

## MEMORIAS DE CALCULO

Proyecto: **LOS ANGELES**

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 $\varnothing \leq 3/8"$
----	-----	----------------------------------

fy	420	MPa para $\varnothing \geq 1/2"$
----	-----	----------------------------------

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 una cafereria en pórticos de concreto con correas de acero para el proyecto que está localizado en el barrio Los Angeles en el municipio de Bucaramanga, Santander. En el cual tiene una altura de 2.82 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 de la cafetería se decidió realizar el modelo estructural en 3D en el software ETABS 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 mampostería de ladrillo se usaron elementos tipo shell. Con este modelo matemático se pretende encontrar el nivel de esfuerzos internos y los desplazamientos de la estructura.

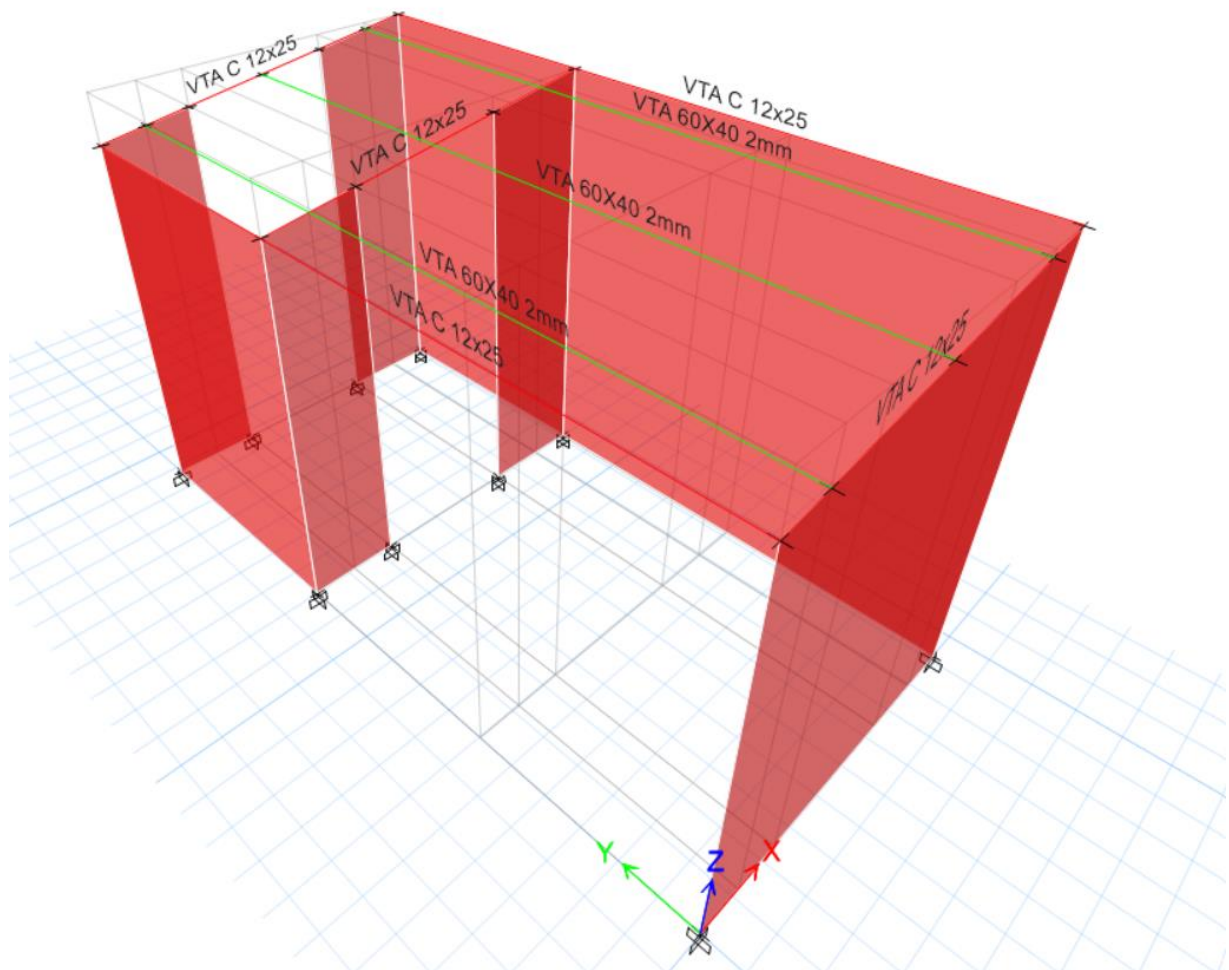


Figura No 1-1 Modelo tridimensional en elementos finitos.

