

## MEMORIAS DE CALCULO

Proyecto: **PARQUE DE LOS GATOS Y CANCHA EL BUENO LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA**

Localización: BUCARAMANGA, SANTANDER

### SISTEMA DE CÁLCULO

Sistema Estructural de Pórtico Resistente a Momento  
Método de la rotura, Norma NSR-10  
Análisis Sísmico por Método Dinámico

### SISTEMA CONSTRUCTIVO

Estructura de Porticos de concreto Resistentes a momentos  
Estructura simplemente apoyada a la losa

### ESPECIFICACIONES

Concreto  
f'c 21 MPa Reforzados

Acero de refuerzo  
fy 420 MPa para  $\emptyset \leq 3/8"$   
fy 420 MPa para  $\emptyset \geq 1/2"$   
fy 420 MPa para varillas en milímetros (mm)

Unidades  
Esfuerzo (presión): 1 MPa = 10kgf (kg/cm<sup>2</sup>) = 100ton/m<sup>2</sup>  
Fuerza (peso): 1 kN = 100kg = 0.1ton  
1 kN = 1000N

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 RESUMEN

El objetivo de este análisis es es calcular y diseñar la estructura para de cerramiento vivo del proyecto Parque de los Gatos que está localizado en el municipio de Bucaramanga, Santander. En el cual tiene una altura de 4 metros. El análisis y diseño se llevará acabo considerando la acción sísmica característica de la región.

## 1.2 PRINCIPIOS DE DISEÑO

Para la mejor comprensión del diseño del cerramiento se decidió realizar el modelo estructural en 3D en el software SAP2000 donde se representa la distribución de las fuerzas, masas y rigidez de la estructura. Se modeló utilizando elementos finitos tipo Frame y Shell. Los elementos finitos Frame son utilizados para modelar los pares, mientras que para considerar la malla de cerramiento se usaron elementos tipo shell. Con este modelo matemático se pretende encontrar el nivel de esfuerzos internos y los desplazamientos de la estructura.

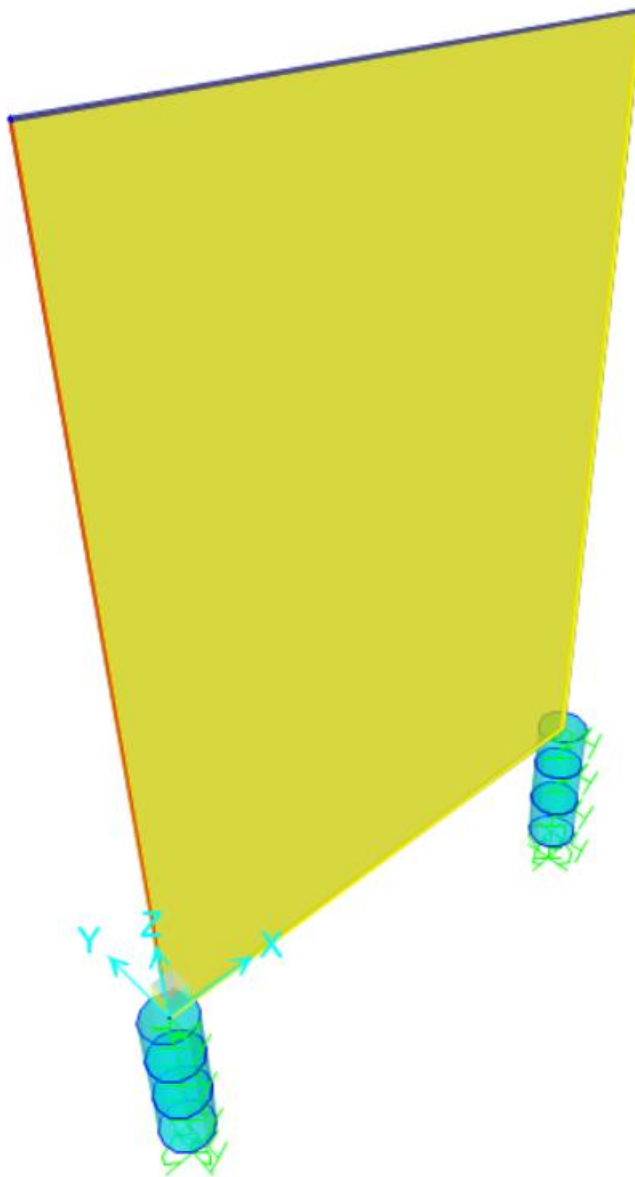


Figura No 1-1 Modelo tridimensional en elementos finitos.

