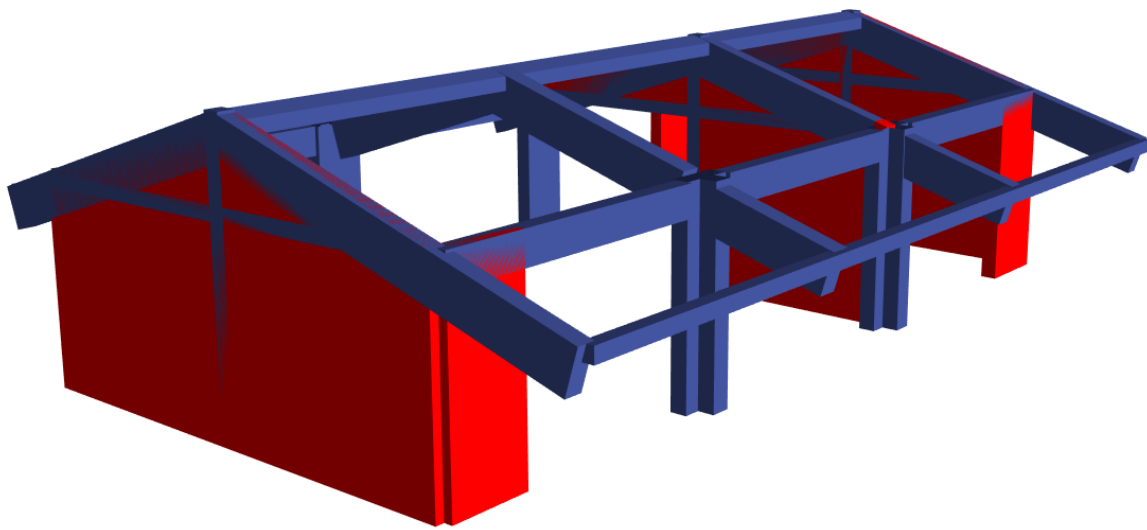


# MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL



**PROYECTO:**

“RECUPERACION DEL LOCAL ESCOLAR 963 CON CODIGO LOCAL 636195  
– CUCUNGURA – DISTRITO CURA MORI – PIURA - PIURA”

ING. MARTIN FRANCISCO FAN FIESTAS  
ING. CIVIL CIP 107032

PIURA, OCTUBRE 2021

---

## CONTENIDO

- I DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO
- II PARAMETROS DE DISEÑO ADOPTADOS
- III PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL
- IV CRITERIOS DE ESTRUCTURACION FINAL
- V CARGAS DE DISEÑO
- VI COMBINACIONES DE CARGA
- VII METRADOS DE CARGAS
- VIII ANALISIS ESTRUCTURAL
  - 8.1. ANALISIS Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL MODULO AULAS
  - 8.2. ANALISIS Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL MODULO SUM
  - 8.3. ANALISIS Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL MODULO ADMINISTRACION
  - 8.3. ANALISIS Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL PATIO DE FORMACION
  - 8.4. ANALISIS Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL CERCO - PORTADA
- X. CONSIDERACIONES ADICIONALES
- XI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

## MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS

---

PROYECTO : "RECUPERACION DEL LOCAL ESCOLAR 963 CON CODIGO LOCAL 636195 – CUCUNGURA – DISTRITO CURA MORI – PIURA - PIURA"

UBICACION : DISTRITO CURA MORI – PIURA – PIURA"

ESPECIALISTA : ING. MARTIN FRANCISCO FAN FIESTAS

---

### DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La I.E 963 , se encuentra ubicada en el distrito de Cura Mori , Departamento Piura., conforme los planos de localización y ubicación del Proyecto.

El diseño estructural de las edificaciones principales ha sido efectuado por el **Ing. Martin Francisco Fan Fiestas**, siendo las condiciones generales de Cimentación las siguientes, de acuerdo a EMS realizado.

Estrato de apoyo de la cimentación : Arenas (Zona de diseño- área 01) Clasificación  
SUCS : CL  
Tipo de cimentación : Zapatas Armadas y cimentación corrida  
Profundidad de la cimentación : 1.00 (para platea de cimentación)  
Presión admisible : 0.29 kg/cm<sup>2</sup> (presión de trabajo  
Coeficiente de balasto de 0.95 kg/cm<sup>3</sup>  
Factor de seguridad por corte 3  
Agresividad del suelo a la cimentación : Moderada  
Cemento a usar en cimentación : Tipo MS Ver  
recomendaciones adicionales en el Estudio de suelos

Las edificaciones han sido estructuradas y diseñadas de manera tal de lograr un buen comportamiento frente a los sismos, siguiendo los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas de Edificación del Reglamento Nacional de Construcciones vigente: E.030 y E.060.

En la dirección longitudinal, la estructura está formada por ejes de concreto armado, cuyos elementos son columnas peraltadas y vigas. En la dirección ortogonal el cortante es absorbido por muros de cabeza y columnas peraltadas.

Las edificaciones son de un solo nivel cuyo techo es en concreto armado con losa tipo "Aligerado", siendo el techo de tipo a 2 aguas (con inclinaciones), apoyados sobre elementos estructurales.

### PARÁMETROS DE DISEÑO ADOPTADOS

<b>Concreto armado</b>	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (en toda la estructura).
<b>Acero</b>	: $f'y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
<b>Albañilería</b>	: Clase IV
<b>Cemento</b>	: Tipo MS y Tipo I

Sobrecargas (de acuerdo a ambientes según propuesta arquitectónica): En

Aulas	: 250 kg/m <sup>2</sup>
Sum	: 400 kg/m <sup>2</sup>
Innovation	: 300 kg/m <sup>2</sup>
En corredores y escaleras	: 400 kg/m <sup>2</sup>
En techos	: 100 kg/m <sup>2</sup> Pesos

para cargas muertas:

Concreto Armado	: 2,400 kg/m <sup>3</sup> .
Concreto Ciclópeo	: 2,300 Kg/m <sup>3</sup> .
Piso Terminado	: 100 Kg/m <sup>2</sup> .

Albañilería : 1,800 Kg/m<sup>3</sup>. Losa Aligerada  $e=0.20\text{m}$  : 300 Kg/m<sup>2</sup>

### I. PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Después de haber fijado la forma, ubicación y distribución de los elementos estructurales, teniendo en cuenta la propuesta arquitectónica, es necesario partir inicialmente de dimensiones que se acerquen lo más posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño.

Un buen pre dimensionamiento nos evitará sucesivos análisis, como de diseño, hasta que las dimensiones satisfagan los requerimientos de las normas de diseño.

Existen muchos criterios para pre dimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros, pero finalmente la experiencia y el buen criterio primaran en la elección de algunos criterios. Los criterios que asumiremos en adelante serán tratando de cumplir los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones en sus capítulos E.020, E.030, E.050 y E.060.

### PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Los muros son elementos sometidos a flexión en sus dos sentidos de su plano, el peralte entonces deberá estar en función de la longitud y la carga. Existen criterios prácticos para determinar el espesor de los muros, que dan buenos resultados, y que con las fuerzas de las cargas puedan soportar sin causar daño a la estructura en análisis.

La norma de diseño E-070, nos da unos requisitos que debe cumplir la sección, para asegurar el buen comportamiento estructural de un muro sismo- resistente de albañilería, así como también para controlar la deflexión considerando como parámetro base la densidad de muros en cada dirección de análisis.

Al someterlos a la teoría estructural obtenemos que, para las dimensiones proporcionadas en la arquitectura, podemos elegir un espesor de 15 cm. Por lo tanto, podemos dar como un avance que los elementos estructurales, cumplen estos requisitos, de esta forma se pre dimensionarán todos los demás muro o también de la siguiente manera:



$$t = \frac{h}{20}$$

**PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**

Los criterios para pre dimensionar columnas, están basados en su comportamiento, flexo- compresión, tratando de evaluar cuál de los dos es el más crítico en el dimensionamiento. Para los ambientes que tienen muros de corte en las dos direcciones, donde la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controlada por los muros, se recomiendan las siguientes dimensiones.

$$A_c = \frac{\Sigma P}{\alpha \times 0.9 \times f'_c}$$

Donde  $\alpha$  es el valor que corresponde a la columna si es esquinera, borde o central.

**PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS**

Existen criterios prácticos para determinar el peralte de vigas, que dan buenos resultados, con cargas vivas no excesivas. Las vigas son elementos sometidos a flexión, el peralte deberá estar entonces en función de la longitud y la carga.

La norma de diseño E-060 nos da unos requisitos que debe cumplir la sección, para asegurar el buen comportamiento estructural de una viga sismo- resistente, así como también para controlar la deflexión.

Al someterlos a la teoría se procederá al cálculo de peralte  $L/10$  o  $L/12$ , siendo  $L$ =luz libre de la viga, y la base  $B = 0.3 H @ 0.5 H$  y como mínimo de ancho 25 cm. En sistemas sismorresistentes, además la norma E-060 recomienda un peralte mínimo de  $L/16$ . Por lo tanto, podemos dar como un avance que los elementos estructurales de la estructura cumplen estos requisitos, de esta forma se pre dimensionarán todas las demás vigas.

**PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS**

Transmiten las cargas por flexión y corte. Cumplen la función de diafragma rígido. Aportan un buen porcentaje (más de 40%) a la masa total de la estructura por lo que su aligeramiento es un factor importante para considerar.

Pueden ser losas aligeradas en una y dos direcciones, macizas, nervadas, etc.

**Aligerados en una dirección:**

La recomendación práctica para su dimensionamiento es el siguiente:

Luz (m)	H (cm)
L < 4.0 m	17
4.0 m < L < 5.5 m	20
5.0 m < L < 6.0 m	25
6.0 m < L < 7.5 m	30

La Norma E-060 Concreto Armado indica que para sobrecargas menores a 300 kg/m<sup>2</sup> y luces menores a 7.5 m., el peralte H puede ser:

$$H > L/25$$

## II. CRITERIOS DE ESTRUCTURACION FINAL

La estructuración final cumple con todos los requisitos de continuidad, ductilidad, rigidez lateral, así mismo los elementos estructurales cumplen satisfactoriamente las secciones propuestas para su posterior análisis estructural, en el proceso de análisis se ha ido mejorando el modelo a analizar.

Para estructuras de Concreto Armado, el desarrollo del presente trabajo se basa en las siguientes normas y reglamentos:

- Norma Técnica de Edificación de Cargas E.020
- Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030
- Norma Técnica de Suelos y Cimentación E.050
- Norma Técnica de Edificación de Concreto Armado E.060

## III. CARGAS DE DISEÑO

El análisis de los elementos estructurales se ha realizado con las siguientes cargas:

Carga Permanente o Muerta (D), que incluye el peso propio de la estructura.

Carga Viva (L), que incluye la sobrecarga de diseño según la Norma E.020.

Carga de Sismo (E), que consiste en establecer las fuerzas horizontales que actuarán en la edificación, de acuerdo con los parámetros establecidos en las Normas Peruanas de Estructuras – Norma E-30.

## IV. COMBINACIONES DE CARGA

### Para Estructuras de Concreto Armado:

La norma E-060 nos da no solo las combinaciones necesarias sino también los factores de amplificación (resistencia requerida por cargas últimas) estas son:

$$1.40 (D+E) + 1.70 L$$

$$1.25 (D+E) + 1.25 L \pm CS$$

$$0.90 (D+E) \pm CS$$

## V. METRADO DE CARGAS

### **CARGA MUERTA**

Para el diseño de este proyecto se adoptó lo establecido según la norma E-020 del RNE que nos proporciona los pesos unitarios para calcular la carga muerta:

Concreto armado	2400 kg/m <sup>3</sup>
Albañilería	1800 kg/m <sup>3</sup>
Aligerado (e=0.20m)	300 kg/m <sup>2</sup>

### **CARGA VIVA**

La carga de piso que se va a aplicar a un área determinada de una edificación depende de su pretendida utilización u ocupación. La norma E020 nos da cargas distribuidas a considerar (por ejemplo, tenemos: 200 kg/m<sup>2</sup> para viviendas, 400 kg/m<sup>2</sup> para para escaleras y corredores, etc.) tomando como mínimo la de azoteas (100 kg/m<sup>2</sup>) debido a que no es una estructura tipo edificación donde se congrega reunión de personas.

### **ANÁLISIS SÍSMICO**

La Edificación en estudio se encuentra en la denominada Zona 4 del mapa de Zonificación Sísmica del Perú, siendo los parámetros de diseño sismo resistente los siguientes:

Zona	4
Factor de zona	Z = 0.45
Factor de uso e importancia	U = 1.50 (Edificación Esencial)
Tipo suelo	S3
Factor de amplificación de suelo	S = 1.10
Periodos	T <sub>p</sub> (s) = 1.00 T <sub>L</sub> (s) = 1.60
Factor de reducción	R <sub>x</sub> = 7 (Dual) R <sub>y</sub> = 3 (Sistema de albañilería confinada)

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica se ha considerado como factor que define la plataforma del espectro para este tipo de suelo: T<sub>p</sub>=1.00s.

El análisis sísmico ha considerado las características dinámicas de la estructura y sus resultados han sido combinados según el método indicado en la NTE-030, aprobada por DS 003- 2018 - Vivienda.

## VI. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### **MODELO MATEMÁTICO**

El modelo matemático de una estructura consiste en un sistema tridimensional de elementos verticales y horizontales (elementos sometidos a esfuerzos de flexión, flexo-compresión, torsión, etc), que tienen como condiciones de borde un sistema apoyado, que normalmente se considerara como empotrado, sin tener en cuenta el efecto suelo estructura en este diseño.