## 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 24 Mpa	24855.58	0.2	0.0000099	7446.67	0.000024	0	24

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

Material	Fy	Fu	EffFy	EffFu
Text	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
A992Fy50	352	414	387.2	455.4

**TABLE: Material Properties - mamposteria**

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
mamposteria	400	0.2	0.0000099	7446.67	0.000009	0	9.038

Tabla No 3-1 Definición materiales

## 1.4 DEFINICIÓN DE ELEMENTOS

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Area
Text	Text	Text	mm	mm	mm	mm	mm2
VTA C 12x25	4000Psi	rectangular	250	120			30000
VTA 60x40 2 mm	A992Fy50	Box/Tube	60	40	2	2	196
Muro e12 cm	Mampostería	Membrane			120	120	

Tabla No 3-2 Definición secciones

## 1.5 HIPÓTESIS DE DISEÑO

- **Condición de estabilidad**

Para el diseño de esta cafetería se considero la construcción de columnetas y vigas principales de concreto acompañada de unas correas de acero para el soporte de la cubierta donde se planteo el análisis de los muros estructurales teniendo en cuenta la separación máxima entre las luces para la correcta asignación de las columnetas, además para los muros estructurales se realizara un diseño de muros con las fuerzas internas actuantes con las cargas actuantes que empleara la estructura.

## 1.6 EVALUACIÓN DE CARGAS.

Para la carga muerta se tomo el valor del acero de la tabla B.3.2-1 y se calculo con los datos del espesor de la cubierta y la aferencia

**Tabla B.3.2-1**  
**Masas de los materiales**

Material	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Material	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250

Acero 7800 Kg/m<sup>3</sup>  
 Gravedad 9,81 m/s<sup>2</sup>  
 Acero 76518 N/m<sup>3</sup> 76,518 kN/m<sup>3</sup>  
 Espesor 0,004 m  
 Aferencia 1,3 m  
 Carga muerta 0,40 kN/m