### 1.3 DEFINICIÓN DE MATERIALES

**TABLE: Material Properties - Concrete**

Name	E	v	$\alpha$	G	Unit Weight	Unit Mass	Fc
	MPa		1/C	MPa	N/mm <sup>3</sup>	N-s <sup>2</sup> /mm <sup>4</sup>	MPa
f'c 21 Mpa	17872	0.2	0.0000099	7446.67	0.000024	0	21

**TABLE: Material Properties 03a - Steel Data**

Material	Fy	Fu	EffFy	EffFu
Text	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
A500GrC R	317.16	399.9	348.87	439.89

Tabla No 3-1 Definición materiales

### 1.4 DEFINICIÓN DE ELEMENTOS

SectionName	Material	Shape	t3	tw	Area
Text	Text	Text	mm	mm	mm2
Tubo 2 1/2	A500GrB46	Pipe	63.5	5.08	932.34
PILOTE	f'c 21 Mpa	Circle	300		70685.83

**TABLE: Area Section Properties**

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Text	Text	Yes/No	m	m
Malla	Malla	Shell	Membrane	Yes	0.01	0.01

Tabla No 3-2 Definición secciones

### 1.5 HIPÓTESIS DE DISEÑO

- Condición de estabilidad**

Aplica para los pilotes de la estructura; esta condición corresponde en el modelo numérico a la asignación de resortes cada 0.25m de acuerdo a las características del terreno.

El cálculo de la constante de cada resorte, kv, se realizó de la siguiente forma:

$$kv = kh\phi h_{\text{afacente}}$$

Donde kh es el coeficiente de balasto tomado del estudio geotécnico de acuerdo con el nivel del resorte equivalente a 3.72kg/cm<sup>3</sup>,  $\phi$  es el diámetro del elemento de 30cm y  $h_{\text{afacente}}$  es la altura aferente de cada resorte con valor de 0.25m. Luego:

$$kv = kh\phi h_{\text{afacente}} = 2790 \text{ kg/cm}$$

## 1.6 EVALUACIÓN DE CARGAS.

### FUERZA DEL VIENTO

F	1768,947	N	Fuerza de viento de diseño para estructuras diferentes a edificios, en N
F	442,2369	N/m	
F	147,4123	N/m <sup>2</sup>	
Cf	0,39		Coficiente de fuerza neta de la fig. B.6.5-17
As	12	m <sup>2</sup>	Area bruta del muro libre y sólido o la valla sólida, en m <sup>2</sup>

P	345,8951	N/m <sup>2</sup>	Presión de diseño a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios
---	----------	------------------	---

$$p = qG_f C_p - q_i (GC_{pi}) \text{ en (N/m}^2\text{)}$$

qh	425,8818	Presión por velocidad evaluada a la altura media de la cubierta, h usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3
GC <sub>pi</sub>	0	Coficientes de presión interna de la Fig. B.6.5-2
C <sub>p</sub>	-0,7	Coficientes de presión externa de las Figs. B.6.5-3 o B.6.5-5
q <sub>z</sub>	425,8818	
$q_z = 0.613K_z K_{zt} K_d V^2 I \text{ en (N/m}^2\text{); } V \text{ en m/s}$		

K <sub>z</sub>	0,7	Coficiente de exposición de presión por velocidad evaluado a la altura z
K <sub>zt</sub>	4,6440	Factor topográfico definido en la sección B.6.5.7
k <sub>1</sub>	1,1	
k <sub>2</sub>	1,05	
k <sub>3</sub>	1	
K <sub>d</sub>	0,85	Factor de direccionalidad de viento, en la tabla B.6.5-4
I	0,87	Factor de importancia

q  
q<sub>i</sub>

$G_f = 0.925 \left( \frac{1.160265}{1 + 1.7g_v I_z} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2} \right)$	Factor de efecto ráfaga para el SPRFV de edificios flexibles y otras estructuras
---	--

