHEY	0.000000	-0.420787	0.000000			

5.2. Análisis de Derivas y Deformaciones.

De acuerdo con el numeral **A-1.4 de la NSR-10**, no se establece un límite de deriva para estas estructuras. Sin embargo, Los límites de la deriva deben ser establecidos tomando en cuenta el peligro que represente para la vida la falla de elementos estructurales y no estructurales, como consecuencia de los desplazamientos que sufre la estructura al verse afectada por los las cargas de servicio. Para la estructura se considera un límite de deformación igual a **L/240 (cubiertas) L/480 (cocina)** para las cargas de servicio.

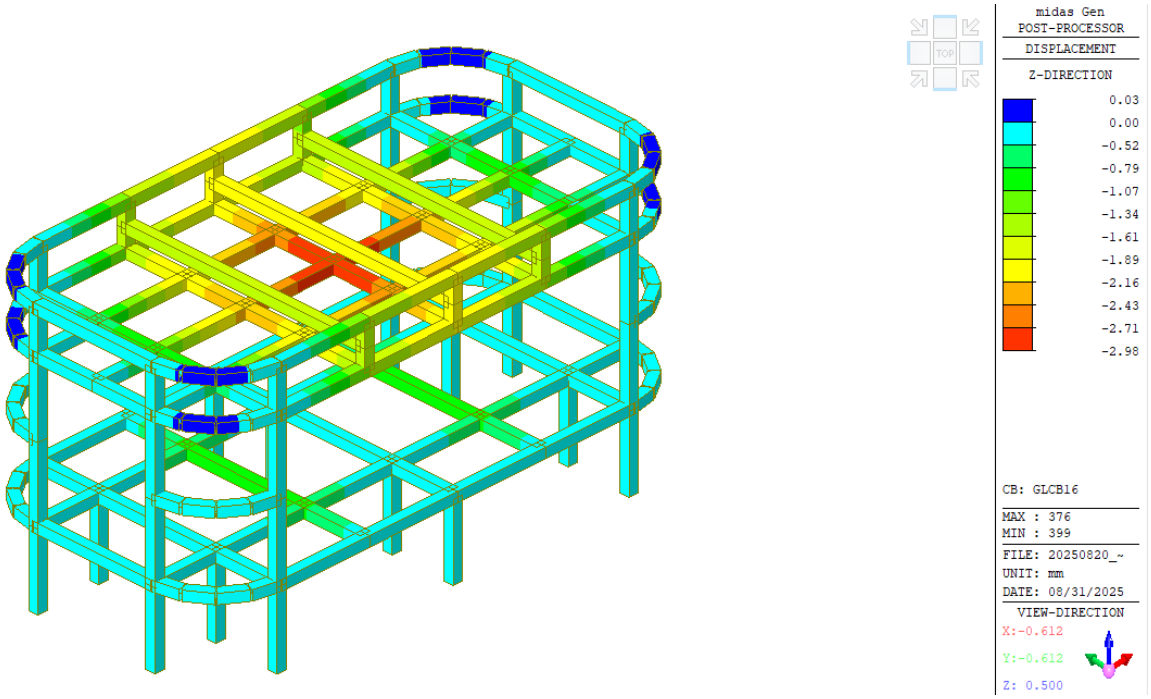


Ilustración 14. Deformaciones de la estructura por Envolvente de servicio [mm]

De acuerdo con la estructura tenemos una longitud total de 5.0m, teniendo un límite de deformación de **21mm (cubierta) y 10.4mm (cocina)**. La estructura tiene una deformación por envolvente de servicio de **2.98mm** y **1.34mm** respectivamente cumplimento el requerimiento.