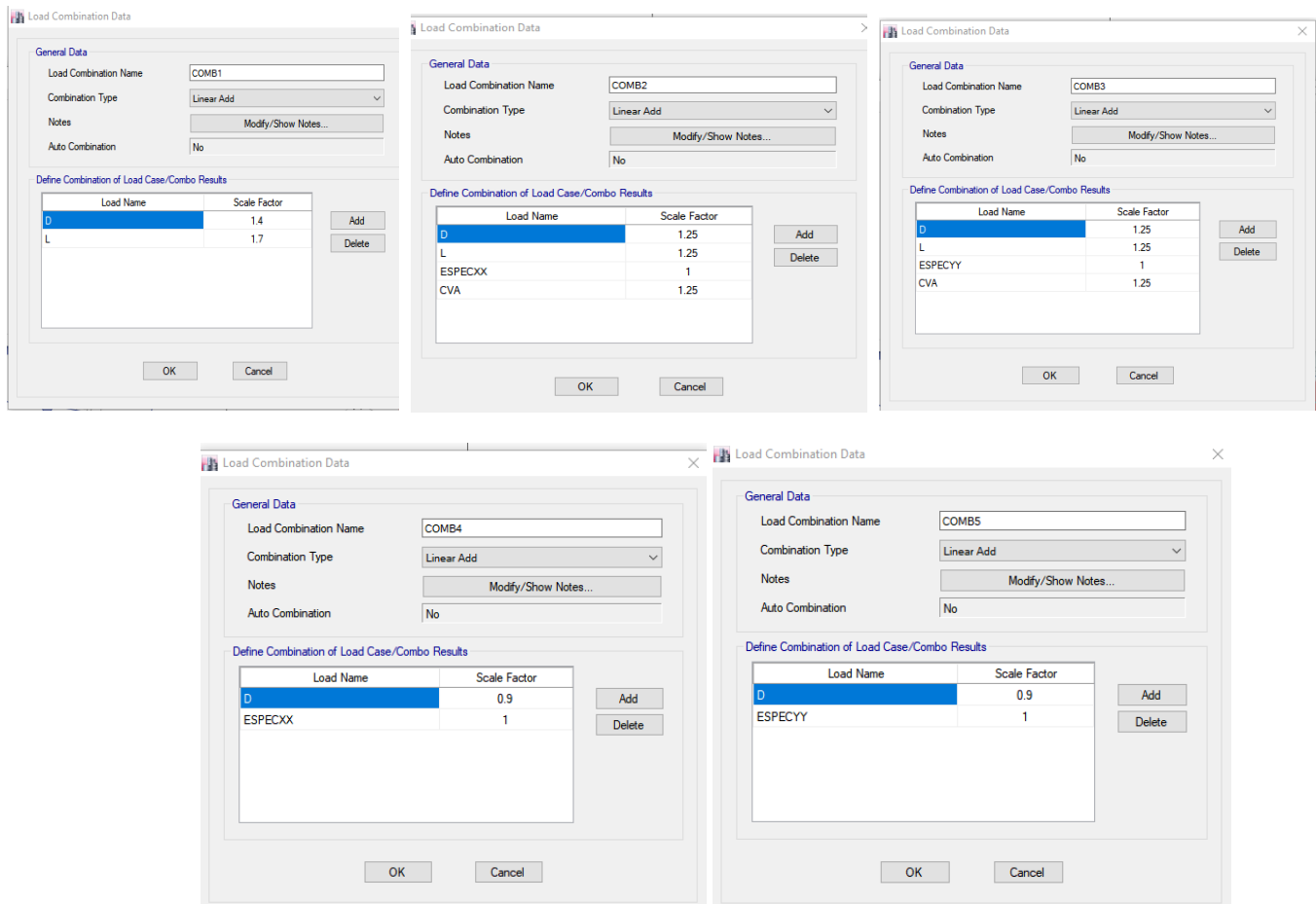
Se ha utilizado el programa computacional ETABS Nonlinear Versión 16.2, software de Computer and Structures, Inc (CSI) para el modelamiento matemático de las estructuras.

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para cada elemento de todo el sistema estructural se diseñó de acuerdo con el Reglamento de Edificaciones, para el diseño de vigas, columnas, espaciamiento de estribos, etc. Según los siguientes cuadros de cálculo que se muestra, correspondiente a cada ambiente.

Se han establecido bloques para el análisis y diseño de la edificación, tratando que la relación entre el Largo/Ancho de cada bloque no sea mayor a 4, para tratar de controlar los efectos de deformaciones en planta por efectos del sismo.

## COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN E-060



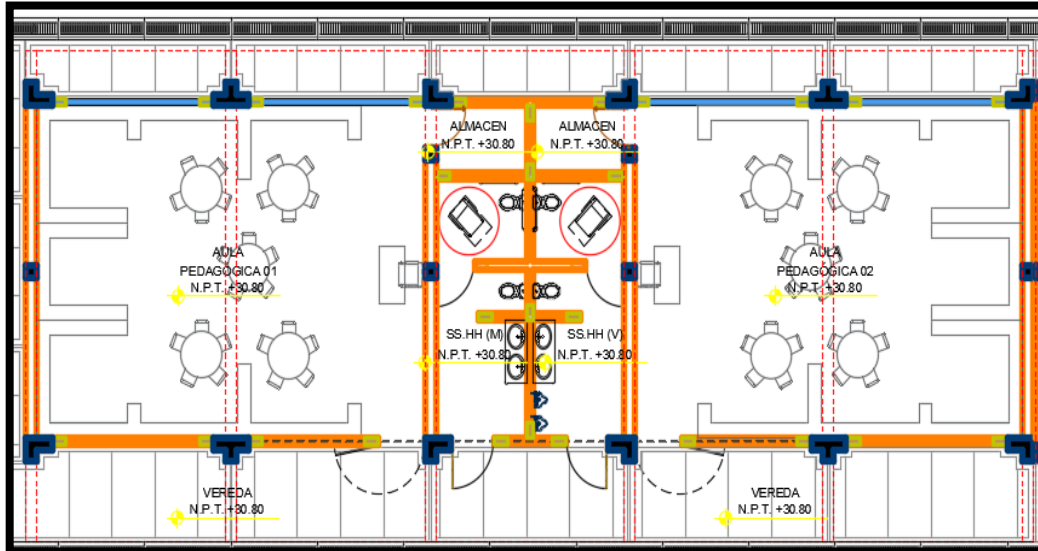
## COMBINACIONES DE CARGA

Factores de Carga				
Combinación	Muerta (D)	Viva(L)	Sismo X (Sx)	Sismo Y (Sy)
1	1.4	1.7		
2	1.25	1.25	1	
3	1.25	1.25		1
4	0.9		1	
5	0.9			1

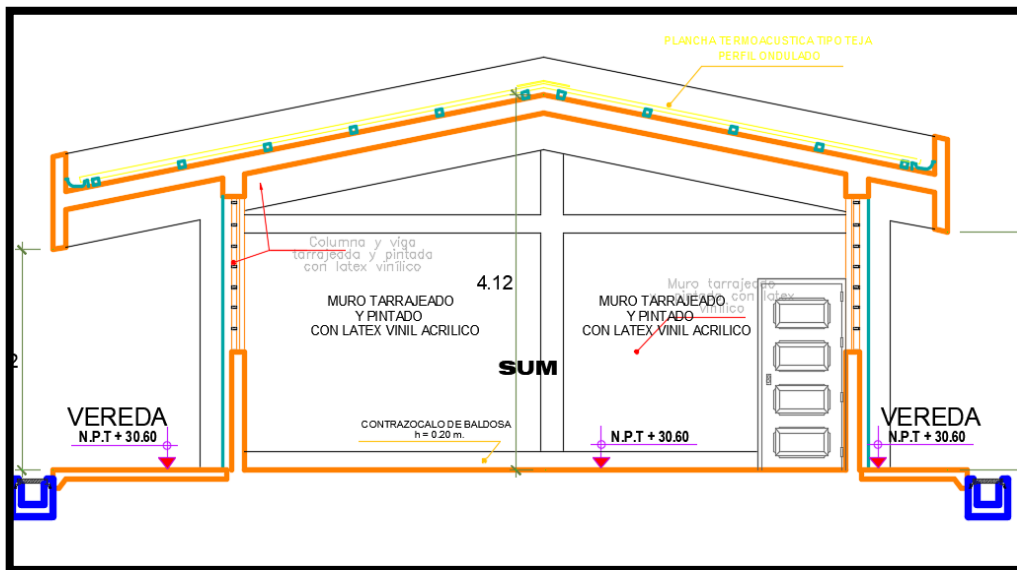
## RESUMEN DE COMBINACIONES DE CARGA

8.1.- ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO DE AULAS SEGÚN E-030

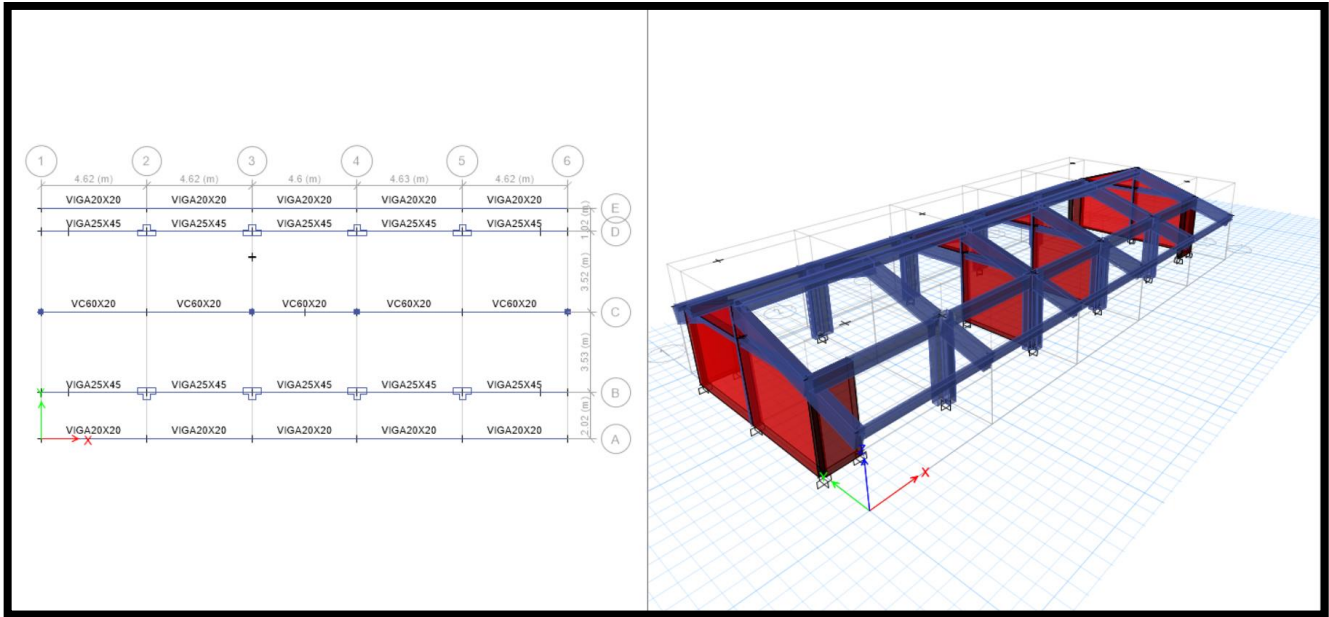
MODELO MATEMATICO DE AULAS PARA ANALISIS ESTRUCTURAL EN ETABS



1ER NIVEL



ELEVACION PRINCIPAL



### MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN ETABS

#### Estructuración o Modelamiento

De acuerdo a E.030-2018, se tiene en cuenta el **Art. 17 Categorías y Sistemas estructurales**, que textualmente indica: **“De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta se proyecta empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10”**. Se adjuntan Tablas N° 6 y 10 mencionadas en dicho artículo, que condicionan a la estructuración final de la(s) edificación(es) en la presente memoria de cálculo.

Tabla N° 6 (*) CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(\*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.

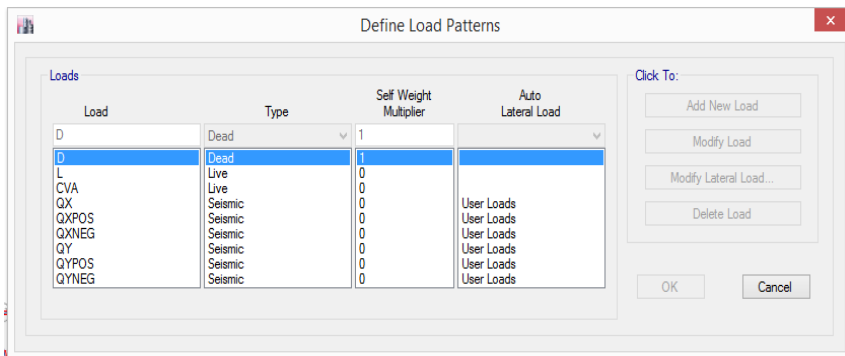
(\*\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Para el sentido “x”, se plantea un sistema estructural dual (muros + pórticos) tomando un valor de (R=7), en la dirección “y” verificamos la densidad de muros de albañilería para el análisis sísmico y verificación de agrietamiento de muros para sismo severo (R=3).