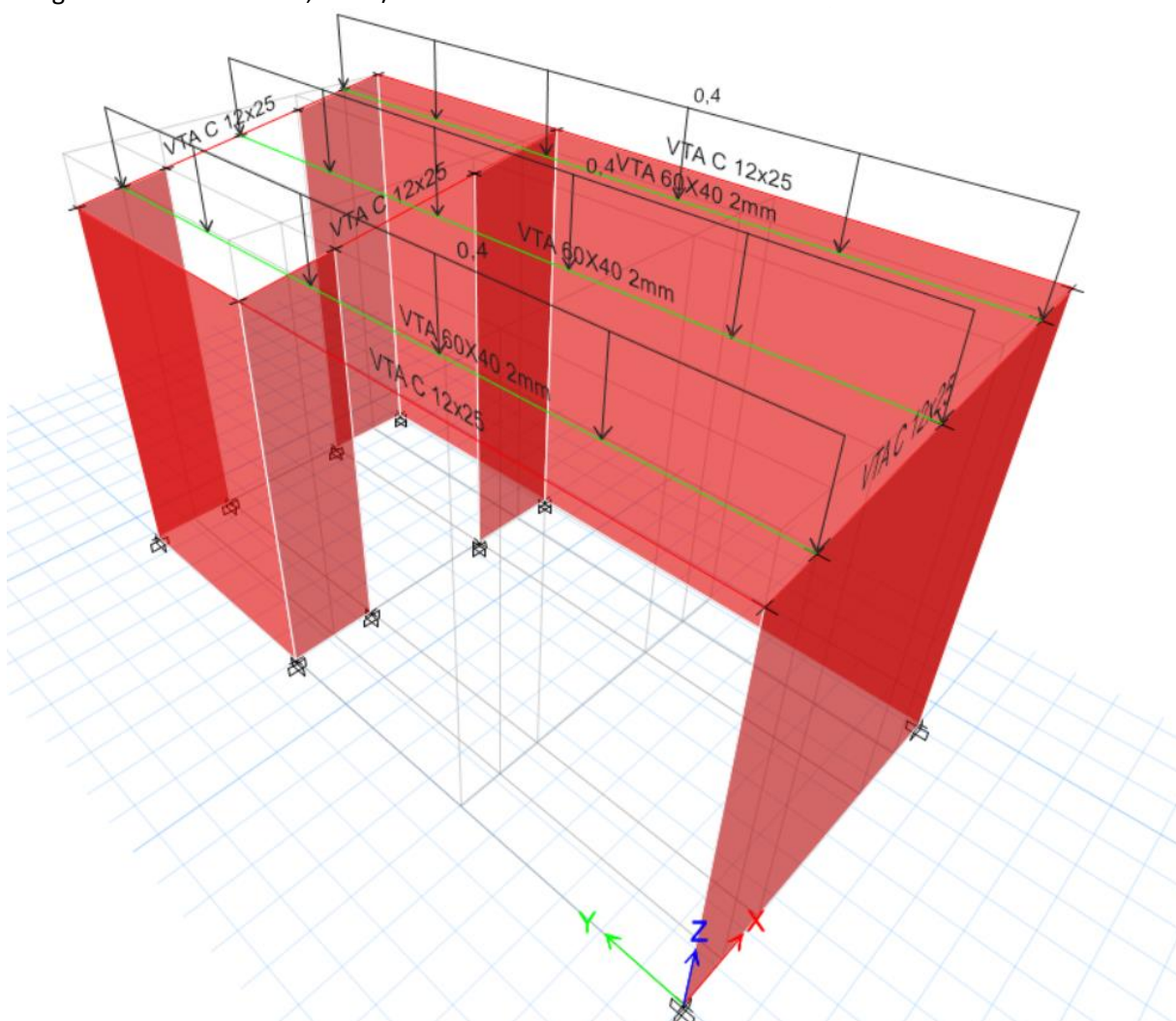


Figura No 1-2 Carga muerta distribuida (W) [kN, m, C]

Para la carga viva se tomo el valor del acero de la tabla B.4.2.1-2 y se tomo el valor para la cubierta con inclinación menor a 15 grados ya que la cubierta tiene una inclinación de 14

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta	Carga uniforme (kgf/m <sup>2</sup> ) m <sup>2</sup> de área en planta
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5.00	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.50	50