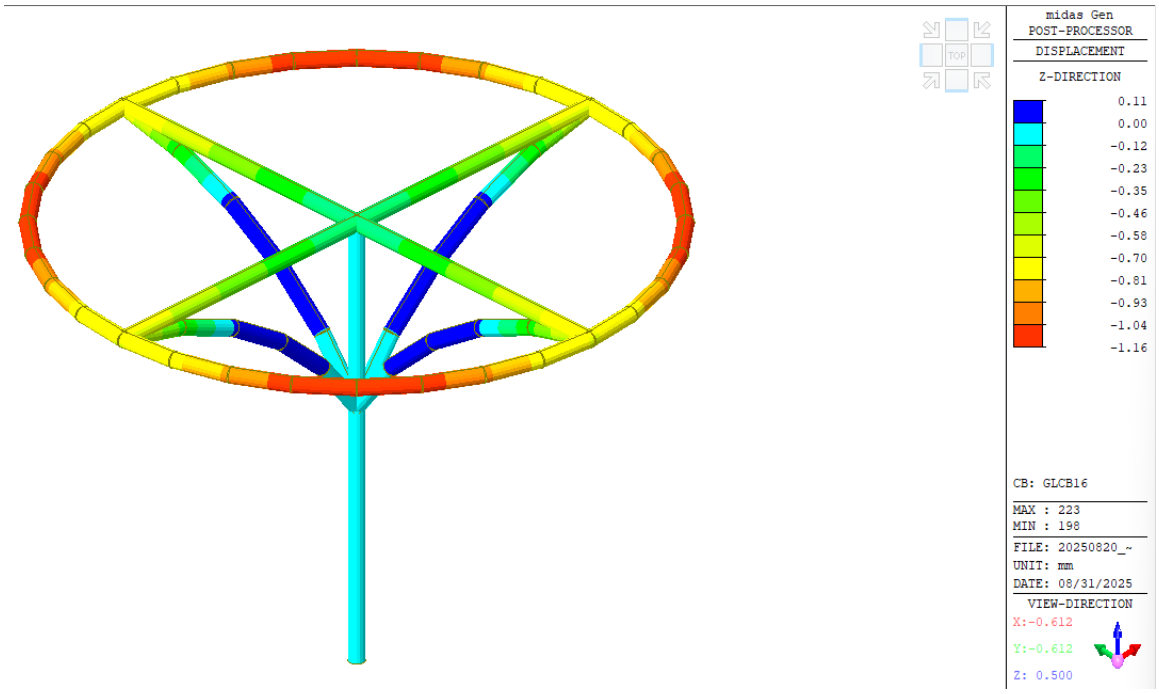


Ilustración 15. Deformaciones de la estructura por Envolvente de servicio [mm]

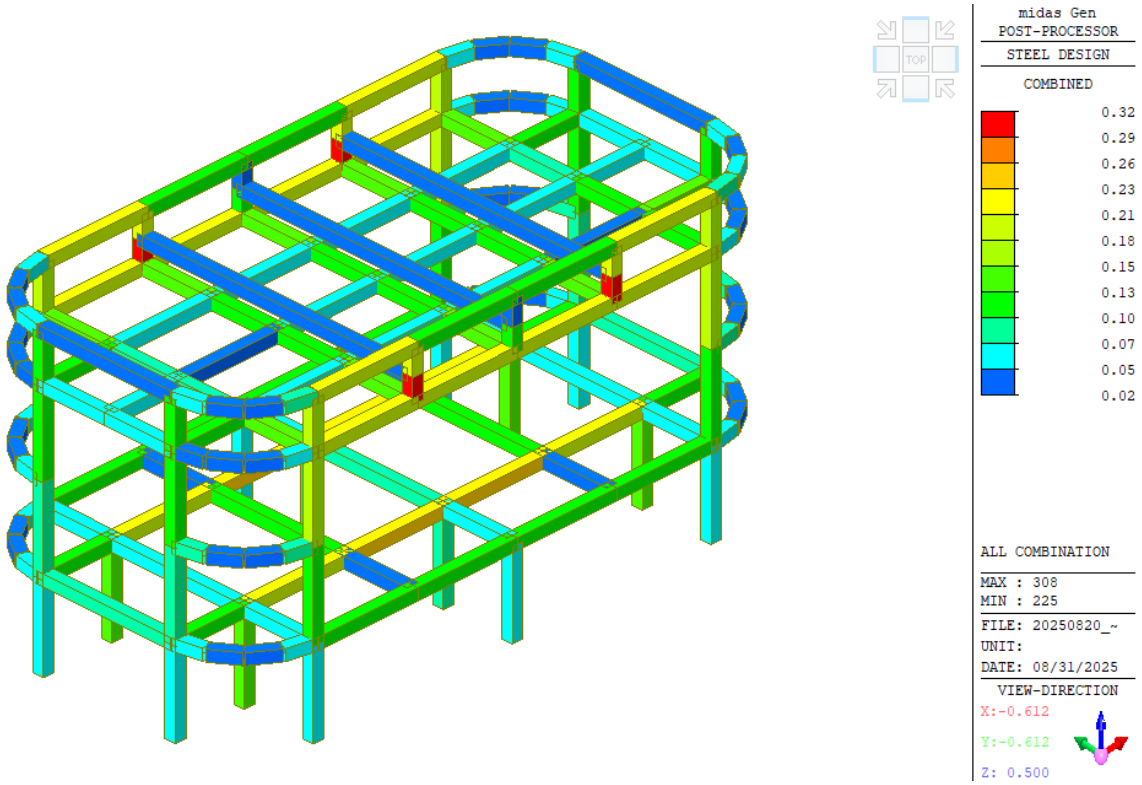
De acuerdo con la estructura tenemos una longitud de viga de 1.60m, teniendo un límite de deformación de **6.67mm.** La estructura tiene una deformación por envolvente de servicio de **1.16mm** cumplimento el requerimiento.