Story	Pier	Load Case/Comb o	Location	P	V2	V3	T	M2	M3		%
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		
PISO 1	P1	QX	Bottom	-2.1538	2.5768	-0.0625	-0.0922	-0.06	4.721	10.4883	34.16
PISO 1	P2	QX	Bottom	2.9756	2.6477	0.0589	-0.0985	0.0598	4.7635		
PISO 1	P3	QX	Bottom	-2.1834	2.6114	0.0607	0.0854	0.0572	4.6609		
PISO 1	P4	QX	Bottom	2.9744	2.6524	-0.0569	0.0917	-0.0569	4.6484		
PISO 1	QX	Bottom	0	-30.7	0	170.2923	0	-126.484			

## 2. DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE PATRONES DE CARGA

El paso siguiente es la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto seguiremos usando el comando Define, por lo que seguiremos la ruta “Define/Load Patterns...”, así como se muestra en la Figura siguiente:



Donde se utilizó asignación de fuerzas laterales en los patrones de carga para el análisis estático. Una vez asignada la carga distribuida sobre las losas, asignarles diafragmas rígidos. Asignar diafragma a cada piso.

METRADO DE CARGAS EN AULAS				
<b>I) CARGA MUERTA (CM)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	ALIGERADO E=0.20 MTS	300.0		
	ACABADOS E=0.05 MTS	100.0		
	<b>TOTAL D</b>	400.0		
<b>II) CARGA VIVA (CV)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	S/C ZONA AZOTEA	100.0		
<b>III) CARGAS EN LOSAS (1 NIVEL) EN TON/M2</b>				
	CM (LOSAS ALIGERADAS)	0.40		
<b>IV) CARGAS EN VIGAS DE AZOTEA (TON/M)</b>				
	<i>Numero de eje</i>	<i>B (M)</i>	<i>CM</i>	<i>CVA</i>
	Eje 1,6	2.31	0.92	0.23
	Ejes 2,3,4,5	4.62	1.85	0.46
	Ejes B y D	0.50	0.20	0.05



### 3. CALCULO DEL PESO SISMICO

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el Artículo 4.3 de la NTE E.030 que se muestra a continuación:

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como nuestro edificio tendrá un uso de institución educativa entonces de acuerdo con la tabla N° 5 de la NTE E-0.30 del diseño sismo resistente, la categoría del edificio que le corresponde es del tipo A. Luego de acuerdo con lo anterior, debemos usar el ítem a del artículo 4.3 para calcular el peso sísmico efectivo.

Edificaciones especiales	<ul style="list-style-type: none"> <li>Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p>	1,5
--------------------------	---	-----

A manera de fórmula, el Peso Sísmico Efectivo del Edificio,  $P$ , se determinará como:

$$P = (\text{Peso Propio} + CM) + 0.50CV + 0.25CVT$$

En nuestro caso se le asigno como una combinación de cargas llamada PESO

### 4. INCORPORACION DEL ESPECTRO DE DISEÑO

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en la NTE E.030 que se muestra a continuación:

TOMANDO LOS SIGUIENTES VALORES:

$R_X = 7$  (DUAL)

$R_Y = 3$  (ALBAÑILERIA)

TANTO PARA LOS EJES X-X Y PARA EL EJE Y-Y SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES RESULTADOS:



ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030) X-X  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

CATEGORIA DE EDIFICIO	A
Tipo de categoria: A1 o A2?	A2
ZONA SISMICA	4
TIPO DE SUELO	S3

U	1.5
Z	0.45
Tp	1.00
TL	1.60
S	1.10

1.- ZONIFICACION

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

MATERIAL DE ESTRUCTURA	CONCRETO ARMADO
SISTEMA ESTRUCTURAL	DUAL
R <sub>o</sub>	7
ESTRUC. REG.(1), IRREG. (2)	1
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
R = R <sub>o</sub> x (I <sub>a</sub> o I <sub>p</sub> )	7

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

PERIODOS "Tp" Y "TL"				
	S0	S1	S2	S3
Tp	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

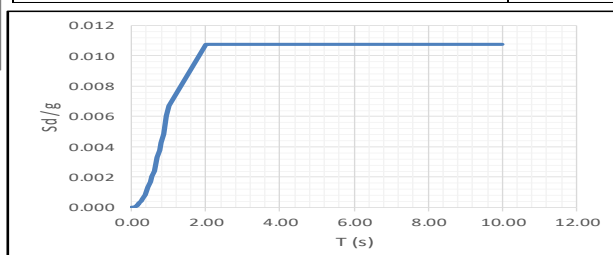
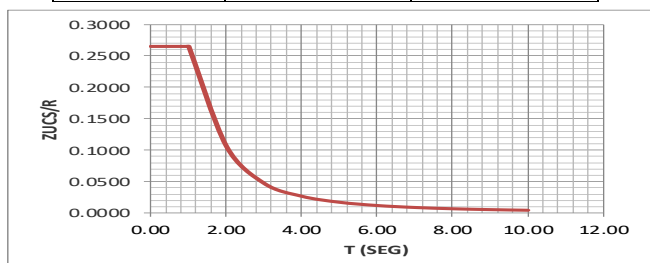
T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.2652
0.02	2.50	0.2652
0.04	2.50	0.2652
0.06	2.50	0.2652
0.08	2.50	0.2652
0.10	2.50	0.2652
0.12	2.50	0.2652
0.14	2.50	0.2652
0.16	2.50	0.2652
0.18	2.50	0.2652
0.20	2.50	0.2652
0.25	2.50	0.2652
0.30	2.50	0.2652
0.35	2.50	0.2652
0.40	2.50	0.2652
0.45	2.50	0.2652
0.50	2.50	0.2652
0.55	2.50	0.2652
0.60	2.50	0.2652
0.65	2.50	0.2652
0.70	2.50	0.2652
0.75	2.50	0.2652
0.80	2.50	0.2652
0.85	2.50	0.2652
0.90	2.50	0.2652
0.95	2.50	0.2652
1.00	2.50	0.2652
2.00	1.00	0.1061
3.00	0.44	0.0471
4.00	0.25	0.0265
5.00	0.16	0.0170
6.00	0.11	0.0118
7.00	0.08	0.0087
8.00	0.06	0.0066
9.00	0.05	0.0052
10.00	0.04	0.0042

3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>o</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
DE MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA	I <sub>p</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030) Y-Y  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

CATEGORIA DE EDIFICIO	A
Tipo de categoria: A1 o A2?	A2
ZONA SISMICA	4
TIPO DE SUELO	S3

U	1.5
Z	0.45
TP	1.00
TL	1.60
S	1.10

1.- ZONIFICACION

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

MATERIAL DE ESTRUCTURA	ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA
SISTEMA ESTRUCTURAL	ALBAÑILERIA CONFINADA
R <sub>0</sub>	3
ESTRUC. REG.(1), IRREG. (2)	1
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
R = R <sub>0</sub> x (I <sub>a</sub> o I <sub>p</sub> )	3

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

PERIODOS "Tp" Y "TL"				
	S0	S1	S2	S3
TP	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

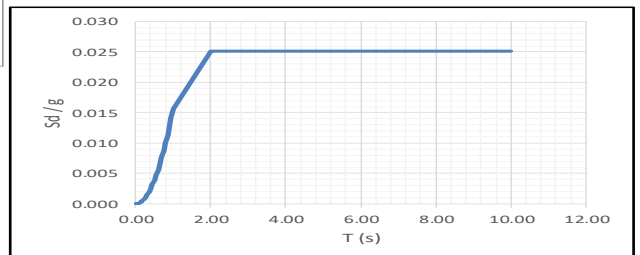
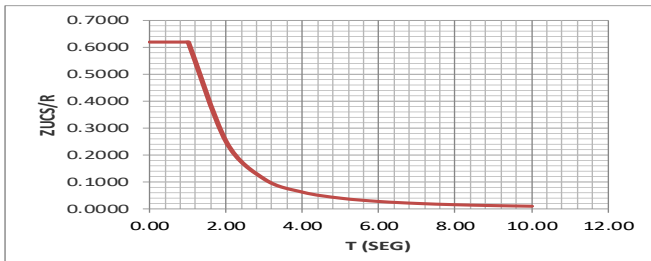
T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.6188
0.02	2.50	0.6188
0.04	2.50	0.6188
0.06	2.50	0.6188
0.08	2.50	0.6188
0.10	2.50	0.6188
0.12	2.50	0.6188
0.14	2.50	0.6188
0.16	2.50	0.6188
0.18	2.50	0.6188
0.20	2.50	0.6188
0.25	2.50	0.6188
0.30	2.50	0.6188
0.35	2.50	0.6188
0.40	2.50	0.6188
0.45	2.50	0.6188
0.50	2.50	0.6188
0.55	2.50	0.6188
0.60	2.50	0.6188
0.65	2.50	0.6188
0.70	2.50	0.6188
0.75	2.50	0.6188
0.80	2.50	0.6188
0.85	2.50	0.6188
0.90	2.50	0.6188
0.95	2.50	0.6188
1.00	2.50	0.6188
2.00	1.00	0.2475
3.00	0.44	0.1100
4.00	0.25	0.0619
5.00	0.16	0.0396
6.00	0.11	0.0275
7.00	0.08	0.0202
8.00	0.06	0.0155
9.00	0.05	0.0122
10.00	0.04	0.0099

3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>0</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
DE MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA	I <sub>p</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



**5. CALCULO DEL CORTANTE ESTATICO DE LA BASE**

El Cortante estático en la Base, V, del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la expresión en el Artículo 4.5.2 que mostramos a continuación:

$$V = \left( \frac{ZUCS}{R} \right) \cdot P$$

Teniendo en cuenta en todo momento de que,

$$C/R \geq 0.125$$

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para determinar el Cortante estático en la base.

**5.1 Determinar el periodo fundamental T de la estructura**

TABLE: Modal Periods and Frequencies						
Case	Mode	Period	Frequency	Angular Frequen	Eigenvalue	
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>	
Modal	1	0.207	4.841	30.4158	925.1184	
Modal	2	0.117	8.53	53.5946	2872.3858	
Modal	3	0.043	23.482	147.5436	21769.1004	
Modal	4	0.041	24.139	151.6675	23003.0382	
Modal	5	0.039	25.859	162.4765	26398.6096	
Modal	6	0.035	28.896	181.5588	32963.5854	
Modal	7	0.027	37.214	233.8214	54672.428	
Modal	8	0.027	37.544	235.8929	55645.4613	
Modal	9	0.024	40.875	256.8251	65959.1081	
Modal	10	0.023	43.916	275.935	76140.1483	
Modal	11	0.022	46.319	291.0293	84698.0795	
Modal	12	0.022	46.488	292.0947	85319.3317	

**5.2 Calcular el valor del Factor de Amplificación Sísmica, C, para cada dirección principal de análisis, mediante la expresión del Artículo 2.5 de la E.030 – 2018.**

$$C = \begin{cases} 2.5 & , \quad T \leq T_p \\ 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) & , \quad T_p < T \leq T_L \\ 2.5 \left( \frac{T_p T_L}{T^2} \right) & , \quad T > T_L \end{cases}$$

El período de suelo que define la plataforma o meseta del espectro y desplazamientos uniformes se detalla en la Tabla N°4 de la E.030.

Tabla N° 4 PERÍODOS "T <sub>p</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tx= Ty= 0.207seg < Tp=1.00seg, Cx = Cy =2.5

5.3 Evaluar el valor de C/R para ambas direcciones de análisis.

En X,  $C/R = 2.5/7 = 0.3571 \geq 0.125$

En Y,  $C/R = 2.5/3 = 0.8333 \geq 0.125$

5.4 Determinación de ZUS(C/R):

En X,  $ZUS(C/R) = (0.45) * (1.5) * (1.1) * (0.3571) = 0.2652$

En Y,  $ZUS(C/R) = (0.45) * (1.5) * (1.1) * (0.8333) = 0.6188$

5.5 Cálculo del valor de K:

$$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0, & T > 0.50s \end{cases}$$

$T_x = T_y = 0.207 < 0.50s, K_x = K_y = 1$

5.6 Calculo del cortante Basal y distribución de las Fuerzas laterales por nivel:

TABLE: Story Forces			
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
PISO 1	PESO	Top	6.4437
PISO 1	PESO	Bottom	217.4336

DISTRIBUCION DE CORTANTE

Nivel	Altura (m)	Peso acumulado (ton)	Pi (ton)
1	4.12	111.94	111.94

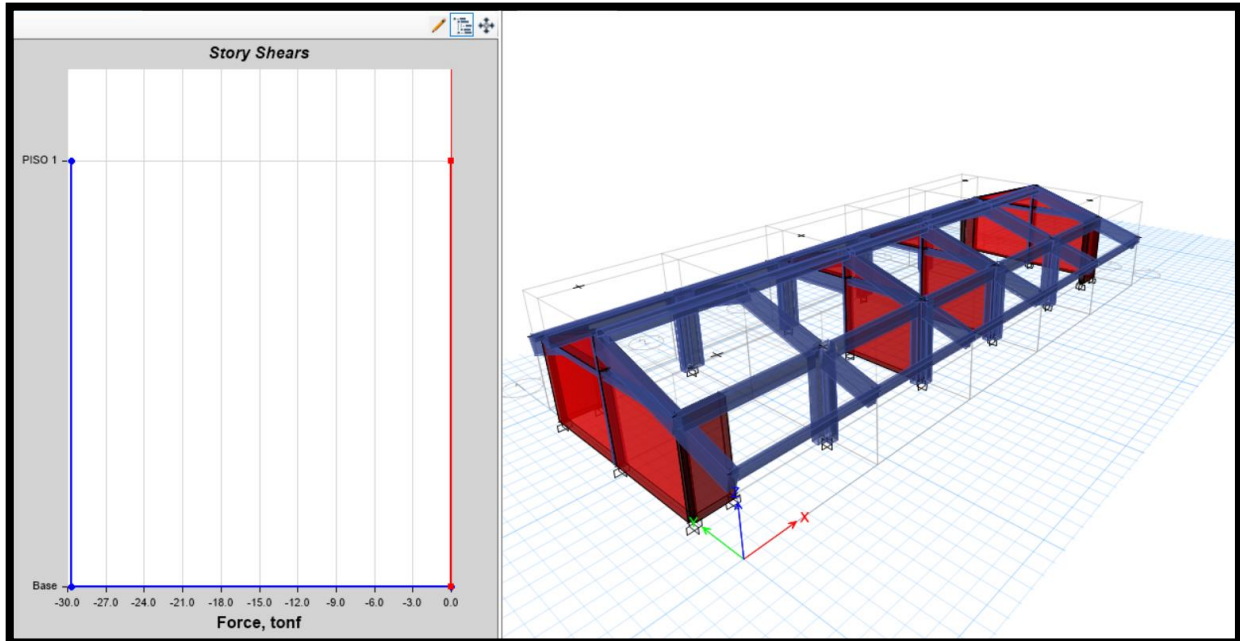
Z	0.45	$c = \begin{cases} 2.5 & , T \leq T_p \\ 2.5 \left(\frac{T_p}{T}\right) & , T_p < T \leq T_L \\ 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2}\right) & , T > T_L \end{cases}$	$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0, & T > 0.50s \end{cases}$	$F_i = \alpha_i \cdot V$
U	1.5			
S	1.1			
Tp (seg)=	1.0			
TL (seg)=	1.6			
T (seg)=	0.207	Periodo del edificio		
c=	2.5			
k=	1.000			
Rx=	7			
Ry=	3			
C/Rx=	0.3571	$\geq 0.125$		
C/Ry=	0.8333	$\geq 0.125$		
Vx/P=	0.2652	P	→ Vx= 29.68 Ton	$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$
Vy/P=	0.6188	P	→ Vy= 69.26 Ton	