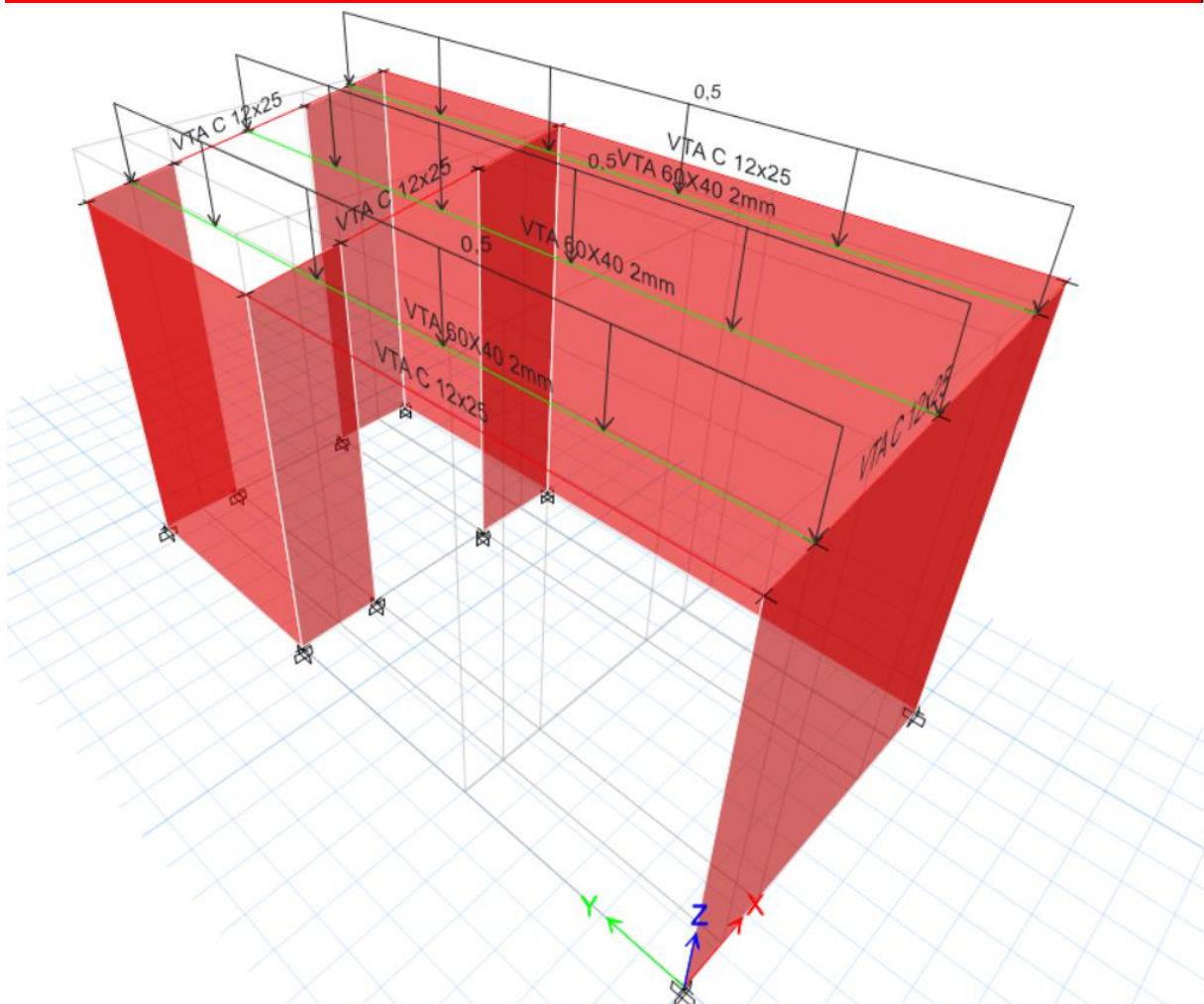


Figura No 1-3 Carga Viva distribuida (W) [kN, m, C]

Para la carga de viento se considero la minina tomada del titulo B capitulo 6.1.3



**B.6.1.3 — CARGA DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMA** — La carga de viento de diseño, determinada mediante cualquiera de los procedimientos de la sección B.6.1.1, no deberá ser menor a la especificada a continuación.

**B.6.1.3.1 — Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento (SPRFV)** — Para una edificación cerrada, parcialmente cerrada o para cualquier estructura, la carga de viento a usarse en el diseño de SPRFV no será menor a la multiplicación de  $0.40 \text{ kN/m}^2$  por el área de la edificación o estructura, proyectada a un plano vertical normal a la dirección de viento en estudio.