6. Diseño de Elementos Estructurales.

A partir de los resultados ajustados y chequeados del análisis, se aplican las cargas correspondientes teniendo en cuenta las combinaciones de carga para las envolventes máximas, se procede con la resolución de toda la estructura obteniendo los siguientes resultados: desplazamientos y giros en los nudos, fuerzas axiales, cortantes y momentos en los miembros y reacciones y momentos en los Apoyos para el correspondiente diseño.

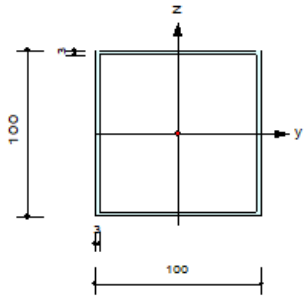
6.1. Diseño elementos principales

Burbuja de Comida:



1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	tonf, mm
Member No	130
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 0.03515, Es = 20.3890)
Section Name	PTE100X100X3 (No:6)
	(Built-up Section).
Member Length	: 2230.00



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -1.1131 (LCB: 7, POS:I)
Bending Moments	My = 149.525, Mz = -41.171
End Moments	Myi = 149.525, Myj = -124.52 (for Lb)
	Myi = 149.525, Myj = -19.470 (for Ly)
	Mzi = -41.171, Mzj = 10.9079 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -0.1542 (LCB: 6, POS:1/4)
	Fzz = 0.23767 (LCB: 7, POS:1/2)

Depth	100.000	Web Thick	3.00000
Flg Width	100.000	Top F Thick	3.00000
Web Center	97.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	1164.00	Asz	600.000
Qyb	3529.50	Qzb	3529.50
Iyy	1827092	Izz	1827092
Ybar	50.0000	Zbar	50.0000
Syy	36541.8	Szz	36541.8
ry	39.6190	rz	39.6190

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 730.000, Lz = 1480.00, Lb = 1480.00
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 37.4 < 200.0 (LCB: 14)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 1.1131/33.2546 = 0.033 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 149.53/1221.44 = 0.122 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 41.17/1221.44 = 0.034 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)

Pr/Pc = 0.03 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.173 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.016 < 1.000 ..... O.K

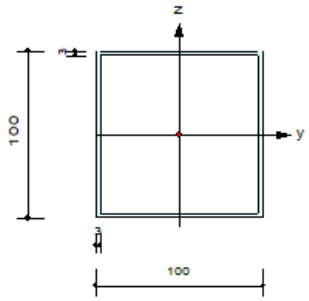
Vrz/Vcz = 0.022 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 150.0 = 14.8667 > 0.9143 (Memb:130, LCB: 21, Dir-X)..... O.K

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	tonf, mm
Member No	102
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 0.03515, Es = 20.3890)
Section Name	PTE100X100X3 (No:6)
	(Built-up Section).
Member Length	: 4740.00



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 0.72554 (LCB: 2, POS:J)
Bending Moments	My = -143.25, Mz = -8.5145
End Moments	Myi = 52.7361, Myj = -143.25 (for Lb)
	Myi = -18.486, Myj = -143.25 (for Ly)
	Mzi = 10.1540, Mzj = -8.5145 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.06299 (LCB: 8, POS:J)
	Fzz = 0.34818 (LCB: 2, POS:J)

Depth	100.000	Web Thick	3.00000
Flg Width	100.000	Top F Thick	3.00000
Web Center	97.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	1164.00	Asz	600.000
Qyb	3529.50	Qzb	3529.50
Iyy	1827092	Izz	1827092
Ybar	50.0000	Zbar	50.0000
Syy	36541.8	Szz	36541.8
ry	39.5190	rz	39.5190

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 4740.00, Lz = 650.000, Lb = 650.000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 119.6 < 200.0 (LCB: 13)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.7255/36.8268 = 0.020 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 143.25/1221.44 = 0.117 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 8.51/1221.44 = 0.007 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Tension+Bending)