gR	4,1894		Factor pico para respuesta de resonancia en las ec. B.6.5-6
	$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}}$		
n1	1		Frecuencia natural del edificio, en Hz
R	0,8914		Factor de respuesta de resonancia
	$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)}$		
beta	0,05		Coeficiente de amortiguamiento, porcentaje crítico para edificios y otras estructuras
Rn	0,0397		
N1	6,8296		Frecuencia reducida de la ec. B.6.5-10
Vz	8,8717		Velocidad de viento promedia por hora a una altura z. m/s
	$\bar{V}_z = \bar{b} \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha} V$		
b-	0,65	C	Factor de velocidad media de viento horaria en la ec. B.6.5-12 de la tabla B.6.5-2
alfa-	0,1538	C	Exponente para la ley potencial de la velocidad media horaria del viento, ec. B.6.5-12 en la tabla B.6.5-2
V	17		17 m/s (60 km/h)
Rh	1	2,07399479	
RB	1	2,07399479	
RL	1		$R_L = 1$ para $\eta = 0$
R l cursiva	1		

#### B.6.5.8.1 FACTOR DE EFECTO RAFAGA

G	0,8875	Factor de efecto ráfaga
---	--------	-------------------------

$$G = 0.925 \left( \frac{(1 + 1.7g_Q I_z Q)}{1 + 1.7g_V I_z} \right)$$

Iz	0,2284	Intensidad de turbulencia de la ec. B.6.5-6
----	--------	---

$$I_z = c \left( \frac{10}{z} \right)^{1/6}$$

z-	2,4	4,5	Altura equivalente no menor a zmin
c	0,2		Factor de intensidad de turbulencia en la ec. B.6.5-3 de la tabla B.6.5-2
zmin	4,5		tabla b.6.5-2
gQ	3,4		Factor pico para respuesta del entorno en las ecs. B.6.5-2 y B.6.5-6
gv	3,4		Factor pico para respuesta de viento en las ecs. B.6.5-2 y B.6.5-6
Q	0,9288		Factor de respuesta del entorno de la ec. B.6.5-4
	$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.62 \left( \frac{B+h}{L_z} \right)^{0.63}}}$		
B	3	B.6.3	Dimensión horizontal del edificio medido en dirección normal a la dirección del viento, en m
h	4	B.6.3	Altura media de un edificio o altura de cualquier otra estructura. Se debe usar la altura a la cornisa si el ángulo de inclinación e es menor o igual a 10o, en m.
s	4		Dimensión vertical de un muro libre o una valla maciza de la fig. B.6.5-17, en m
s/h	1		
B/s	0,75		
Lz-	60,5910		Longitud integral a escala de la turbulencia (para modelos a escala en túnel de viento), en m
	$L_{\bar{z}} = \ell \left( \frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{e}}$		
L cursiva	97,5	C	Factor de escala de longitud integral de la tabla B.6.5-2, en m
exilun	0,3333	C	Exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral en la ec. B.6.5-5 obtenido de la tabla B.6.5-2



Figura No 1-2 Area Uniform Resultants (W) [N, m, C]

**B.4.2.2 — EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS** — Las barandas, pasamanos de escaleras y balcones, y barras auxiliares tanto exteriores como interiores, y los antepechos deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 1.00 kN/m (100 kgf/m) aplicada en la parte superior de la baranda, pasamanos o antepecho y deben ser capaces de transferir esta carga a través de los soportes a la estructura.