Sismo X = Sismo Y

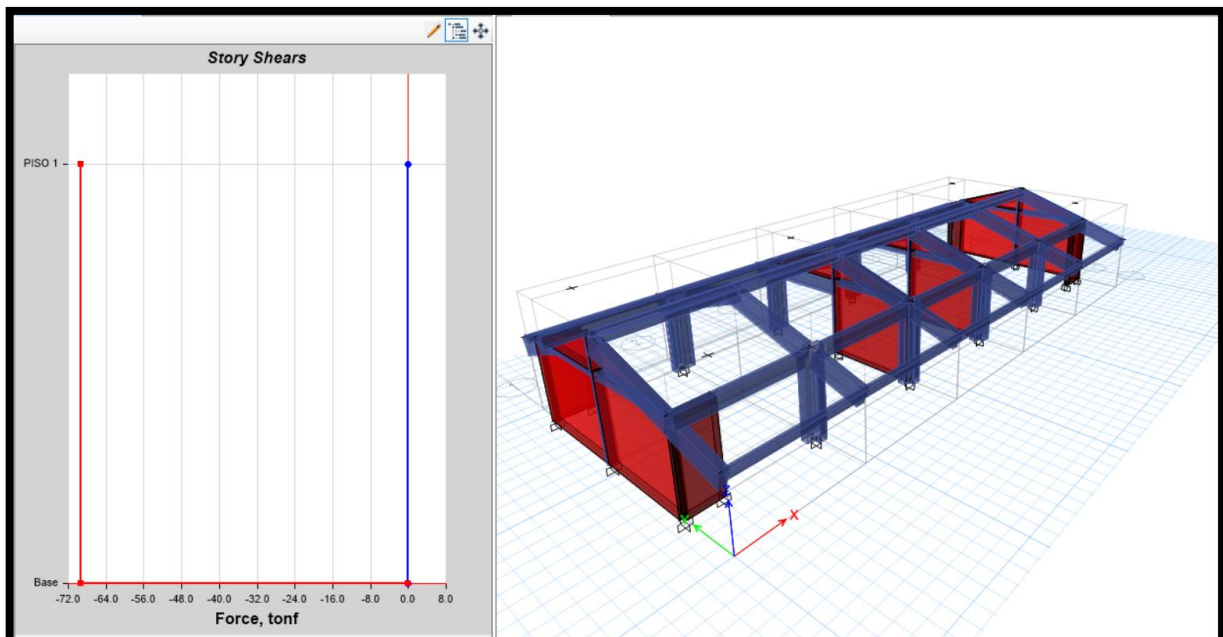
Fi eje xx	Piso	Altura(m)	hi	Pi	k	Pi x hi^k	αi	Fix
FX1	1	4.12	4.12	111.94	1.000	461.19	1.00	29.68
					sumatoria	461.19	sumatoria	29.68

Fi eje yy	Piso	Altura(m)	hi	Pi	k	Pi x hi^k	αi	Fiy
FY1	1	4.12	4.12	111.94	1.000	461.19	1.00	69.26
					sumatoria	461.19	sumatoria	69.26

5.7 Distribución del cortante estático por nivel:



En X-X

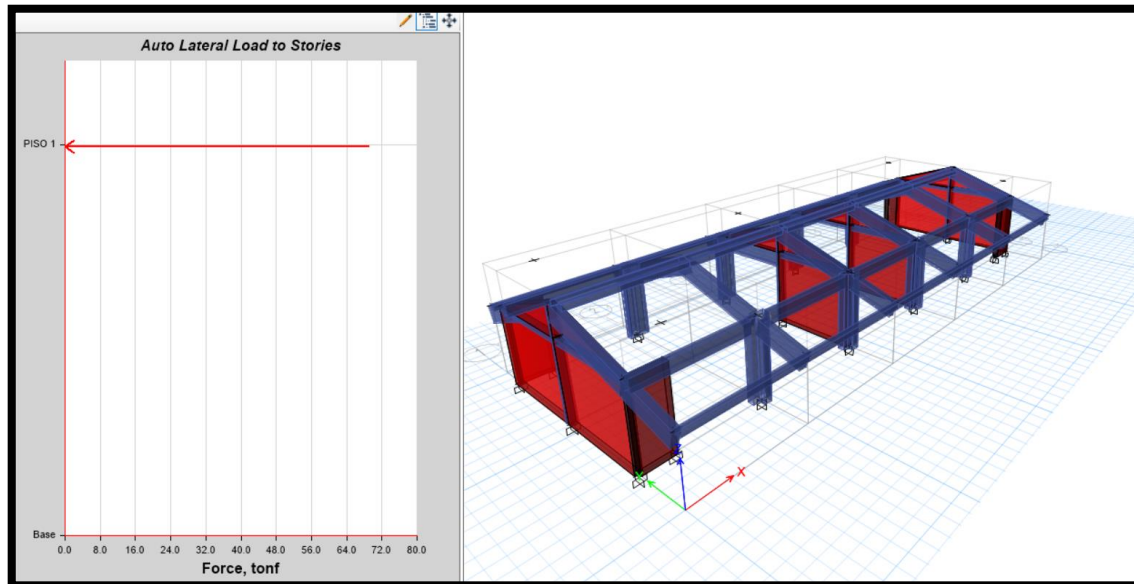
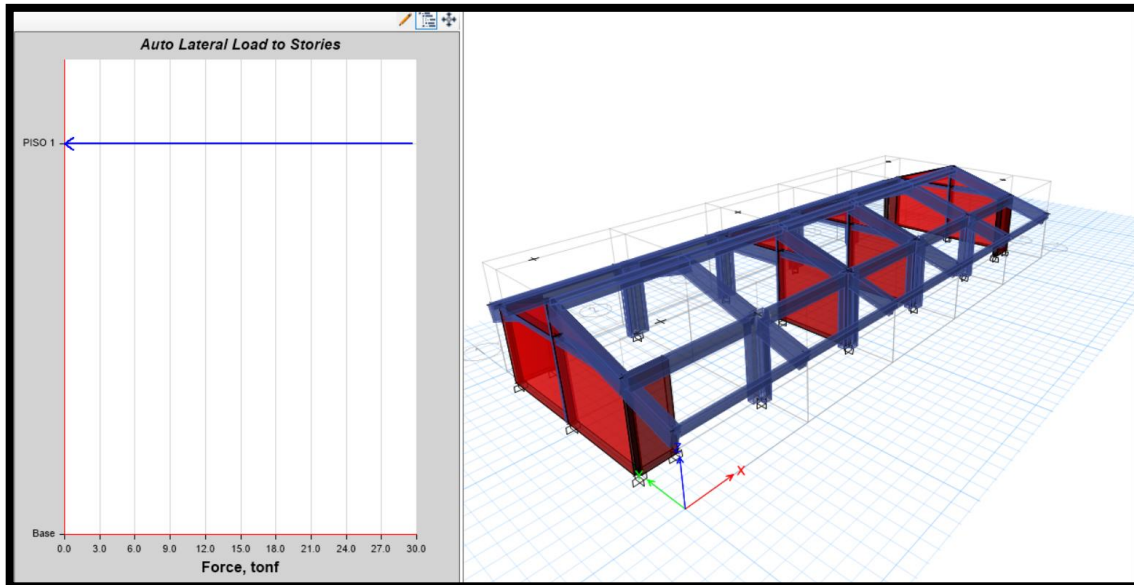


En Y-Y

6. CALCULO DEL CORTANTE DINAMICO

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
PISO 1	ESPECXX	Bottom	0	16.7415	0.6701	95.2285	2.4096	67.0555
PISO 1	ESPECYY	Bottom	0	1.5635	56.0908	607.3543	204.8726	4.4584



**Distribución por piso de la fuerza cortante estática del Edificio.**

### **7. DESPLAZAMIENTOS DE PISO Y DERIVAS**

Para tener la seguridad de que nuestro edificio o construcción sea lo suficientemente rígido ante fuerzas laterales, esto es, que no se presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, el Artículo 5.1 nos indica lo siguiente:

Valores que de acuerdo con la Tabla N°11 del Artículo 5.2, que para este ejemplo de construcciones netamente de concreto, deben ser menores a 0.007.



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

Adicionalmente, la separación,  $s$ , entre construcciones adyacentes debe ser de por lo menos lo indicado en el Artículo 5.3.

$$s = \text{máx} \left\{ 0.6h; \frac{2}{3} \delta_n; 3 \right\} [cm]$$

Una vez definido el análisis con el que vamos a trabajar procedemos a evaluar **desplazamientos y derivas de piso** esto se realiza para tener la seguridad de que la estructura sea lo suficiente rígida ante fuerzas laterales, como hemos definido a nuestra estructura como regular multiplicaremos a los desplazamientos por **0.75\*R**

#### VERIFICACION DE DERIVAS MAXIMAS

SISMO X		$\Delta/h \leq 0.007$						
R =		7						
F =		0.75 Factor de regularidad (F=0.85 para estruct. irregular y 0.75 para estruct. Regular)						
PISO	H(M)	Hacum (M)	$\Delta$ elasticas	$\Delta$ inelasticas	$\delta_{inel.}$ (cm)	MAX. PERM.	VERIF	
1	4.12	4.12	0.001179	0.006190	2.5502	0.007	SI CUMPLE	
SISMO Y		$\Delta/h \leq 0.005$						
R =		3						
F =		0.75 Factor de regularidad (F=0.85 para estruct. irregular y 0.75 para estruct. Regular)						
PISO	H(M)	Hacum (M)	$\Delta$ elasticas	$\Delta$ inelasticas	$\delta_{inel.}$ (cm)	MAX. PERM.	VERIF	
1	4.12	4.12	0.000093	0.000209	0.0862	0.005	SI CUMPLE	

#### 8. ESCALAMIENTO DE FUERZAS DE DISEÑO

Para efectos de diseño, luego de haber realizado el análisis estático y dinámico del edificio y haber realizado la verificación de la rigidez, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido mediante Análisis Dinámico Modal Espectral (Artículo 4.6) debe ser igual a por lo menos como se indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.  
Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

TABLE: Story Forces

Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 1	QX	Bottom	0	-29.68	0	164.6155	0	-122.2816
PISO 1	QY	Bottom	0	0	-69.26	-798.6145	285.3512	0
PISO 1	ESPECXX	Bottom	0	13.9883	0.9415	79.9816	3.4026	55.9789
PISO 1	ESPECYY	Bottom	0	2.5104	52.7562	557.9883	192.2938	6.8889

Comparación entre cortante estático (Ve) vs cortante dinámico (Vd) de acuerdo con E-030

Cortantes en la base		
Tipo	FX	FY
	tonf	tonf
Estatico (Ve)	29.68	69.26
Factor (F)	0.80	0.80
F.Ve	23.74	55.41
Dinamico (Vd)	13.99	52.76
Vd ≥ F.Ve?	No	No
FS	1.697	1.050

El factor de amplificación (FS) es para el espectro de aceleración dinámico es 1.697 en "X" y 1.050 para "Y" para asegurar un valor de cortante mayor o igual al 80% del cortante estático.