Pr/Pc = 0.02 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.134 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.007 < 1.000 ..... O.K

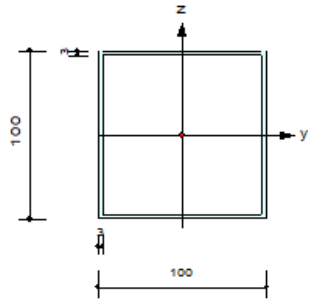
Vrz/Vcz = 0.033 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 480.0 = 9.8750 > 1.4194 (Memb:102, LCB: 16, POS:3326.1mm, Dir-Z)..... O.K

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	tonf, mm
Member No	296
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 0.03515, Es = 20.3890)
Section Name	PTE100X100X3 (No:6)
	(Built-up Section).
Member Length	: 420.000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 0.06451 (LCB: 2, POS:I)
Bending Moments	My = -75.022, Mz = -58.876
End Moments	Myi = -75.022, Myj = -0.3797 (for Lb)
	Myi = -75.022, Myj = -0.3797 (for Ly)
	Mzi = -58.876, Mzj = 32.9379 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -0.2929 (LCB: 6, POS:1/2)
	Fzz = -0.1789 (LCB: 8, POS:1/2)

Depth	100.000	Web Thick	3.00000
Flg Width	100.000	Top F Thick	3.00000
Web Center	97.0000	Bot.F Thick	3.00000
Area	1164.00	Asz	600.000
Qyb	3529.50	Qzb	3529.50
Iyy	1827092	Izz	1827092
Ybar	50.0000	Zbar	50.0000
Syy	36541.8	Szz	36541.8
ry	39.6190	rz	39.6190

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 420.000, Lz = 420.000, Lb = 420.000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 10.6 < 200.0 (LCB: 13)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.0645/36.8268 = 0.002 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 75.02/1221.44 = 0.061 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 58.88/1221.44 = 0.048 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Tension+Bending)

Pr/Pc = 0.00 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.110 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.031 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.017 < 1.000 ..... O.K

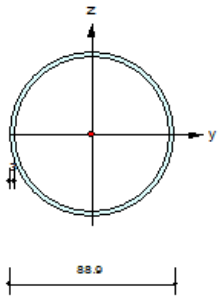
5. Deflection Checking Results

L/ 150.0 = 2.8000 > 0.1631 (Memb:296, LCB: 25, Dir-X)..... O.K

Pérgola:

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	tonf, mm
Member No	41
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 0.03515, Es = 20.3890)
Section Name	PT3*X3mm (No:1)
	(Built-up Section).
Member Length	: 2500.00



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -1.2372 (LCB: 6, POS:I)
Bending Moments	My = 0.00000, Mz = -350.66
End Moments	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
	Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
	Mzi = -350.66, Mzj = -147.28 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -0.1403 (LCB: 6, POS:1/2)
	Fzz = -0.1403 (LCB: 7, POS:1/2)

Outer Dia. 88.9000		Well Thick 3.00000	
Area	809.588	Asz	404.794
Qyb	1846.95	Qzb	1846.95
Iyy	747636	Izz	747636
Ybar	44.4500	Zbar	44.4500
Syy	16819.7	Szz	16819.7
ry	30.3888	rz	30.3888

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 1450.00, Lz = 1450.00, Lb = 1450.00
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 47.7 < 200.0 (LCB: 14)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 1.2372/21.6860 = 0.057 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 0.000/700.640 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 350.656/700.640 = 0.500 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)

Pr/Pc = 0.06 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.529 < 1.000 ..... O.K

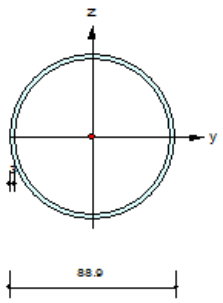
Shear Strength

Vry/Vcy = 0.018 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.018 < 1.000 ..... O.K

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	tonf, mm
Member No	54
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 0.03515, Es = 20.3890)
Section Name	PT3"X3mm (No:1)
	(Built-up Section).
Member Length	: 2559.08



Outer Dia.	88.9000	Wall Thick	3.00000
Area	809.588	Asz	404.794
Qyb	1846.95	Qzb	1846.95
Iyy	747636	Izz	747636
Ybar	44.4500	Zbar	44.4500
Syy	16819.7	Szz	16819.7
ry	30.3888	rz	30.3888