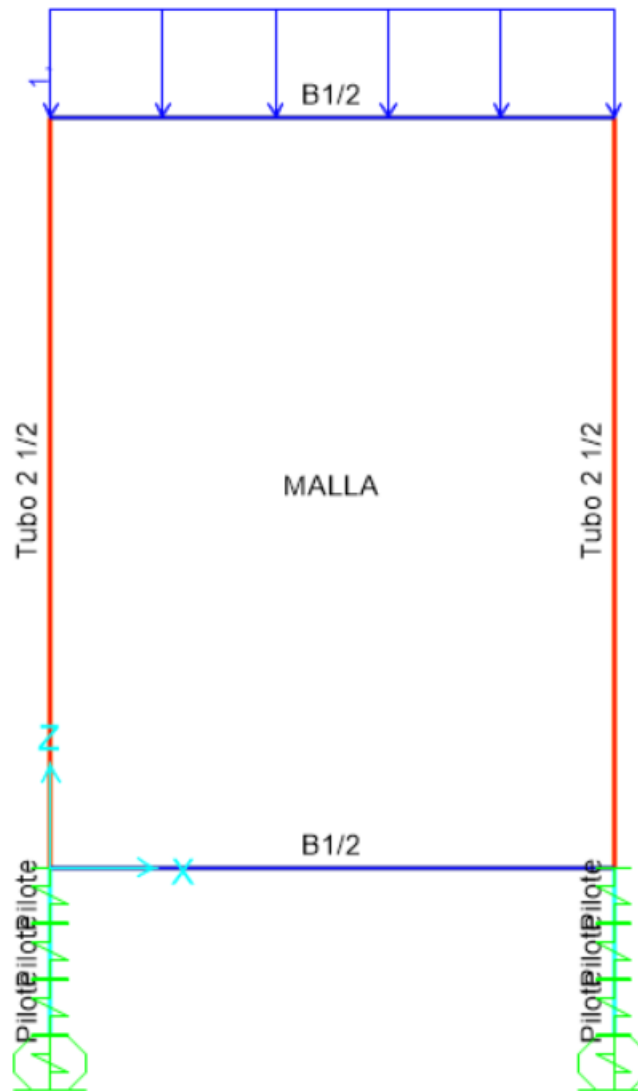


Figura No 1-3 Frame Span Loads (L) (GLOBAL CSys) [Kgf, m, C]



## 1.7 CASOS Y COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de carga y factores de carga dados en la sección B.2.4.2 de la NSR-10 deben ser usados en todos los materiales estructurales permitidos por el reglamento de diseño. En este caso se deben utilizar las combinaciones del método de resistencia descritas en la sección B.2.3.1. Según la Norma Sismo Resistente colombiana, en el numeral B.2.4.2, el diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

**TABLE: Load Cases - Summary**

Name	Type
D	Linear Static
Lr	Linear Static
W	Linear Static

**TABLE: Load Combinations**

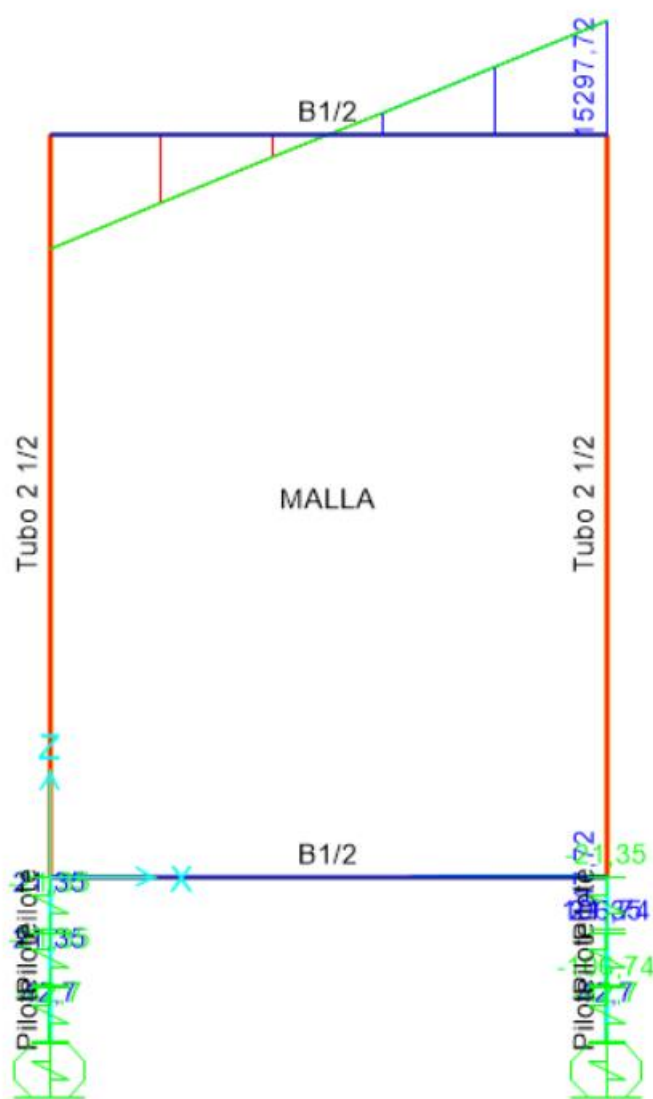
Name	Load Case	Scale Factor	Type
	Combo		
UD1: 1.4D	D	1.4	Linear Add
UD2: 1.2D+1.6L	D	1.2	Linear Add
UD2: 1.2D+1.6L	L	1.6	
UD7: 1.2D+0.8W	D	1.2	Linear Add
UD7: 1.2D+0.8W	W	0.8	
UD8: 1.2D+1.6W+1.0L	D	1.2	Linear Add
UD8: 1.2D+1.6W+1.0L	W	1.6	
UD8: 1.2D+1.6W+1.0L	L	1	
UD9: 0.9D+1.6W	D	0.9	Linear Add
UD9: 0.9D+1.6W	W	1.6	