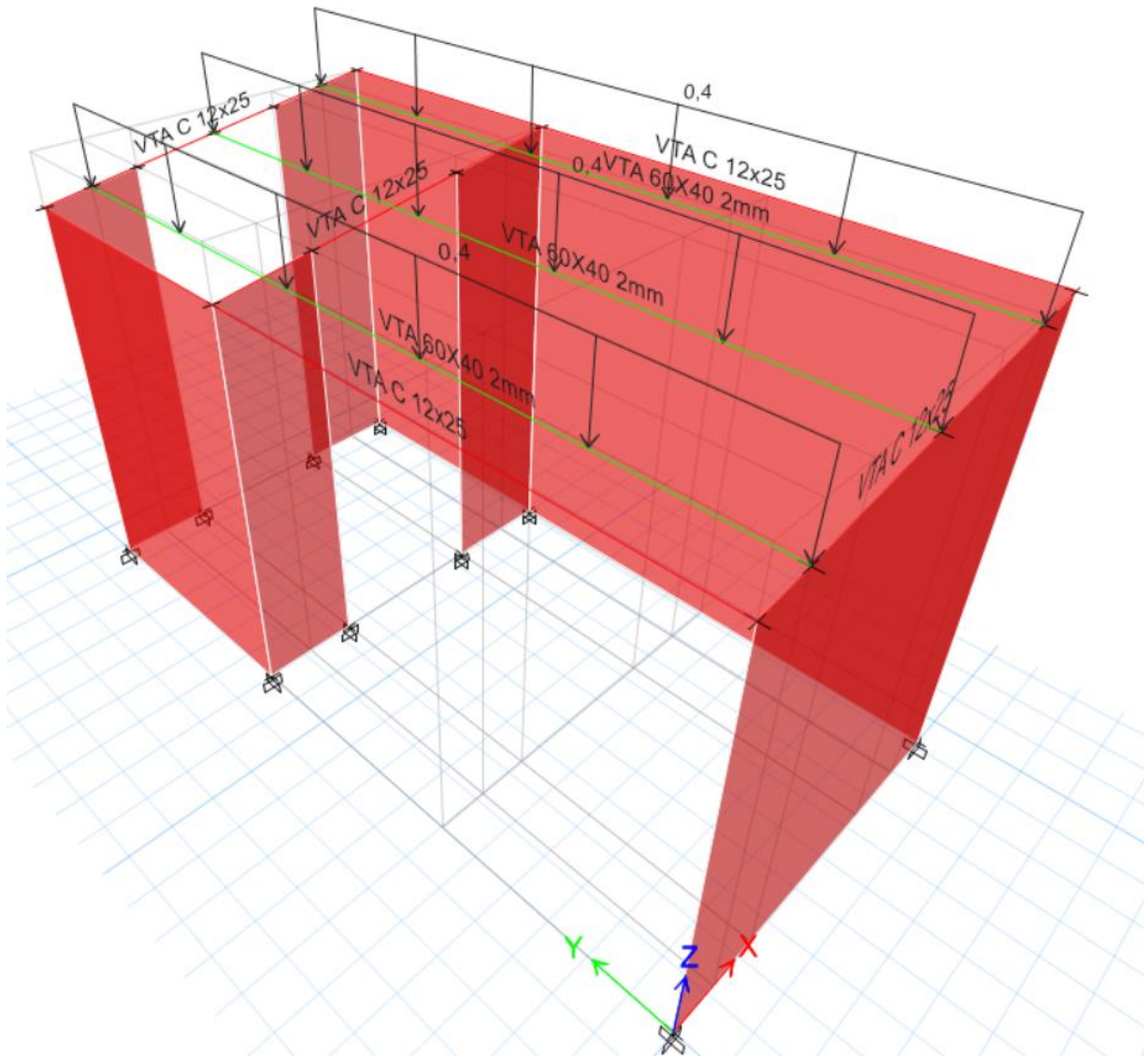


Figura No 1-4 Carga Viento distribuida (W) [kN, m, C]

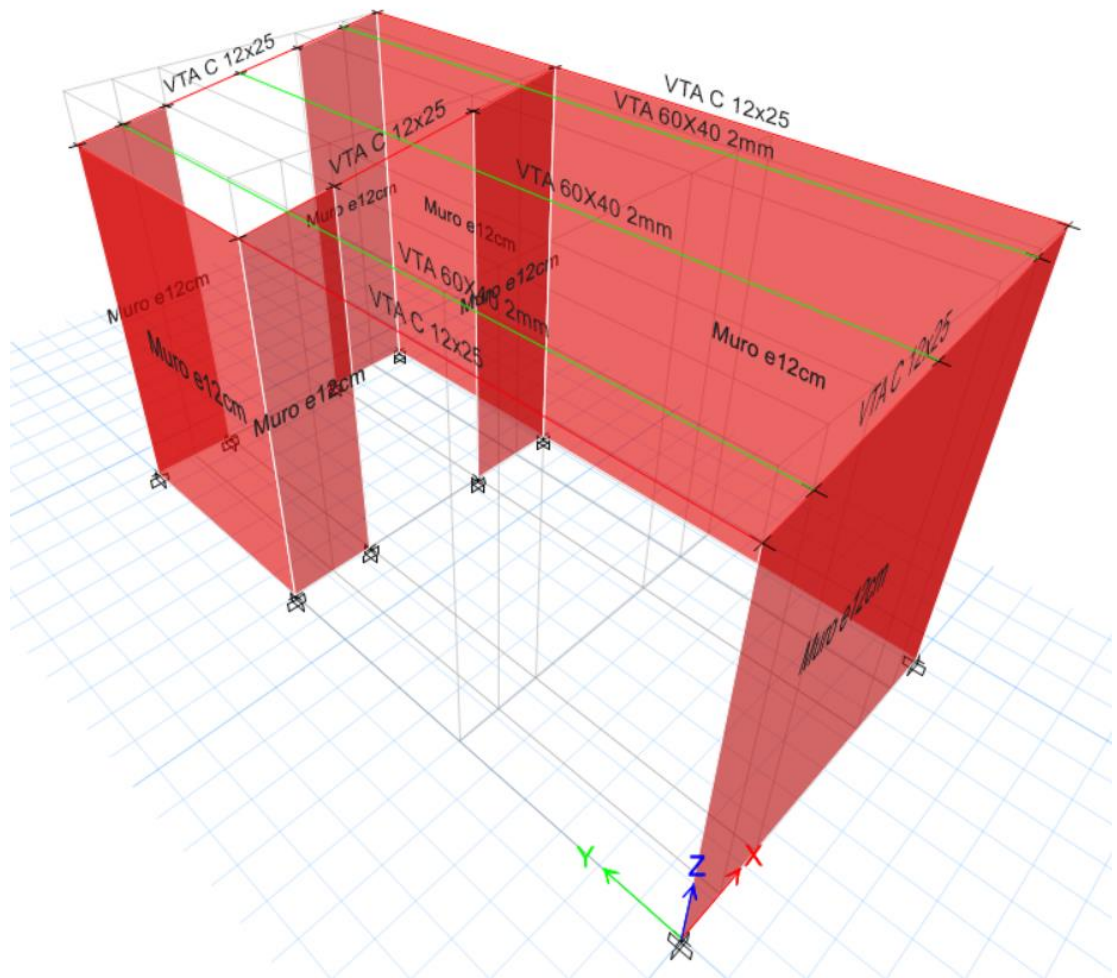


Figura No 1-5 Frame Span Loads (L) (GLOBAL CSys) [Kgf, m, C]