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 0.00000 (LCB: 3, POS:J)
Bending Moments	My = -62.913, Mz = 0.00000
End Moments	Myi = -62.913, Myj = -62.913 (for Lb)
	Myi = -62.913, Myj = -62.913 (for Ly)
	Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
	Fzz = 0.10089 (LCB: 3, POS:J)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 2559.08, Lz = 2559.08, Lb = 2559.08
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

L/r = 84.2 < 300.0 (LCB: 14)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.0000/25.6139 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 62.913/700.640 = 0.090 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 0.000/700.640 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Tension+Bending)

Pr/Pc = 0.00 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.090 < 1.000 ..... O.K

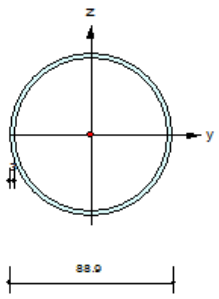
Shear Strength

Vry/Vcy = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.013 < 1.000 ..... O.K

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	tonf, mm
Member No	83
Material	A500-50 (No:1)
	(Fy = 0.03515, Es = 20.3890)
Section Name	PT3*X3mm (No:1)
	(Built-up Section).
Member Length	: 2000.11



Outer Dia.	88.9000	Wall Thick	3.00000
Area	809.588	Asz	404.794
Qyb	1846.95	Qzb	1846.95
Iyy	747636	Izz	747636
Ybar	44.4500	Zbar	44.4500
Syy	16819.7	Szz	16819.7
ry	30.3888	rz	30.3888

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -0.3887 (LCB: 6, POS:I)
Bending Moments	My = 83.9080, Mz = 5.50749
End Moments	Myi = 83.3844, Myj = 35.1677 (for Lb)
	Myi = 83.3844, Myj = 35.1677 (for Ly)
	Mzi = 5.50749, Mzj = -2.2050 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -0.0179 (LCB: 7, POS:1/2)
	Fzz = 0.20947 (LCB: 3, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 2000.11, Lz = 2000.11, Lb = 2000.11
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 65.8 < 200.0 (LCB: 14)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.3887/18.6602 = 0.021 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 83.908/700.640 = 0.120 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 5.507/700.640 = 0.008 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)

Pr/Pc = 0.02 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + SQRT[(Mry/Mcy)^2 + (Mrz/Mcz)^2] = 0.130 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.002 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.027 < 1.000 ..... O.K

6.2. Diseño Conexiones

Pérgola:

Input Data:			
Geometrical Data:			
d (Column Web Depth)	=	88.9	mm
b*f* (Column Flange Width)	=	88.9	mm
N (Base Plate Length)	=	175	mm
B (Base Plate Width)	=	175	mm
t (Assumed Base Plate Thickness)	=	12	mm
X (Bolt to Flange Centre Distance)	=	30	mm
X1 (Bolt Edge Distance)	=	30	mm
Structural Data:			
P (Max. Compression Reaction)	=	18.7	Kn
M (Max. Applied Moment)	=	3.40	Kn.m
f'c (Concrete Compressive Strength)	=	2.10	Kn/Cm^2
F_y (Base Plate Yield Stress)	=	25.00	Kn/Cm^2

Check Eccentricity:			
*f*p(max) (Concrete Bearing Strenght)	=	1.79	Kn/Cm^2
*f*p(max) = 0.85 *f*'c / Ωc (Ωc = 2.5), As per ACI 318-02			
qmax (Max. Bearing Pressure)	=	31.24	Kn/Cm
qmax = *f*p(max) x B			
ecrit (Critical Eccentricity Value)	=	8.45	Cm
ecrit = N/2 - P/2qmax			
e (Actual Eccentricity Value) = M / P	=	18.18	Cm

Compute Y & T :											
f =	5.75	Cm	***f*** = N/2-X1		OK						
					Real Solution for Y Exists When e > ecrit.						
Y =	1.02	Cm	Y = (N - 2e), When e ≤ ecrit.								
			Y = (f + N/2) - [(f + N/2)² - 2P(e +f) / qmax] ^ ½ , When e > ecrit.								
T =	13.29	Kn	T (Anchor Rod Tension) = qmax * Y - P , When e > ecrit.								
Check Bearing Pressure :											
F_p (Actual Compression Stress) =			1.79	Kn/Cm^2		Fp = P/(Y*B) , When e ≤ ecrit.					
						Fp = *f*p(max) , When e > ecrit.					
					OK, ≤ *f*p(max)						