Donde D es la carga muerta consistente de: i) Peso propio del elemento, ii) Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento; L es la carga viva debida al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles; y W es la carga de viento.

## 2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis numérico empleado por el software se realiza a través de elementos finitos para el rango elástico por el método matricial.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
1	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	-0,0035	0,0000	-0,0087	-0,0404	0,0000
1	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	-0,0035	0,0000	-0,0087	-0,0404	0,0000
2	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	-0,0035	0,0000	-0,0087	0,0404	0,0000
2	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	-0,0035	0,0000	-0,0087	0,0404	0,0000
9	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	0,0044	0,0000	-0,0091	-0,0404	0,0001
9	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	0,0044	0,0000	-0,0092	-0,0404	0,0001
10	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	33,6120	-0,0005	-12,6553	0,0408	0,7328
10	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	33,5417	-0,0005	-12,6819	0,0407	0,7312
11	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	33,6120	-0,0005	-12,6553	-0,0407	-0,7312
11	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	33,5417	-0,0005	-12,6819	-0,0408	-0,7328
12	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	0,0044	0,0000	-0,0091	0,0404	-0,0001
12	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	0,0044	0,0000	-0,0092	0,0404	-0,0001
16	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	0,0017	0,0000	-0,0089	-0,0404	0,0001
16	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	0,0017	0,0000	-0,0089	-0,0404	0,0001
17	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	-0,0009	0,0000	-0,0087	-0,0404	0,0000
17	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	-0,0009	0,0000	-0,0087	-0,0404	0,0000
18	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	0,0017	0,0000	-0,0089	0,0404	-0,0001
18	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	0,0017	0,0000	-0,0089	0,0404	-0,0001
19	ENVOLVENTE	Combination	Max	0,7894	-0,0009	0,0000	-0,0087	0,0404	0,0000
19	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,7894	-0,0009	0,0000	-0,0087	0,0404	0,0000
14	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,1717	0,12796	-0,003828	-0,00258	-0,0405	1,364801
15	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,1717	0,127961	-0,003827	-0,002581	0,040317	-1,367663
16	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,1717	-0,075142	-0,001502	-0,002061	0,040315	-1,367663
17	ENVOLVENTE	Combination	Min	-0,1717	-0,075144	-0,001503	-0,002061	-0,040501	1,364801