## 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:

**B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS** — 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:

$1.4(D + F)$	(B.2.4-1)
$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-2)
$1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (L \text{ ó } 0.8W)$	(B.2.4-3)
$1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	(B.2.4-4)
$1.2D + 1.0E + 1.0L$	(B.2.4-5)
$0.9D + 1.6W + 1.6H$	(B.2.4-6)
$0.9D + 1.0E + 1.6H$	(B.2.4-7)

**TABLE: Load Cases - Summary**

Name	Type
D	Linear Static
L	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

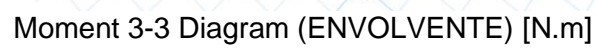


soportados por el elemento; L es la carga viva debida al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles; y W es la carga de viento.

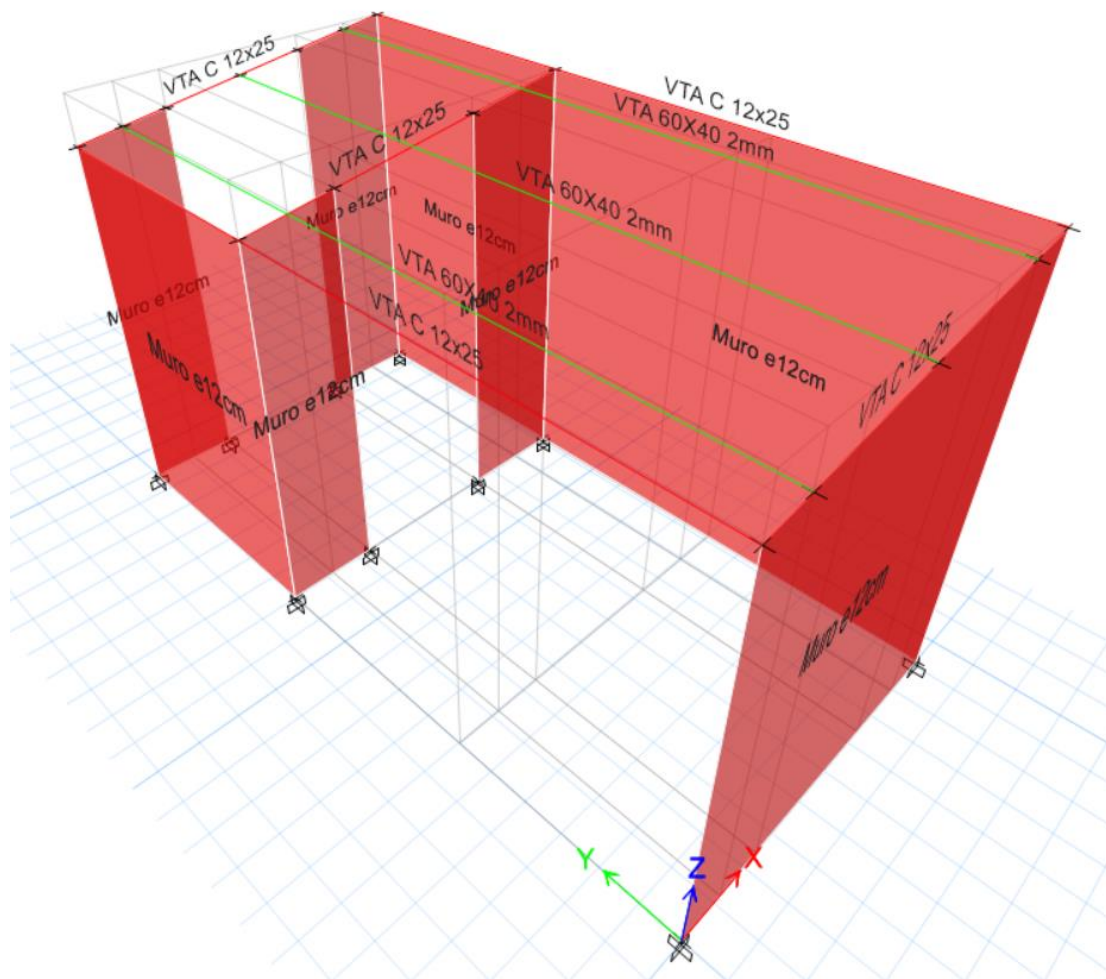
## 2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