► ***Determine Plate Thk:***											
a) Base Plate Yeilding Limit at Bearing Interface:							8.90804				
• m =	4.53	Cm	m = (N - 0.95 d) / 2								
• n =	5.19	Cm	n = (B - 0.8 b*f*) / 2								
• n' =	2.22	Cm	n' = (d x b*f*)½ /4 ,Yield Line Theory Cantilever Distance from Col. Web or Col. Flange.								
• l =	5.19	Cm	l (Critical Base Plate Cantilever Dimension) = The Larger of m , n , n'								
• t req. =	12	mm		(Minimum Required Base Plate Thickness) = The Larger of treq.1 & treq.2							
				OK, ≤ t							

Pu [Kgf] =	1902.0
Mx [Kgf*m]=	351.0
My [Kgf*m]=	351.0
Vx [Kgf]=	141.0
Vy [Kgf]=	141.0

1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN

Dcp [mm]=	50	**nx =**	2	(Número de pernos a utilizar en x)		**ny =**	2	(Número de pernos a utilizar en y)
1.1 PERNOS								
Vr [Kgf]=	199.4	**X [mm]=**	50.9		**Y [mm]=**	140.675		
Tu [Kgf]=	4220.0	**Vu [Kgf]=**	49.9					

Diámetro del perno	5/8"		A [mm^2]=	199		D [mm]=	15.9
PERNOS A TENSIÓN	**ϕ Tn [Kgf]=**	6940.1	**>**	**Tu [Kgf]=**	4220.0		
PERNOS A CORTANTE	**ϕ Vn [Kgf]=**	3701.4	**>**	**Vu [Kgf]=**	49.9		

PERNOS A CORTANTE Y TENSIÓN

$$\left(\frac{Tu}{\phi Tn}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{\phi Vn}\right)^2 = 0.370 < 1$$

De acuerdo con el chequeo de placa base, se dispone de platina con espesor de 12mm con 4 pernos 5/8”

Burbuja de Comida:

Input Data:			
Geometrical Data:			
d (Column Web Depth)	=	100	mm
b*f* (Column Flange Width)	=	100	mm
N (Base Plate Length)	=	175	mm
B (Base Plate Width)	=	175	mm
t (Assumed Base Plate Thickness)	=	6	mm
X (Bolt to Flange Centre Distance)	=	30	mm
X1 (Bolt Edge Distance)	=	30	mm
Structural Data:			
P (Max. Compression Reaction)	=	22	Kn
M (Max. Applied Moment)	=	1.00	Kn.m
f'c (Concrete Compressive Strength)	=	2.10	Kn/Cm^2
F_y (Base Plate Yield Stress)	=	25.00	Kn/Cm^2

Check Eccentricity:			
*f*p(max) (Concrete Bearing Strenght)	=	1.79	Kn/Cm^2
*f*p(max) = 0.85 *f*'c / Ωc (Ωc = 2.5), As per ACI 318-02			
qmax (Max. Bearing Pressure)	=	31.24	Kn/Cm
qmax = *f*p(max) x B			
ecrit (Critical Eccentricity Value)	=	8.40	Cm
ecrit = N/2 - P/2qmax			
e (Actual Eccentricity Value) = M / P	=	4.55	Cm

Compute Y & T :

f =	5.75	Cm	f = N/2-X1
Y =	8.41	Cm	Y = (N - 2e), When e ≤ ecrit.
			Y = (f + N/2) - [(f + N/2)² - 2P(e +f) / qmax] ^ ½ , When e > ecrit.
T =	0.00	Kn	T (Anchor Rod Tension) = qmax * Y - P , When e > ecrit.

Check Bearing Pressure :

F_p (Actual Compression Stress) =	0.15	Kn/Cm^2	Fp = P/(Y*B) , When e ≤ ecrit.
			Fp = fp(max) , When e > ecrit.
		OK, ≤ fp(max)	

► Determine Plate Thk:

a) Base Plate Yeilding Limit at Bearing Interface: 10.0203

• m =	4.00	Cm	m = (N - 0.95 d) / 2
• n =	4.75	Cm	n = (B - 0.8 bf) / 2
• n' =	2.50	Cm	n' = (d x bf)½ /4 ,Yield Line Theory Cantilever Distance from Col. Web or Col. Flange.
• l =	4.75	Cm	l (Critical Base Plate Cantilever Dimension) = The Larger of m , n , n'
• t req. =	5	mm	(Minimum Required Base Plate Thickness) = The Larger of treq.1 & treq.2
			OK, ≤ t