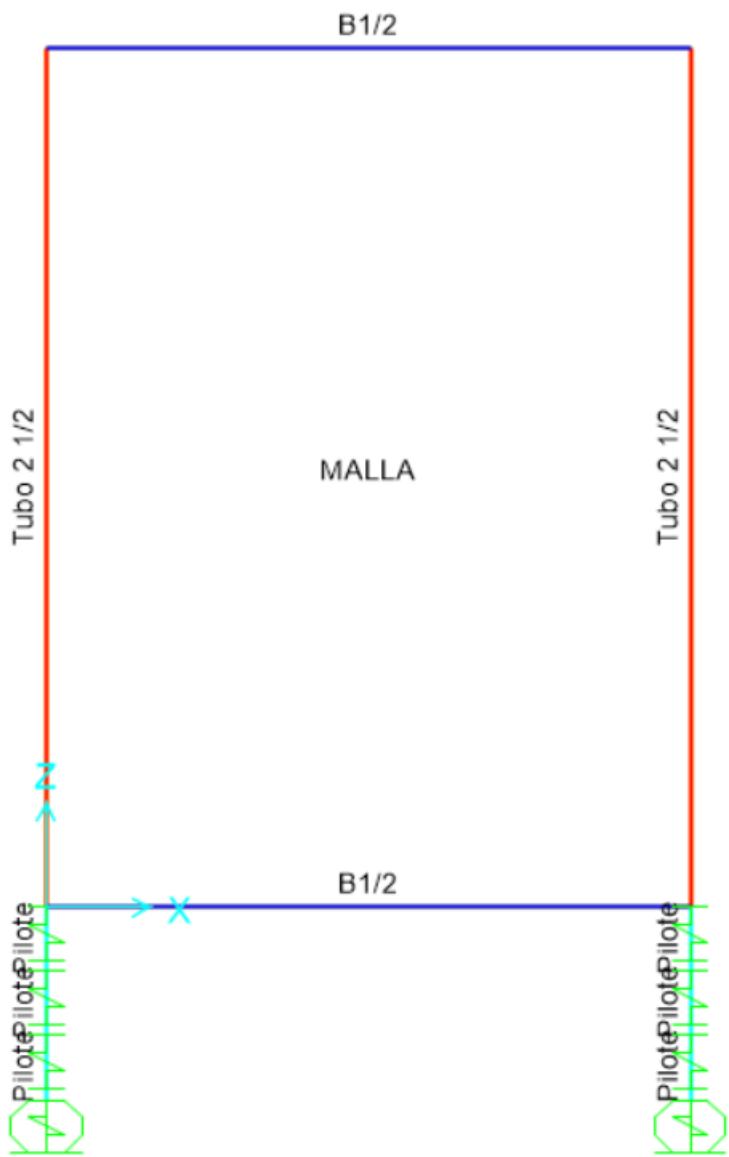


Shear Force 2-2 Diagram (ENVOLVENTE) [N]

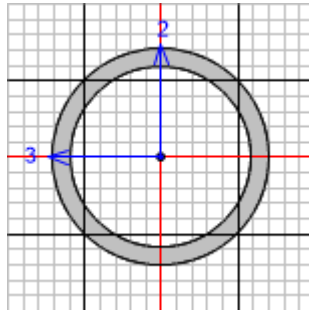


Moment 3-3 Diagram (ENVOLVENTE) [N.m]

3. DISEÑO ESTRUCTURAL



SECTIONS PROPERTIES



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : N, m, C

Frame : 9      X Mid: 3,      Combo: DSTL4      Design Type: Column  
Length: 4,      Y Mid: 0,      Shape: Tubo 2 1/2      Frame Type: SMF  
Loc : 4,      Z Mid: 2,      Class: Compact      Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD      Analysis: Direct Analysis  
D/C Limit=0,95      2nd Order: General 2nd Order      Reduction: Tau-b Fixed  
AlphaPr/Py=0,005      AlphaPr/Pe=0,029      Tau b=1,      EA factor=0,8      EI factor=0,8  
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug Welded? Yes

SDC: D      I=1,      Rho=1,      Sds=0,5  
R=8,      Omega0=3,      Cd=5,5  
PhiB=0,9      PhiC=0,9      PhiTY=0,9      PhiTF=0,75  
PhiS=0,9      PhiS-RI=1,      PhiST=0,9

A=9,323E-04      I33=4,008E-07      r33=0,021      S33=1,262E-05      Av3=4,685E-04  
J=8,015E-07      I22=4,008E-07      r22=0,021      S22=1,262E-05      Av2=4,685E-04  
E=1,999E+11      Fy=317158863,      Ry=1,1      z33=1,738E-05      Cw = Not Required  
RLLF=1,      Fu=399895958,      z22=1,738E-05

HSS Welding: ERW      Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL4)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
4,	-1442,749	-0,64	1736,043	-1,526	-433,998	-5,372

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio:  $0,368 = 0,018 + 0, + 0,35$   
 $= (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)$

COMPACTNESS

Slenderness	Lambda	Lambda_p	Lambda_r	Lambda_s	Compactness
Bending/Any	12,5	44,13	195,435	283,696	Compact
Axial/Flange	12,5		69,348		Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,638
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,6