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

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			Tnf	Tnf	Tnf	Tnf-m	Tnf-m	Tnf-m
P1	Sx Deriva	Top	0,4296	0,3691	0,0079	0,016	0,0007	1,0084
P1	Sx Deriva	Bottom	0,4399	0,7277	0,0013	0,0003	0,0016	1,4732
P1	Sy Deriva	Top	0,3528	0,2097	0,0135	0,0258	0,0013	0,8209
P1	Sy Deriva	Bottom	0,3771	0,4141	0,0031	0,0007	0,0041	0,7758
P2	Sx Deriva	Top	0,6809	0,3042	0,0034	0,0023	0,0034	0,4254
P2	Sx Deriva	Bottom	0,6809	0,3042	0,0034	0,0023	0,0061	0,5288
P2	Sy Deriva	Top	0,3388	0,9465	0,0014	0,002	0,0015	1,1828
P2	Sy Deriva	Bottom	0,3388	0,9465	0,0014	0,002	0,0025	1,5025
P3	Sx Deriva	Top	0,3467	0,1786	0,0024	0,0014	0,0027	0,2485
P3	Sx Deriva	Bottom	0,3467	0,1786	0,0024	0,0014	0,0041	0,2608
P3	Sy Deriva	Top	0,2921	0,4807	0,0009	0,0013	0,0012	0,629
P3	Sy Deriva	Bottom	0,2921	0,4807	0,0009	0,0013	0,0015	0,7273
P4	Sx Deriva	Top	0,2063	0,0667	0,0057	0,1969	0,6191	0,4647
P4	Sx Deriva	Bottom	0,0463	0,2001	0,0003	0,0001	0,0004	0,2821
P4	Sy Deriva	Top	0,0739	0,0269	0,0135	0,093	0,2217	0,1681
P4	Sy Deriva	Bottom	0,0222	0,0742	0,0008	0,0001	0,0013	0,1049
P5	Sx Deriva	Top	0,2929	0,0758	0,0075	0,3426	1,3708	0,6727
P5	Sx Deriva	Bottom	0,1355	0,314	0,0003	0,0001	0,0004	0,4414
P5	Sy Deriva	Top	0,254	0,068	0,0131	0,2928	1,1887	0,5853
P5	Sy Deriva	Bottom	0,171	0,1487	0,0008	0,0001	0,0013	0,2082
P6	Sx Deriva	Top	0,2864	0,099	0,0018	0,296	0,8592	0,2654
P6	Sx Deriva	Bottom	0,1031	0,1934	0,0002	0,0001	0,0003	0,2503
P6	Sy Deriva	Top	0,106	0,0564	0,0022	0,1685	0,318	0,0975
P6	Sy Deriva	Bottom	0,0872	0,0712	0,0005	0,0004	0,0008	0,0923
P7	Sx Deriva	Top	0,4295	0,1317	0,0023	0,615	2,0098	0,3968
P7	Sx Deriva	Bottom	0,1135	0,3071	0,0002	0,0002	0,0002	0,3963
P7	Sy Deriva	Top	0,1875	0,0783	0,0028	0,366	0,8774	0,1778
P7	Sy Deriva	Bottom	0,1221	0,1292	0,0005	0,0004	0,0007	0,1673
P8	Sx Deriva	Top	0,4895	0,0877	0,0036	0,0016	0,0039	0,1061
P8	Sx Deriva	Bottom	0,4895	0,0877	0,0036	0,0016	0,0051	0,122
P8	Sy Deriva	Top	0,1768	0,193	0,0013	0,0013	0,0015	0,1649
P8	Sy Deriva	Bottom	0,1768	0,193	0,0013	0,0013	0,0019	0,3234



### 3. DISEÑO ESTRUCTURAL



SECTIONS PROPERTIES

## ETABS Steel Frame Design

### AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story7	B25	22	0	DStIS1	Special Moment Frame	VTA 60X40 2mm	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
4680,0	1	0,95

Analysis and Design Parameters

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

#### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0,001	0,007	1	0,8	0,8

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0,9	0,9	0,9	0,75	0,9	1	1

#### Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )
3,8	20,2	19,3	10,2	1,4	2,2

#### Design Properties

S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
6,4	5,1	7,8	5,9	22,4	16,3	

#### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	C <sub>pr</sub>	$\alpha$
200000	352	1,1	1,4	NA

#### HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

**Stress Check Message -  $kl/r > 200$**

#### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>u33</sub> (kN-m)	M <sub>u22</sub> (kN-m)	V <sub>u2</sub> (kN)	V <sub>u3</sub> (kN)	T <sub>u</sub> (kN-m)
0	-0,1151	0	0	-0,6796	0,0005	0,0002