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
PISO 1	ESPECXX-(DISEÑO)	Bottom	0	28.4606	1.1392	161.8885	4.0962	113.9944
PISO 1	ESPECYY-(DISEÑO)	Bottom	0	1.6417	58.8954	637.722	215.1162	4.6813

## 9. COMBINACION MODAL SEGÚN LA NTE-0.30

El Artículo 4.6.3 de la NTE E.030 nos permite determinar la respuesta,  $r$ , del edificio mediante el criterio de combinación modal alternativo que se indica a continuación:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Dicho de otro modo:

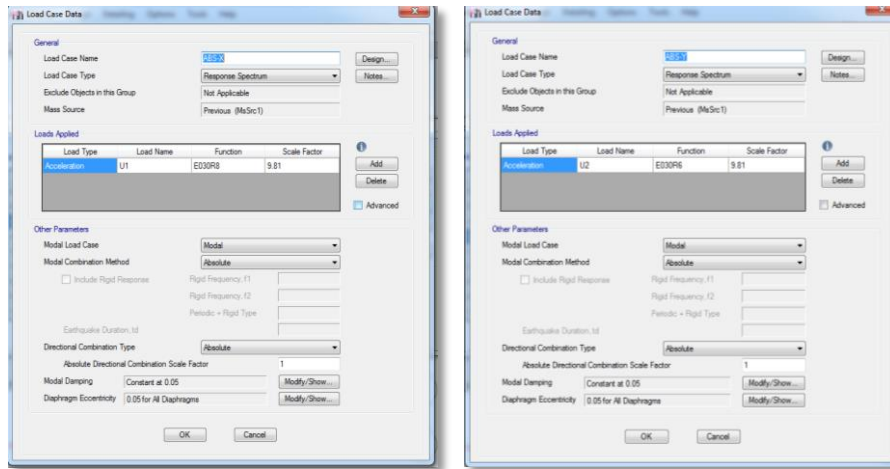
$$r = 0.25(ABS) + 0.75(SRSS)$$

Dejando para nuestra libre consideración el cálculo de las respuestas el uso de la Combinación Cuadrática Completa, CQC. Además, el número mínimo de modos que se deben considerar en un análisis tridimensional será de 03 hasta tener un Porcentaje de Participación de Masa Modal, PPMM, mínimo del 90% del Peso Sísmico Efectivo calculado, tal como lo indica el Artículo 4.6.1.

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

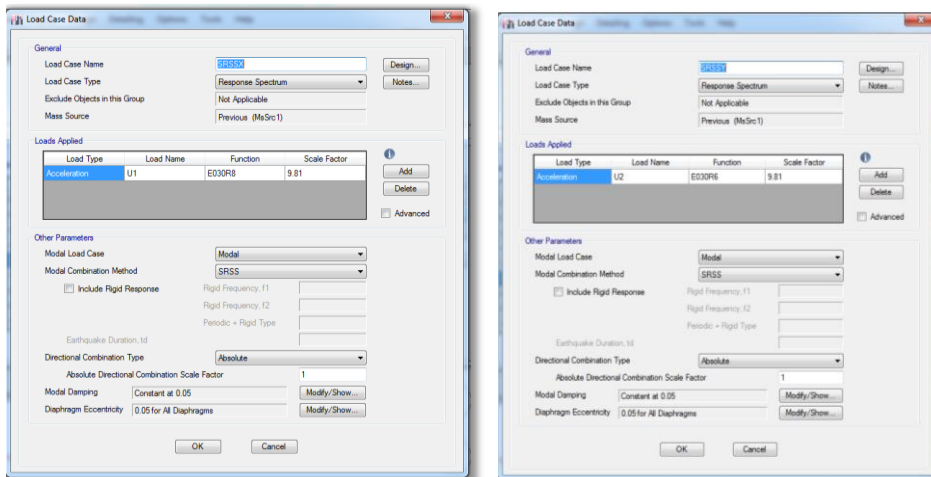


**9.1 Generar casos de carga por Espectro de Respuesta, Response Spectrum, configurando al método de combinación Modal de Suma de los Valores Absolutos, ABS**



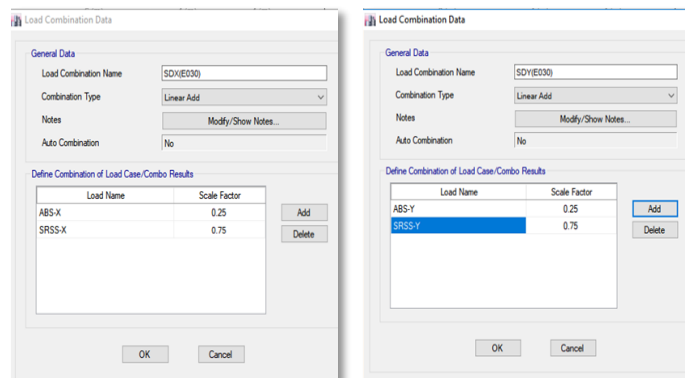
**Casos de Carga del Tipo Response Spectrum, Método de Combinación Modal ABS, Direcciones X & Y**

**9.2 Generar otros casos de carga del mismo tipo, esta vez, configurando al Método de Combinación Modal de Raiz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS.**

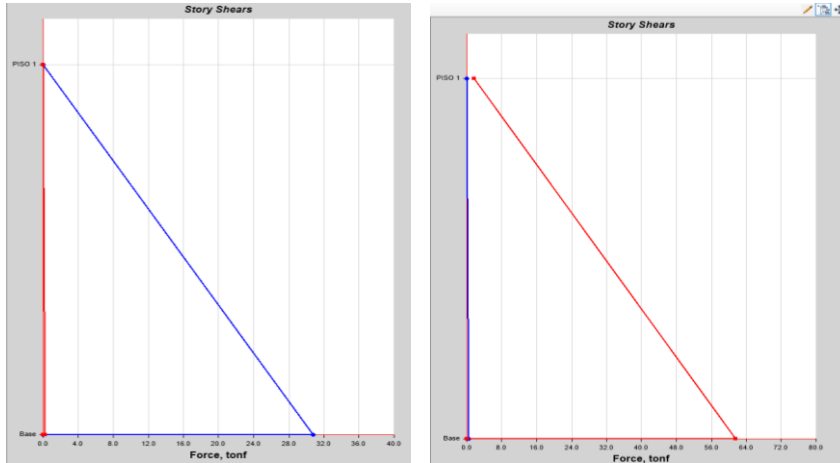


**Casos de Carga del Tipo Response Spectrum, Método de Combinación Modal SRSS, Direcciones X & Y.**

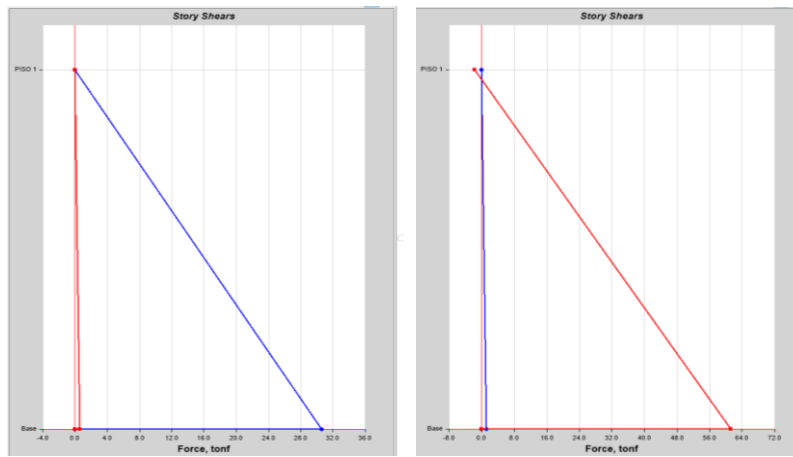
**9.3 Definir combinaciones de Carga, EQ-XX [E.030] & EQ-YY [E.030], indicando los factores de escala que indica la NTE E.030.**



9.4 Comparación de cortantes entre Spec (diseño) y Spec (E030).



**Distribución de Cortantes Dinámicos de diseño**  
 $V_x = 28.46 \text{ Tn.}$   
 $V_y = 58.89 \text{ Tn.}$



**Distribución de Cortantes Dinámicos según E030**  
 $V_x = 18.61 \text{ Tn.}$   
 $V_y = 56.05 \text{ Tn.}$

**10. MOMENTO DE VOLTEO**

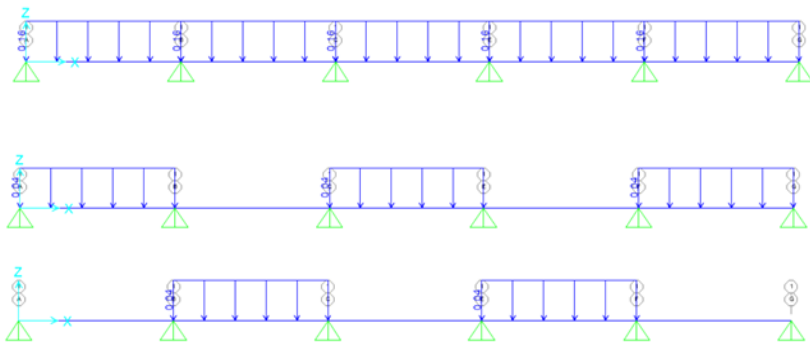
Considerando lo dicho en art. 7.3 de la norma E-030, se procede a comprobar el momento de volteo.

Direc. Anal.	Mr (ton-m)	Mv (ton-m)	Mr/Mv	>1.2?
En X-X	2,530.64	122.28	20.70	Ok
En Y-Y	1,126.52	285.35	3.95	Ok

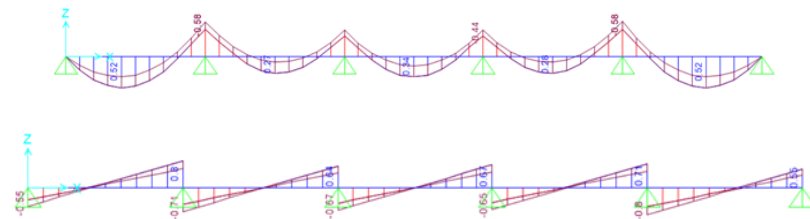
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE ALIGERADOS

METRADO DE CARGAS EN VIGUETAS			
<b>I) CARGA MUERTA (D)</b>			
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>	
	ALIGERADO E=0.20 MTS	300.0	
	ACABADOS E=0.05 MTS	100.0	
	<b>TOTAL D</b>	<b>400.0</b>	
<b>II) CARGA VIVA (L)</b>			
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>	
	S/C ZONA AZOTEA	100	
<b>III) CARGAS EN VIGUETAS</b>			
	<b>B (M)</b>	<b>D (TON/M)</b>	<b>L (TON/M)</b>
VIGUETA AZOTEA	0.400	0.160	0.040



**DESIGNACION DE CARGAS EN VIGUETAS DE AZOTEA**



**ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTANTES EN VIGUETAS DE AZOTEA**

Diseño de una vigueta de aligerado típico (AZOTEA)

1.- Características geométricas

bw (cm)=	10	Ancho del alma
hw (cm)=	20	Altura total de viga
bf (cm)=	40	Ancho del ala
hf (cm)=	5	Altura del ala
r (cm)=	3	
d (cm)=	17	
L (m)=	4.62	
Tramo N°=	1	

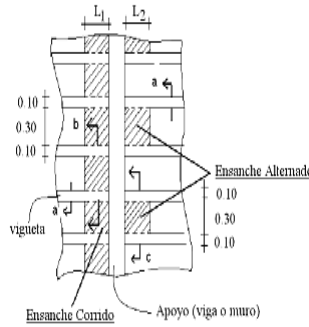
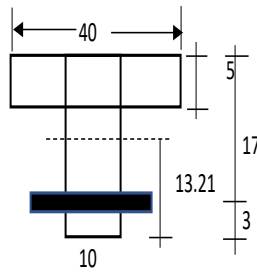


Fig. 11-2a Vista en planta de los ensanches corridos y alternados

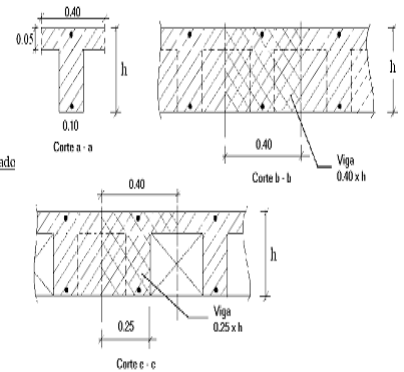


Fig. 11-2b Cortes en la zona de los ensanches

2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200	cb/d=	0.588
f'c (kg/cm2)=	210	Asb (cm2)=	3.61 9.99
β1=	0.85	As min (cm2)=	1.24 0.64
εc=	0.0030	As max (cm2)=	2.71 7.49
εy=	0.0021	Mcr (ton-m)=	0.50 0.26
		n=	9.2

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	Asd(cm2)	c/d	c/d<cb/d?
Mu(-)i	0.00	0.00	0.00	No	0.00	0.000	Ok
Mu(-)f	0.58	2.28	0.97	No	1.24	0.158	Ok
Mu(+)	0.50	0.46	0.79	No	0.64	0.032	Ok

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$\phi M_{nf} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{hf}{2} \right)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Momento resistente del ala

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero

As (-)

Seccion	As bastones 1					As bastones 2					As final		
	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot > Asd?	φ Mn (T-m)
Mu(-)i	3/8	1	0.71	20.00	0.43			0.00	20.00	0.00	0.71	Ok	0.43
Mu(-)f	1/2	1	1.27	20.00	0.74			0.00	20.00	0.00	1.27	Ok	0.74

As (+)

Seccion	As continuo				As bastones					As final		
	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot > Asd?	φ Mn (T-m)
Mu(+)	3/8	1	0.71	0.45			0.00	20.00	0.00	0.71	Ok	0.45

5.- Verificacion por cortante

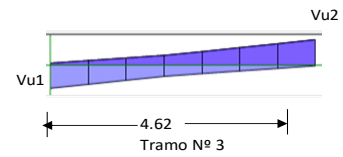
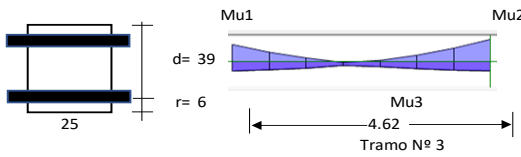
Seccion	Vu (ton)	φ Vc (Ton)	Vu < φ Vc ?	Observaciones
Vu(-)i	0.55	1.22	Ok	No necesita ensanche por cortante
Vu(-)f	0.80	1.22	Ok	No necesita ensanche por cortante