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,	1,	1,567

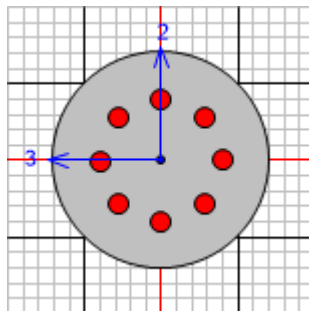
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-1442,749	39013,838	266130,408

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	-0,64	4961,345	4961,345	4961,345
Minor Moment	1736,043	4961,345		

	Tu	Tn	phi*Tn
	Moment	Capacity	Capacity
Torsion	-5,372	5182,446	4664,202

#### SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	1,526	79839,122	1,911E-05	OK
Minor Shear	433,998	79839,122	0,005	OK



ACI 318-19 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, m, C (Shear Details)

Element : 15 D=0,3 dc=0,065  
 Section ID : Pilote E=2,153E+10 fc=20684273,7 Lt.Wt. Fac.=1,  
 Combo ID : DCON10 L=0,5 Fy=413685473, fys=413685473,  
 Station Loc : 0,5 RLLF=1,

Phi(Compression-Spiral): 0,75 Overstrength Factor: 1,25  
 Phi(Compression-Tied): 0,65  
 Phi(Tension Controlled): 0,9  
 Phi(Shear): 0,75  
 Phi(Seismic Shear): 0,6  
 Phi(Joint Shear): 0,85

#### SHEAR DESIGN FOR V2,V3

Rebar	Design	Design	Design	Shear	Shear
Av/s	Vu	Pu	Mu	Phi*Vc	Phi*Vs
Phi*Vn					
Major Shear (V2)	0,	81,694	1652,176	0,	21941,145
Minor Shear (V3)	0,	53,784	1652,176	0,	21941,145

#### Design Forces

	Factored	Factored	Factored	Capacity
	Vu	Pu	Mu	Vp
Major Shear (V2)	81,694	1652,176	0,	0,
Minor Shear (V3)	53,784	1652,176	0,	0,

#### Capacity Shear

Cap.Moment	Shear	Long.Rebar	Long.Rebar	Cap.Moment	Cap.Moment	Cap.Moment
	Vp	As (Bot)	As (Top)	MposBot	MnegTop	MnegBot
MposTop						
Major Shear (V2)	0,	7,069E-04	7,069E-04	33471,92	33471,92	33471,92
Minor Shear (V3)	0,	7,069E-04	7,069E-04	33471,92	33471,92	33471,92

#### Design Basis

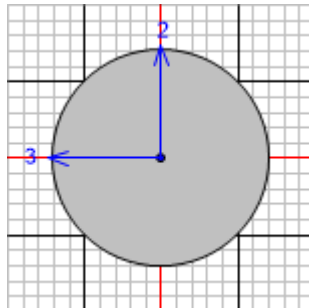
Shr Reduc	Strength	Strength	Area
Factor	Fys	Fcs	Ag
1,	413685473,	20684273,7	0,071

#### Concrete Shear Capacity

Design	Conc.Area	Tensn.Rein
Vu	Ac	Area Ast
Major Shear (V2)	81,694	0,071 3,534E-04
Minor Shear (V3)	53,784	0,071 3,534E-04

#### Shear Rebar Design

Stress	Conc.Cpcty	Uppr.Limit	RebarArea
v	phi*vc	phi*vmax	Av/s
Major Shear (V2)	1155,73	310403,7 0,	0,
Minor Shear (V3)	760,894	310403,7 2123082,62	0,



#### AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : N, m, C

Frame : 3	X Mid: 1,5	Combo: DSTL10	Design Type: Beam
Length: 3,	Y Mid: 0,	Shape: B1/2	Frame Type: SMF
Loc : 3,	Z Mid: 4,	Class: Compact	Princpl Rot: 0, degrees

Provision: LRFD	Analysis: Direct Analysis		
D/C Limit=0,95	2nd Order: General 2nd Order	Reduction: Tau-b Fixed	
AlphaPr/Py=4E+12	AlphaPr/Pe=6E+14	Tau_b=1,000E-06	EA factor=0,8 EI factor=0,8
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

SDC: D	I=1,	Rho=1,	Sds=0,5
R=8,	Omega0=3,	Cd=5,5	
PhiB=0,9	PhiC=0,9	PhiTY=0,9	PhiTF=0,75
PhiS=0,9	PhiS-RI=1,	PhiST=0,9	