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,641	1	1	1	1	1

#### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>ltb</sub>	K <sub>ltb</sub>	C <sub>b</sub>
0,641	1	1,65

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

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,004 =	0,004 + 0 + 0

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kN)	$\phi P_{nc}$ Capacity (kN)	$\phi P_{nt}$ Capacity (kN)
0,1151	13,7398	119,232

#### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (kN-m)	$\phi M_n$ (kN-m)	$\phi M_n$ No LTB (kN-m)	$\phi M_n$ Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0	2,4634	2,4634	2,4634
Minor Bending	0	1,8097		

#### Torsion Moment and Capacities

T <sub>u</sub> Moment (kN-m)	T <sub>n</sub> Capacity (kN-m)	$\phi T_n$ Capacity (kN-m)
0,0002	1,8554	1,6699

#### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (kN)	$\phi V_n$ Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0,6796	42,5779	0,016
Minor Shear	0,0005	27,3715	1,714E-05

#### End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
1,5984	DStIS27	0,8823	DStIS27

## ETABS Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design



#### Column Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story7	B29	19	VTA C 12x25	U1 1.4(D+SD)	0	4680	1	Sway Special

#### Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
120	250	49,6	27,3

#### Material Properties

E <sub>c</sub> (MPa)	f' <sub>c</sub> (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)
24855,58	27,58	1	413,69	413,69

#### Design Code Parameters

$\phi_T$	$\phi_{CTied}$	$\phi_{CSpiral}$	$\phi_{Vns}$	$\phi_{Vs}$	$\phi_{Vjoint}$	$\Omega_0$
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85	2



**Shear Design for  $V_{u2}$ ,  $V_{u3}$**

	Rebar $A_v$ /s mm <sup>2</sup> /m	Design $V_u$ kN	Design $P_u$ kN	Design $M_u$ kN-m	$\phi V_c$ kN	$\phi V_s$ kN	$\phi V_n$ kN
Major Shear(V2)	0	1,3912	-0,0415	-0,098	15,7223	0	15,7223
Minor Shear(V3)	0	0,0331	-0,0415	0,0431	11,5053	0	11,5053

**Design Forces**

	$V_u$ kN	$P_u$ kN	$M_u$ kN-m
Major Shear(V2)	1,3912	-0,0415	-0,098
Minor Shear(V3)	0,0331	-0,0415	0,0431

**Design Basis**

Shr Reduc Factor Unitless	Strength $f_{ys}$ MPa	Strength $f_{cs}$ MPa	Area $A_g$ cm <sup>2</sup>
1	413,69	27,58	300

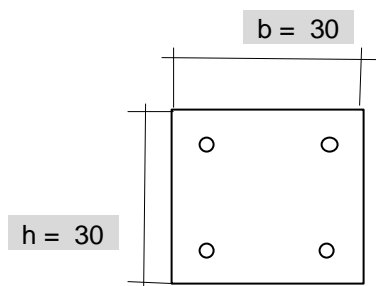
**Concrete Shear Capacity**

	Design $V_u$ kN	Conc.Area $A_{cu}$ cm <sup>2</sup>	Tensn.Rein $A_{st}$ mm <sup>2</sup>
Major Shear(V2)	1,3912	240,5	150
Minor Shear(V3)	0,0331	176	150

**Shear Rebar Design**

	Stress $v$ MPa	Conc.Cpcty $v_c$ MPa	Uppr.Limit $v_{max}$ MPa	$\phi v_c$ MPa	$\phi v_{max}$ MPa	RebarArea $A_v$ /s mm <sup>2</sup> /m
Major Shear(V2)	0,06	0,87	4,36	0,65	0	0
Minor Shear(V3)	1,88E-03	0,87	4,36	0,65	3,27	0

## DISEÑO VIGA CIMENTACION DE AMARRE



$L = 2.50$  m Mayor Luz

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

Revision Seccion

Mayor Carga Total  $P_u = 40$  tn

$A_a = 0.10$   
 $f'_c = 210.0$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $F_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>

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

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

$$C = 0.90 \times b \times h \times f'_c$$

$$C = 0.90 \times 30 \times 30 \times 210 = 170.1 \text{ tn}$$

$$170.1 > 1.00 \text{ OK}$$

Revision a Compresion

Mayor Carga Total  $P_u = 40$  tn

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

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

$$T = 0.60 \times A_s \times F_y$$

$$A_s = 4 \text{ N 4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

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

$$12.77 > 1.00 \text{ OK}$$

Revision a Tension

Acero minimo =  $1.84 \text{ cm}^2$  **OK**  
 $2.25 \text{ cm}^2$  **OK**