**DISEÑO DE VIGAS**

**Diseño de una viga rectangular (VA-1)**

1.- Características geométricas

b (cm)=	25
h (cm)=	45
r (cm)=	6
d (cm)=	39
L (m)=	4.62
Tramo N°=	3



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	20.71
As min (cm2)=	2.35
As max (cm2)=	15.53
Mcr (ton-m)=	2.45
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	7.49
φVc (Ton)=	6.37
So (cms)=	10
2d (cms)=	78

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000  
Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 8 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	2.06	1.34	1.42	No	0.040	Ok	-	1.42
Mu2	1.10	0.71	0.75	No	0.021	Ok	-	0.75
Mu3	0.28	0.18	0.19	No	0.005	Ok	-	0.19

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.35	5/8	2	3.96	Ok	5.56	Mu1			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56
						Mu2			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.35	5/8	2	3.96	Ok	5.56	Mu3			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	3.96	3.96	10.36	Ok
Mu2	3.96	3.96	10.36	Ok
Mu3	3.96	3.96	10.36	Ok

6.- Diseño por cortante

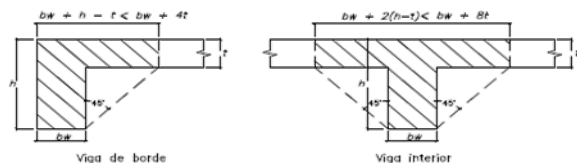
Seccion	Vu (Ton)	Vu<φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	1.58	Ok		3/8	2	1.43	19.50	20

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 8 @0.10; Resto @ 0.20 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.5600	3.96	22.96	198,437	21	30	60.64	Ok	1.3741	0.0009	Ok
Ms2	0.0500	3.96	22.96	198,437	21	30	60.64	Ok	1.3741	0.0009	Ok
Ms3	0.0200	3.96	22.96	198,434	21	30	60.63	Ok	1.3741	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

4.99 < 31.77 Cumple

t (cm)=	5
h-t (cm)=	40
Tipo=	Interior
Bsup=	65
Acp (cm2)=	1325
Pcp (cm)=	270
r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	15.4125
Yo (cm)=	35.4125
Aoh (cm2)=	545.80
Ao (cm2)=	463.93
Ph (cm)=	101.65

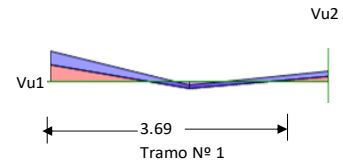
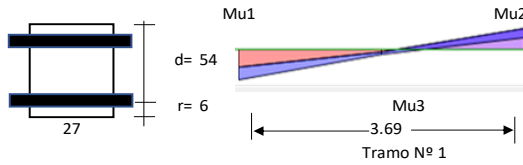
Tcr=	0.22 ton-m
Tu=	0.17 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s=	0
Av/s=	0
Al (cm2)=	0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 20.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (VS-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	27
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	3.69
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	30.97
As min (cm²)=	3.52
As max (cm²)=	23.23
Mcr (ton-m)=	4.70
n=	9.2

Para cortante:	
Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	11.20
φVc (Ton)=	9.52
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1 @ 0.05; 11 @ 0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	1.86	0.80	0.92	No	0.017	Ok	-	0.92
Mu2	2.86	1.24	1.42	No	0.027	Ok	-	1.42
Mu3	0.88	0.38	0.43	No	0.008	Ok	-	0.43

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	3	5.94	Ok	11.54	Mu1			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	2	3.96	Ok	7.82	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.82

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu2	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu3	3.96	5.94	15.49	Ok

6.- Diseño por cortante

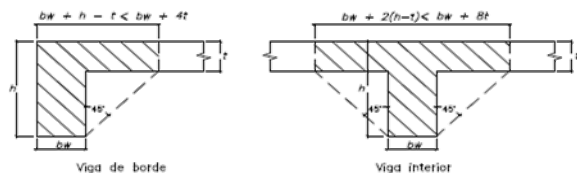
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.70	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	1.2200	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms2	2.0000	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms3	0.6600	3.96	30.47	504,332	23	30	66.38	Ok	1.2550	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

12.87 < 31.99 Cumple

t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	55	Xo (cm)=	17.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	50.4125
Bsup=	67	Aoh (cm²)=	877.81
Acp (cm²)=	1820	Ao (cm²)=	746.14
Pcp (cm)=	308	Ph (cm)=	135.65

Tcr=	0.36 ton-m
Tu=	0.88 ton-m

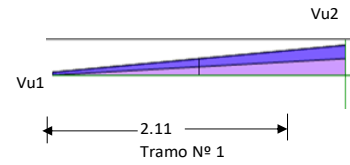
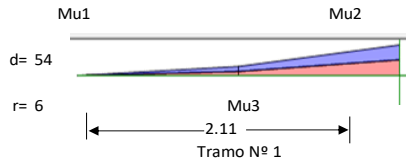
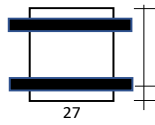
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.88 ton-m
At/s=	0.018252

Av/s = 0.036504 → Para φ 3/8 ; smax (cm)= 16.96  
Al (cm²) = 5.88 → Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (VS-1a)

1.- Características geométricas

b (cm)=	27
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	2.11
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	30.97
As min (cm²)=	3.52
As max (cm²)=	23.23
Mcr (ton-m)=	4.70
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	11.20
φVc (Ton)=	9.52
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1 @ 0.05; 11 @ 0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	5.25	2.29	2.63	No	0.050	Ok	-	2.63
Mu2	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00
Mu3	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones						As final		
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	3	5.94	Ok	11.54	Mu1			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54

As (+)

As continuo						As bastones						As final		
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	2	3.96	Ok	7.82	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.82

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu2	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu3	3.96	5.94	15.49	Ok

6.- Diseño por cortante

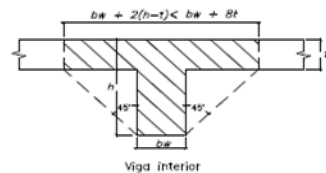
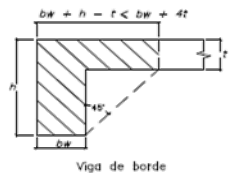
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	4.39	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1 @ 0.05; 11 @ 0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	3.6400	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms2	0.0010	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms3	0.0010	3.96	30.47	504,332	23	30	66.38	Ok	1.2550	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

4.16 < 31.99 Cumple

Tcr=	0.36 ton-m
Tu=	0.20 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

Tud=	0.12 ton-m
------	------------

At/s = 0.011314

Av/s = 0

Al (cm2) = 6.82

Para φ 3/8 ; smax (cm)= #j DIV/0!  
Adicional al acero longitudinal calculado

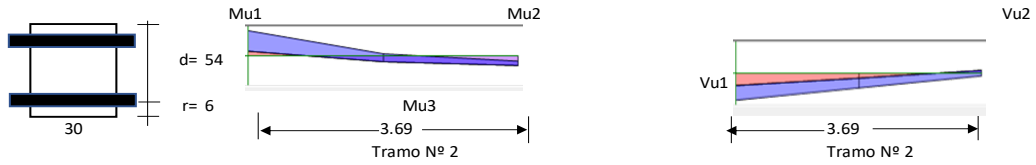
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Interior
Bsup=	67
Acp (cm2)=	1820
Pcp (cm)=	308

r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	17.4125
Yo (cm)=	50.4125
Aoh (cm2)=	877.81
Ao (cm2)=	746.14
Ph (cm)=	135.65

## Diseño de una viga rectangular (V-101)

### Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	3.69
Tramo N°=	2



### Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	34.41
As min (cm²)=	3.91
As max (cm²)=	25.81
Mcr (ton-m)=	5.22
n=	9.2

### Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	12.44
φVc (Ton)=	10.58
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

### Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

### Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	12.69	5.12	6.53	Ok	0.112	Ok	-	6.53
Mu2	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00
Mu3	2.23	0.86	1.10	No	0.019	Ok	-	1.10

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

### Armado del acero por flexion

#### As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	3	5.94	Ok	11.60	Mu1	1/2	2	2.53	55.00	5.07	8.47	Ok	16.67
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.60

#### As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	2	3.96	Ok	7.85	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.85

### Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	8.47	3.96	17.21	Ok
Mu2	5.94	3.96	17.21	Ok
Mu3	3.96	5.94	17.21	Ok

### Diseño por cortante

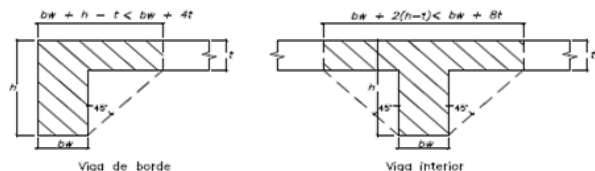
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	11.14	No	0.66	3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

### Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	9.53	8.47	14.35	152,068	2,286	90	8,468.02	Ok	1.1513	0.1072	Ok
Ms2	4.77	5.94	30.63	567,319	23	30	75.89	Ok	1.2568	0.0010	Ok
Ms3	1.27	3.96	30.43	558,368	23	30	66.41	Ok	1.2545	0.0009	Ok

### Diseño por torsion



### Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

8.32 < 31.99 **Cumple**

t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Interior
Bsup=	70
Acp (cm²)=	2000
Pcp (cm)=	320
r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	20.4125
Yo (cm)=	50.4125
Aoh (cm²)=	1029.05
Ao (cm²)=	874.69
Ph (cm)=	141.65

Tcr=	0.42 ton-m
Tu=	0.43 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.43 ton-m
At/s=	0.012571
Av/s=	0.028069
Al (cm²)=	7.40

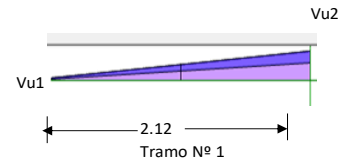
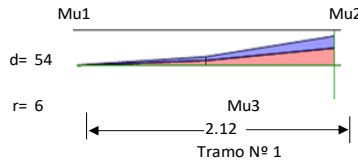
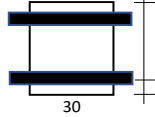
Para φ 3/8 ; smax (cm)= 17.71  
Adicional al acero longitudinal calculado



Diseño de una viga rectangular (V-101a)

1.- Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	2.12
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	34.41
As min (cm²)=	3.91
As max (cm²)=	25.81
Mcr (ton-m)=	5.22
n=	9.2

Para cortante:	
Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	12.44
φVc (Ton)=	10.58
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1 @ 0.05; 11 @ 0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	8.49	3.37	4.29	Ok	0.073	Ok	-	4.29
Mu2	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00
Mu3	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	3	5.94	Ok	11.60	Mu1	1/2	2	2.53	55.00	5.07	8.47	Ok	16.67
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.60

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	2	3.96	Ok	7.85	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.85

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	8.47	3.96	17.21	Ok
Mu2	5.94	3.96	17.21	Ok
Mu3	3.96	5.94	17.21	Ok

6.- Diseño por cortante

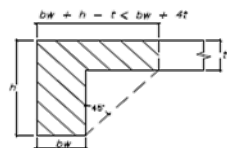
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	7.57	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1 @ 0.05; 11 @ 0.10; Resto @ 0.25 m

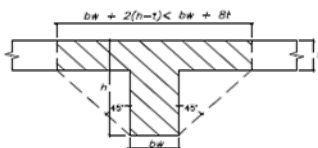
7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	5.63	8.47	14.35	152,068	1,351	53	5,002.62	Ok	1.1513	0.0634	Ok
Ms2	0.00	5.94	30.63	567,319	23	30	75.89	Ok	1.2568	0.0010	Ok
Ms3	0.00	3.96	30.43	558,368	23	30	66.41	Ok	1.2545	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Viga de borde



Viga interior

Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

4.73 < 31.99 Cumple

Tcr= 0.42 ton-m

Tu= 0.07 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

Tud= 0.00 ton-m

At/s = 0

Av/s = 0

Al (cm²) = 0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00

Adicional al acero longitudinal calculado

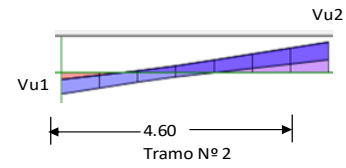
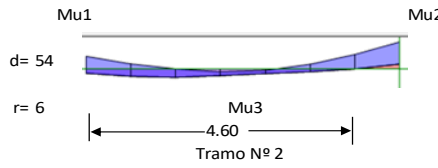
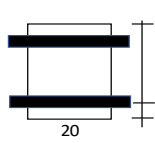
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Interior
Bsup=	70
Acp (cm²)=	2000
Pcp (cm)=	320

r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	20.4125
Yo (cm)=	50.4125
Aoh (cm²)=	1029.05
Ao (cm²)=	874.69
Ph (cm)=	141.65

**Diseño de una viga rectangular (V1)**

**1.- Características geométricas**

b (cm)=	20
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	4.60
Tramo N°=	2



**2.- Características del material**

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	22.94
As min (cm2)=	2.61
As max (cm2)=	17.21
Mcr (ton-m)=	3.48
n=	9.2

**Para cortante:**

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	8.29
φVc (Ton)=	7.05
So (cms)=	8
2d (cms)=	108

**Para control de fisuración:**

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000  
Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 14@0.08

**3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)**

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	0.25	0.14	0.12	No	0.003	Ok	-	0.12
Mu2	0.26	0.15	0.13	No	0.003	Ok	-	0.13
Mu3	0.12	0.07	0.06	No	0.002	Ok	-	0.06

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

**4.- Armado del acero por flexion**

**As (-)**

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.> Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.61	3/8	3	2.14	No	4.27	Mu1			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.27
						Mu2			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.27

**As (+)**

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.> Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.61	3/8	3	2.14	No	4.26	Mu3			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.26

**5.- Verificacion de cuantia maxima**

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	2.14	2.14	11.47	Ok
Mu2	2.14	2.14	11.47	Ok
Mu3	2.14	2.14	11.47	Ok