A=1,267E-04	I33=1,277E-09	r33=0,003	S33=2,011E-07	Av3=1,140E-04
J=2,554E-09	I22=1,277E-09	r22=0,003	S22=2,011E-07	Av2=1,140E-04
E=1,999E+11	Fy=344737894,	Ry=1,1	z33=3,414E-07	Cw = Not Required
RLLF=1,	Fu=448159263,		z22=3,414E-07	



DESIGN MESSAGES

Error: Section overstressed  
 Error:  $L_b/r_y > 0.095 \cdot E / (R_y \cdot F_y)$  (ANSI/AISC 341-16 E3.4b, D1.2b)  
 Error: Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-16 Table D1.1)  
 Warning:  $k_l/r > 200$  (AISC E2)  
 Warning:  $l/r > 300$  (AISC D1)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTL10)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3,	-1,561E+17	-4,424E+12	-1,466E+13	-1,477E+12	-9,316E+12	-4,575E+12

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1a)

D/C Ratio:  $7E+14 = 7E+14 + 4E+10 + 1E+11$   
 $= (Pr/Pc) + (8/9) (Mr33/Mc33) + (8/9) (Mr22/Mc22)$

COMPACTNESS

	Flange	Web	Section
Major	Compact	Compact	Compact
Minor	Compact	Compact	Compact
Axial	Seismic HD	Seismic HD	Seismic HD

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1a)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,844
Minor Bending	1,	1,	1,	1,	1,	0,968

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1,	1,	1,218

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1,561E+17	221,005	39303,286

	Mu	phi*Mn	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB	Cb=1
Major Moment	-4,424E+12	99,83	99,83	105,923
Minor Moment	-1,466E+13	99,83		

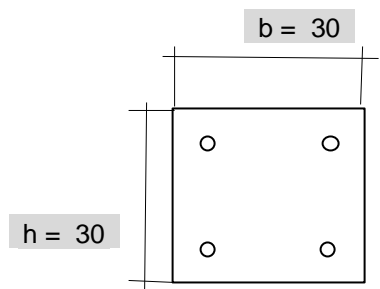
SHEAR CHECK

	Vu	phi*Vn	Stress	Status
	Force	Capacity	Ratio	Check
Major Shear	1,477E+12	21223,774	69612208,3	Overstress
Minor Shear	9,316E+12	21223,774	438919749,	Overstress

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	1,477E+12	1,477E+12

### DISEÑO VIGA CIMENTACION DE AMARRE



L= 2.50 m Mayor Luz

$$\begin{aligned}
 h &> L / 20 \text{ DES} \\
 h &> L / 30 \text{ DMO} \\
 h &> L / 40 \text{ DMI} \\
 30 &> 250 / 40 \\
 30 &> 6.25 \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

Revision Seccion

$$\begin{aligned}
 \text{Mayor Carga Total} \quad P_u &= 40 \text{ tn} \\
 A_a &= 0.10 \\
 f'_c &= 210.0 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \\
 P &= 0.25 \times A_a \times P_u \text{ tn} < T = C \\
 P &= 0.25 \times 0.10 \times 40 \text{ tn} = 1.00 \text{ tn} \\
 C &= 0.90 \times b \times h \times f'_c \\
 C &= 0.90 \times 30 \times 30 \times 210 = 170.1 \text{ tn} \\
 170.1 &> 1.00 \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

Revision a Compresion

$$\text{Mayor Carga Total} \quad P_u = 40 \text{ tn}$$

$$P = 0.25 \times A_a \times P_u \text{ tn} < T = C$$

$$P = 0.25 \times 0.10 \times 40 \text{ tn} = 1.00 \text{ tn}$$

$$T = 0.60 \times A_s \times F_y \quad A_s = 4 \text{ N 4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$T = 0.60 \times 5.07 \times 4200 = 12.77 \text{ tn}$$

$$12.77 > 1.00 \quad \mathbf{OK} \quad \mathbf{Revision a Tension}$$

$$\begin{array}{l} \text{Acero} \\ \text{minimo} \end{array} = \begin{array}{l} 1.84 \text{ cm}^2 \\ 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \begin{array}{l} \mathbf{OK} \\ \mathbf{OK} \end{array}$$