Pu [Kgf] =	2239.0
Mx [Kgf*m]=	89.0
My [Kgf*m]=	94.0
Vx [Kgf]=	152.0
Vy [Kgf]=	138.0

1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN

Dcp [mm]=	50	**nx =**	2	(Número de pernos a utilizar en x)		**ny =**	2	(Número de pernos a utilizar en y)
1.1 PERNOS								
Vr [Kgf]=	205.3	**X [mm]=**	140		**Y [mm]=**	147.5		
Tu [Kgf]=	77.7	**Vu [Kgf]=**	51.3					

Diámetro del perno	3/8"		A [mm^2]=	71		D [mm]=	9.5
PERNOS A TENSIÓN	**ϕ Tn [Kgf]=**	2476.1	**>**	**Tu [Kgf]=**	77.7		
PERNOS A CORTANTE	**ϕ Vn [Kgf]=**	1320.6	**>**	**Vu [Kgf]=**	51.3		

PERNOS A CORTANTE Y TENSIÓN

$$\left(\frac{Tu}{\phi Tn}\right)^2 + \left(\frac{Vu}{\phi Vn}\right)^2 = 0.002 < 1$$

De acuerdo con el chequeo de placa base, se dispone de platina con espesor de 6mm con 4 pernos 3/8”

6.3. Diseño Cimentación

El diseño de las cimentaciones se realizó con base en el informe geotécnico entregado por la empresa **Suelo Ambiente y Obras S.A.S**., titulado ***IF-2025-TV16-A-V0.Peatonalización Calle 37 sur.pdf***

Burbuja de Comida:

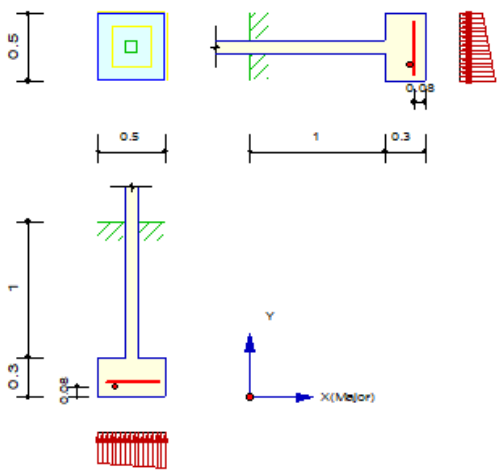
1. Geometry and Materials

Material : fc' = 21000, fy = 420000 kN/m^2

Dim. : 0.5 * 0.5 * 0.3 m (Dc = 0.08 m)

Allow. Soil Qe = 140 kN/m^2

Soil Depth H = 1 m (Density = 17.652 kN/m^3)



2. Design Condition

Design Code : ACI318-02

Selected Node No : 391, 390, 293, 292

Design Node No : 390 (Column Size: 0.1*0.1 m)

Design Load Combination

Service : 24 [LCB24 : (D) + 0.75(1.0)W + 0.75L]

Factored : 2 [LCB2 : 1.2(D) + 1.6(L)]

Applied Loads

Ps = 12.5537, Pu = 21.9625 kN

Msx = -0.3303, Mux = -0.2263 kN-m

Msy = 0.09771, Muy = 0.00006 kN-m

3. Soil Bearing Pressure Check

Actual Pressure

Qs(max) = 95.4725 kN/m^2 < Qe = 140.000 kN/m^2 ..... O.K

Qs(min) = 54.3829 kN/m^2 > 0.00 kN/m^2 ..... O.K

Design Pressure

Qu(max) = 98.7160 kN/m^2

Qu(min) = 76.9839 kN/m^2

4. Shear Check (Phi= 0.75)

One Way Shear

Vuy = 0.00000 kN < PhiVny = 62.7836 kN ..... O.K

Vux = 0.00000 kN < PhiVnx = 59.1593 kN ..... O.K

Punching Shear

Vu = 13.3237 kN < PhiVn = 305.981 kN ..... O.K

5. Bending Moment Check (Phi= 0.90)

X-X Axis (Y Direction)

	Required Space	Max. Space
Mux = 1.91632 kN-m/m		
Rho = 0.0001	#4 @ 5590	#4 @ 240
As = 0.00002 m^2/m	#5 @ 8660	#5 @ 370
As(min) = 0.0018*D = 0.00053 m^2/m	#6 @ 12300	#6 @ 457