**6.- Diseño por cortante**

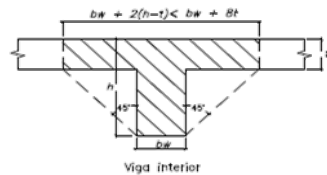
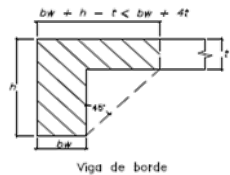
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	0.31	Ok		1/4	2	0.63	27.00	25

Utilizar: 1 φ 1/4 ; 1@0.05; 14 @0.08; Resto @ 0.25 m

**7.- Control de fisuraciones**

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.17	2.14	30.35	369,963	23	30	54.14	Ok	1.2537	0.0007	Ok
Ms2	0.17	2.14	30.35	369,963	23	30	54.14	Ok	1.2537	0.0007	Ok
Ms3	0.08	2.14	30.35	369,952	23	30	54.12	Ok	1.2537	0.0007	Ok

**8.- Diseño por torsion**



**Comprobar:**

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Yc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

0.29 < 31.99 **Cumple**

Tcr= 0.23 ton-m  
Tu= 0.00 ton-m

Tipo de torsion= **Equilibrio**

Tud= 0.00 ton-m

At/s = 0

Av/s = 0

Al (cm2) = 0.00

Para φ 1/4 ; smax (cm)= 25.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

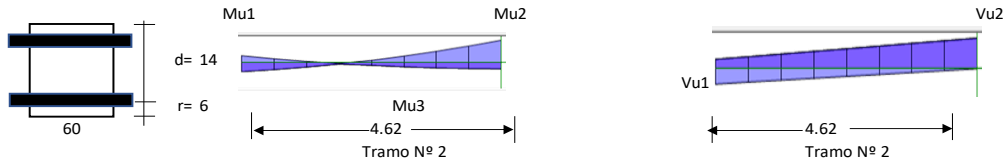
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Borde
Bsup=	40
Acp (cm2)=	1300
Pcp (cm)=	240

r (cm)=	4.48
Xo (cm)=	11.0475
Yo (cm)=	51.0475
Aoh (cm2)=	563.95
Ao (cm2)=	479.36
Ph (cm)=	124.19

Diseño de una viga rectangular (V-201)

1.- Características geométricas

b (cm)=	60
h (cm)=	20
r (cm)=	6
d (cm)=	14
L (m)=	4.62
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
ec=	0.0030
ey=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	17.84
As min (cm²)=	2.03
As max (cm²)=	13.38
Mcr (ton-m)=	1.16
n=	9.2

Para cortante:	
Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	6.45
φVc (Ton)=	5.48
So (cms)=	10
2d (cms)=	28

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 3 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	2.32	1.84	4.69	Ok	0.155	Ok	-	4.69
Mu2	1.17	0.90	2.28	Ok	0.075	Ok	-	2.28
Mu3	0.56	0.42	1.07	No	0.035	Ok	-	1.07

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.03	1/2	5	6.33	Ok	3.05	Mu1			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05
						Mu2			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.03	1/2	5	6.33	Ok	3.05	Mu3			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	6.33	6.33	8.92	Ok
Mu2	6.33	6.33	8.92	Ok
Mu3	6.33	6.33	8.92	Ok

6.- Diseño por cortante

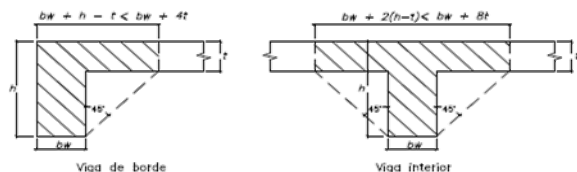
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	1.52	Ok		3/8	2	1.43	7.00	15

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 3 @0.10; Resto @ 0.15 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.74	6.33	10.17	40,796	11	30	37.98	Ok	2.5649	0.0011	Ok
Ms2	0.11	6.33	10.17	40,796	11	30	37.98	Ok	2.5649	0.0011	Ok
Ms3	0.33	6.33	10.17	40,797	11	30	37.99	Ok	2.5649	0.0011	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^3}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

2.07 < 30.68 Cumple

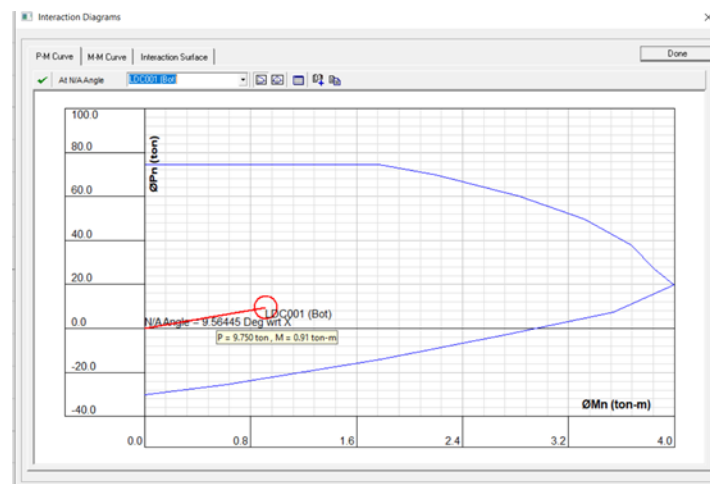
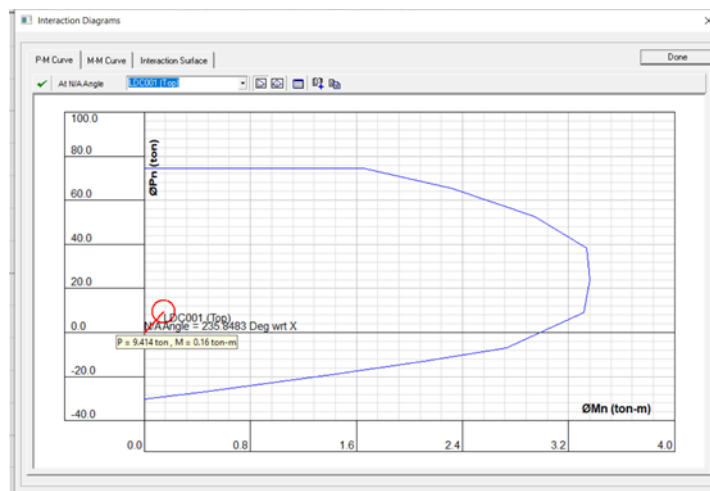
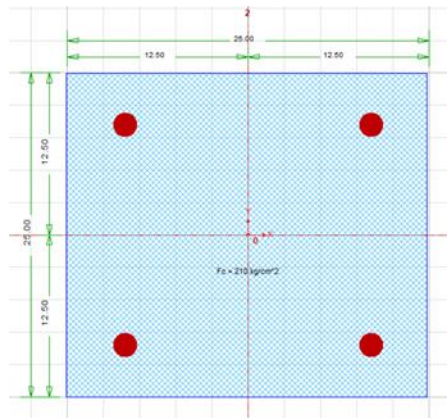
t (cm)=	5
h-t (cm)=	15
Tipo=	Interior
Bsup=	90
Acp (cm²)=	1350
Pcp (cm)=	340
r (cm)=	4.64
Xo (cm)=	50.73
Yo (cm)=	10.73
Aoh (cm²)=	544.33
Ao (cm²)=	462.68
Ph (cm)=	122.92

Tcr=	0.18 ton-m
Tu=	0.03 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s=	0
Av/s=	0
Al (cm²)=	0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 15.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

**VERIFICACION BIAxIAL DE COLUMNA**

**CALCULO DE COLUMNA C-1 (0.27X0.25)**



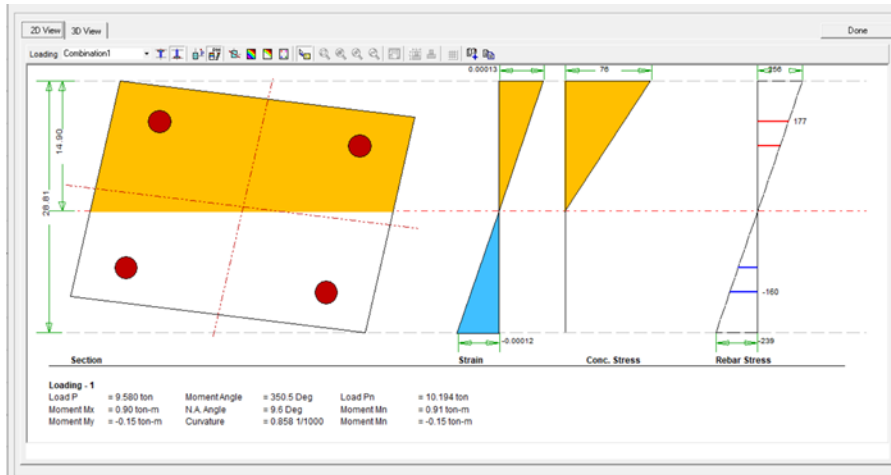
**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAxIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End    Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	83.560	4.99	11.53	12.56	66.6	N/A	N/A	0.44	324.2	30.83	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD  $\leq 1$**



**ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

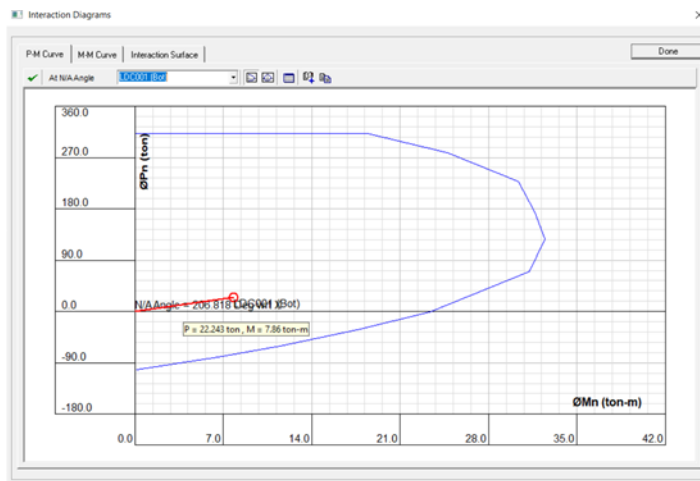
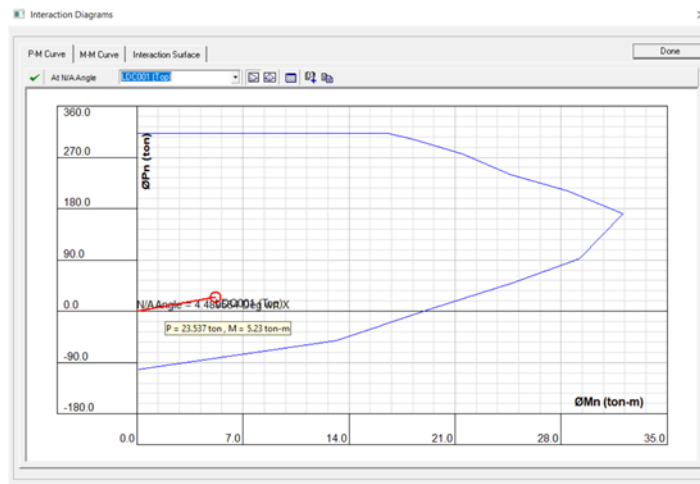
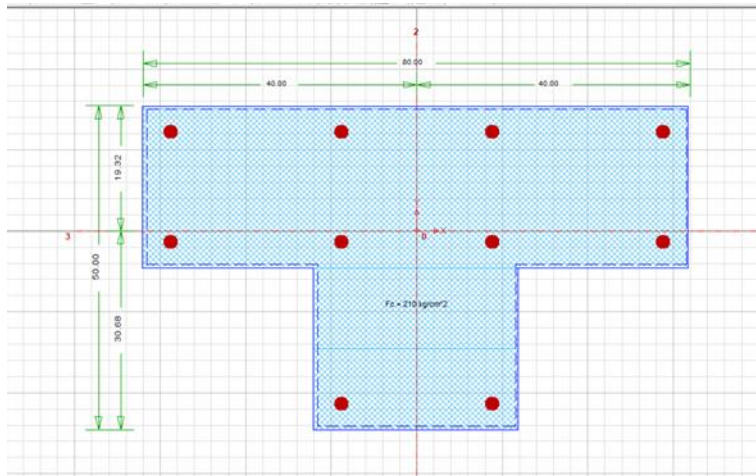
**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 5/8    Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
 H (mts)= 4.1    Altura de columna  
 So (cms)= 10  
 Lo (cms)= 69    Zona de confinamiento    1@0.05; 7@0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu <math>\phi</math> Vc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	9.58	0.4	4.47	Ok		3/8	2	1.43	10.5	15

Utilizar:    1  $\phi$     3/8    1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.15 m

CALCULO DE COLUMNA C-2 (0.80X0.50)



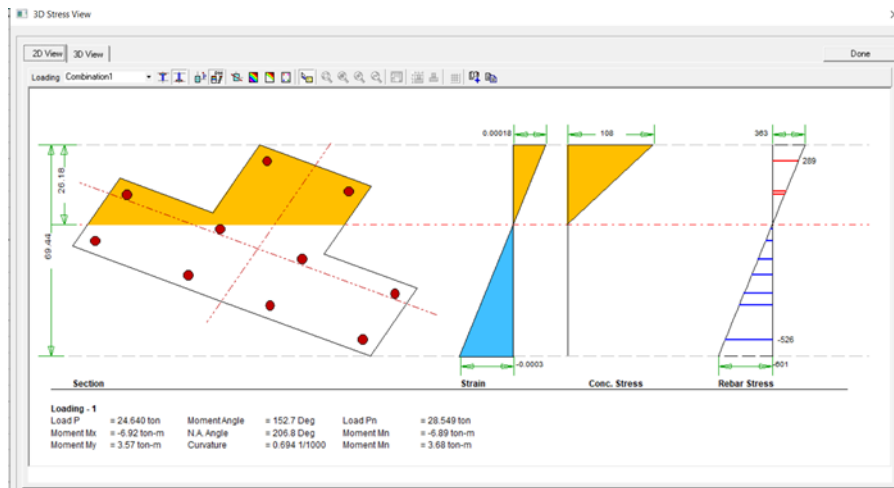
**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End    Top End