Y-Y Axis (X Direction)

	Required Space	Max. Space
Muy = 1.75704 kN-m/m		
Rho = 0.0001	#4 @ 5740	#4 @ 240
As = 0.00002 m^2/m	#5 @ 8900	#5 @ 370
As(min) = 0.0018*D = 0.00053 m^2/m	#6 @ 12640	#6 @ 457

Pérgola:

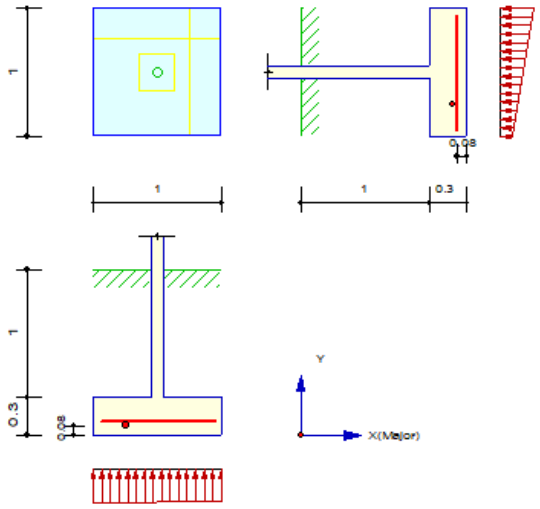
1. Geometry and Materials

Material : fc' = 20594, fy = 392266 kN/m^2

Dim. : 1 * 1 * 0.3 m (Dc = 0.08 m)

Allow. Soil Qe = 140 kN/m^2

Soil Depth H = 1 m (Density = 17.652 kN/m^3)



2. Design Condition

Design Code : ACI318-02

Selected Node No : 184

Design Node No : 184 (Column Size: Phi-0.0889 m)

Design Load Combination

Service : 20 [LCB20 : (D) + 0.7FHEY]

Factored : 6 [LCB6 : 1.2D + 1.0FHEY + 1.0L]

Applied Loads

Ps = 6.71435, Pu = 12.1326 kN

Msx = 2.40713, Mux = 3.43876 kN-m

Msy = -0.0000, Muy = -0.0000 kN-m

3. Soil Bearing Pressure Check

Actual Pressure

Qs(max) = 45.8699 kN/m^2 < Qe = 140.000 kN/m^2 ..... O.K

Qs(min) = 16.9843 kN/m^2 > 0.00 kN/m^2 ..... O.K

Design Pressure

Qu(max) = 32.7652 kN/m^2

Qu(min) = -8.4999 kN/m^2

3. Soil Bearing Pressure Check

Actual Pressure

Qs(max) = 45.8699 kN/m^2 < Qe = 140.000 kN/m^2 ..... O.K

Qs(min) = 16.9843 kN/m^2 > 0.00 kN/m^2 ..... O.K

Design Pressure

Qu(max) = 32.7652 kN/m^2

Qu(min) = -8.4999 kN/m^2

4. Shear Check (Phi= 0.75)

One Way Shear

Vuy = 6.57307 kN < PhiVny = 124.347 kN ..... O.K

Vux = 3.01193 kN < PhiVnx = 117.169 kN ..... O.K

Punching Shear

Vu = 11.2604 kN < PhiVn = 229.560 kN ..... O.K

5. Bending Moment Check (Phi= 0.90)

X-X Axis (Y Direction)

Mux = 2.74962 kN-m/m	Required Space	Max. Space
Rho = 0.0002	#4 @ 3630	#4 @ 230
As = 0.00004 m^2/m	#5 @ 5630	#5 @ 370
As(min) = 0.0018*D = 0.00054 m^2/m	#6 @ 8000	#6 @ 457

Y-Y Axis (X Direction)

Muy = 1.25892 kN-m/m	Required Space	Max. Space
Rho = 0.0001	#4 @ 7490	#4 @ 230
As = 0.00002 m^2/m	#5 @ 11610	#5 @ 370
As(min) = 0.0018*D = 0.00054 m^2/m	#6 @ 16480	#6 @ 457

Las presentes memorias de cálculo constan de treinta y tres (33) páginas y no deben reproducirse, salvo íntegramente, sin la aprobación por escrito del ingeniero estructural responsable. Los resultados contenidos en ella se relacionan únicamente con los cálculos estructurales del proyecto mencionado en la memoria de cálculo.

Ingeniero Calculista:

Tomás Peláez Escobar

MP. 05202-399660