St. No	Load Comb	Load Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muz (ton-m)	MxMy Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	24.640	-6.92	3.57	7.79	152.7	N/A	N/A	0.30	206.8	19.53	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD  $\leq 1$**



**ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 3/4    Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension

H (mts)= 4.1    Altura de columna

So (cms)= 10

Lo (cms)= 69    Zona de confinamiento    1@0.05; 7 @0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu <math>\phi</math> Vc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	24.64	1.86	1347.09	Ok		3/8	4	2.85	30.0	25

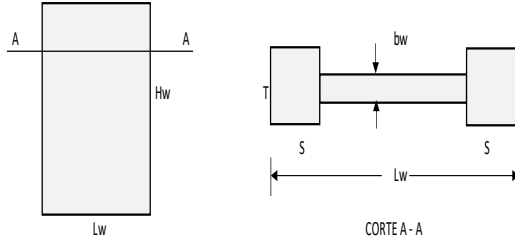
Utilizar:    2  $\phi$     3/8    1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.25 m



Diseño de Muro de Corte (PLC-1)

1.- Características geométricas

Hs1 (mts)=	4.12	(altura del primer nivel)
Hs2 (mts)=	4.12	(altura típica de niveles)
Nº pisos=	1.00	
Hw (mts)=	4.12	(altura total del muro)
Lw (mts)=	1.20	
bw (mts)=	0.25	(espesor del muro)
d (mts)=	0.96	(0.8Lw)



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85

3.- Cargas para diseño

Story	Load	Loc	P	V2	V3	M2	M3
STORY1	PARA DISEÑO	Bottom	16.95	6.35	0.29	0.59	12.65

4.- Verificación de esbeltez del muro

Lw/bw=	4.80	<	6	→ machon de muro
Hw/Lw=	3.43	>	2	

5.- Elementos de borde

Story	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Vu (ton)	As (cm2)	Dv (pulg)	Φ	Nv	Ast (cm2)	S (mts)	T (mts)	c (cms)	cmax (cms)	c<cmax?	Pumax (ton)	Asc (cm2)	Nv	Ld (cms)	Refuerzo transversal del confinamiento			
																		Dv (pulg)	s (transv)	Ash/s (S)	Ash/s (T)
STORY1	16.95	12.65	6.35	3.49	5/8	Φ	4	7.92	0.25	0.25	11.25	26.67	Ok	-	7.92	4	120	1/2	8.33	2.29	2.29

No necesita elementos de confinamiento de borde

Numero ramas 2 2

3.- Características geométricas del muro

Vertical	
Cuántia min.	0.0012
As (cm2/m)	3.000
Φv (pulg)=	1/2
s (cms)	33.33

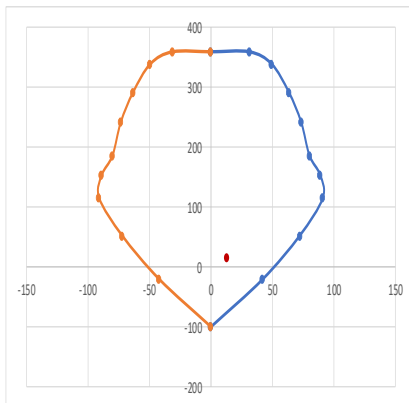
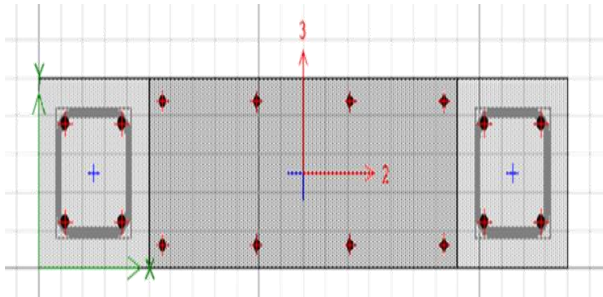


DIAGRAMA DE INTERACCION X-X

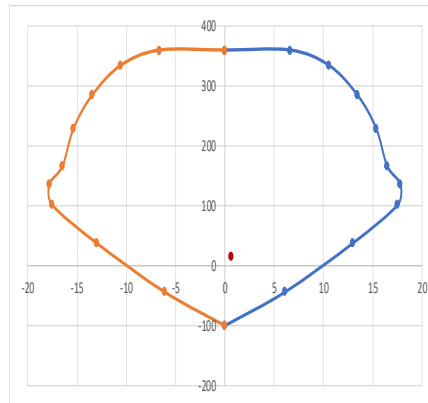


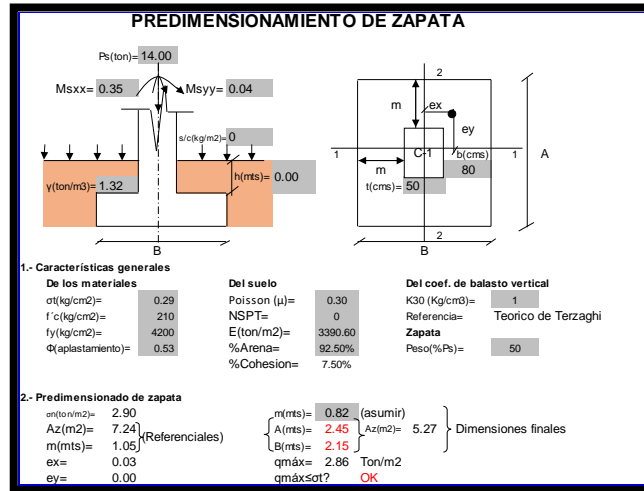
DIAGRAMA DE INTERACCION Y-Y

5.- Diseño por cortante por nivel

Story	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vc max	Mr*Φ	Fa	R	Fa min SR	Vud (Ton)	Vs (ton)	Refuerzo horizontal			Refuerzo vertical				
												Avh/S2	Dv (pulg)	# capas	S (cms)	Av (cm2/m)	Dv (pulg)	# capas	S (cms)
STORY1	16.95	12.65	6.35	17.80	23.04	41.96	4.74	7.00	4.74	30.09	22.32	0.0554	1/2	2	40.00	6.27	1/2	2	40.00

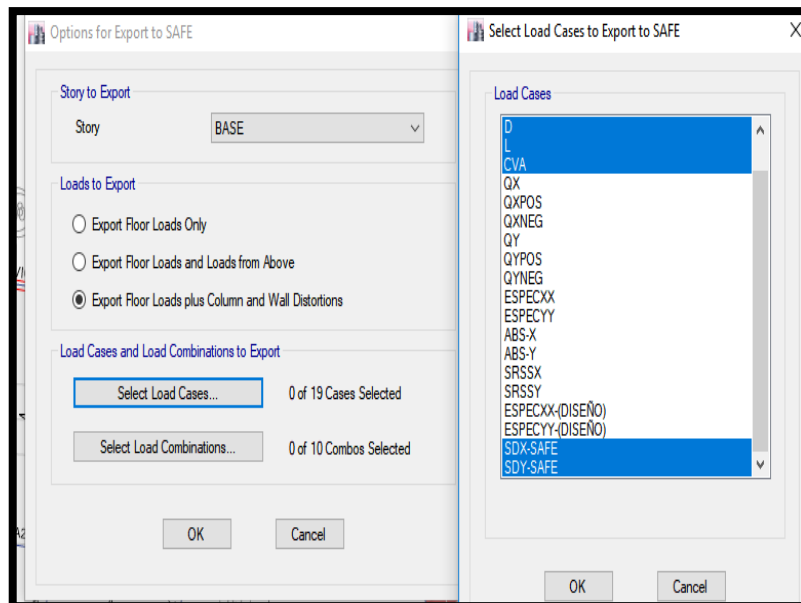


DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

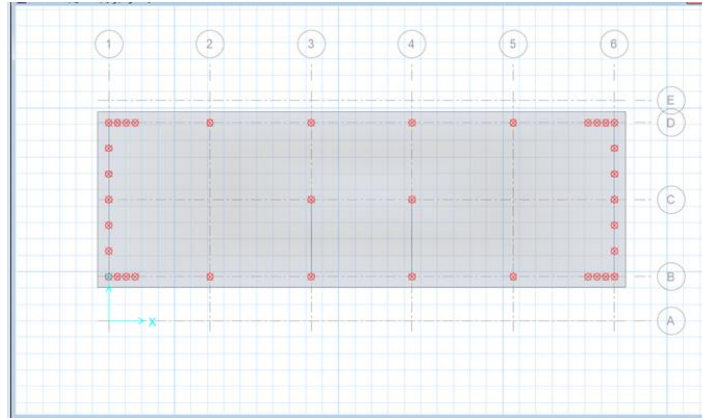


Resumen de valores de Balasto vertical K	
Ecuacion	K (Kg/cm3)
Terzaghi	2.98
Vogt	0.40
Vesic Modificada	0.48
Klepikop	0.33
Buenos Aires	0.51
Bowles	0.35
Compresion simple	0.14
SPT	2.54
Nelson Morrison	0.78
<b>Promedio</b>	<b>0.95</b>

EXPORTAR CARGAS ETABS A SAFE

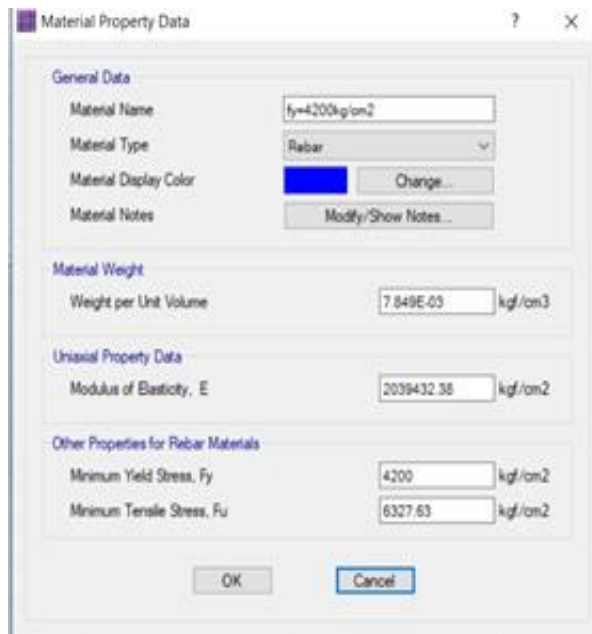


SELECCIONAR CASOS DE CARGA

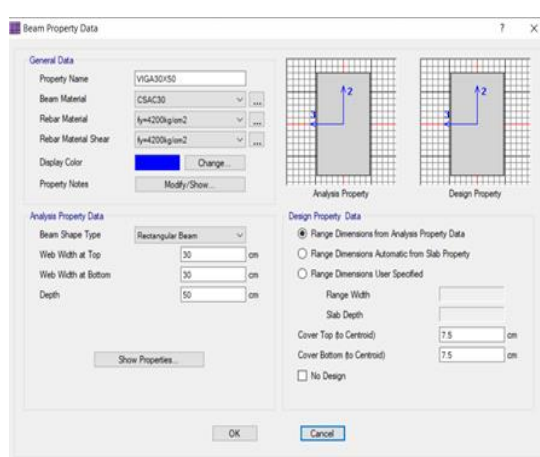
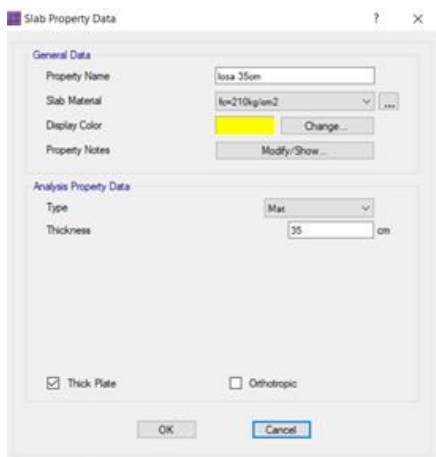


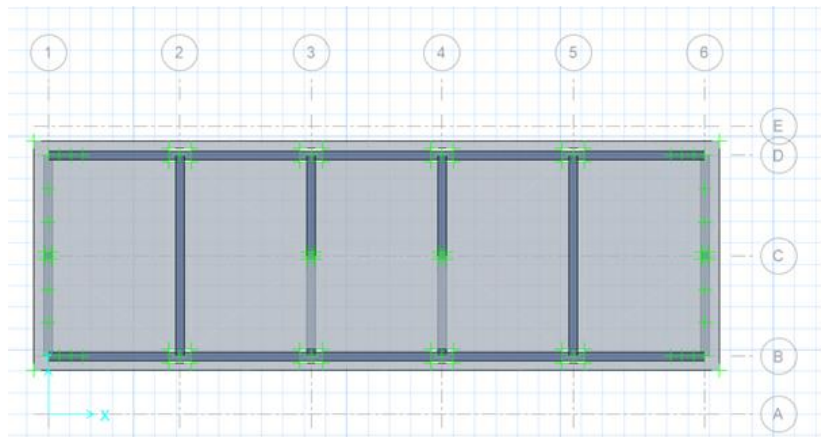
VISUALIZACION DE CARGAS EN SAFE

DEFINICION DE MATERIALES

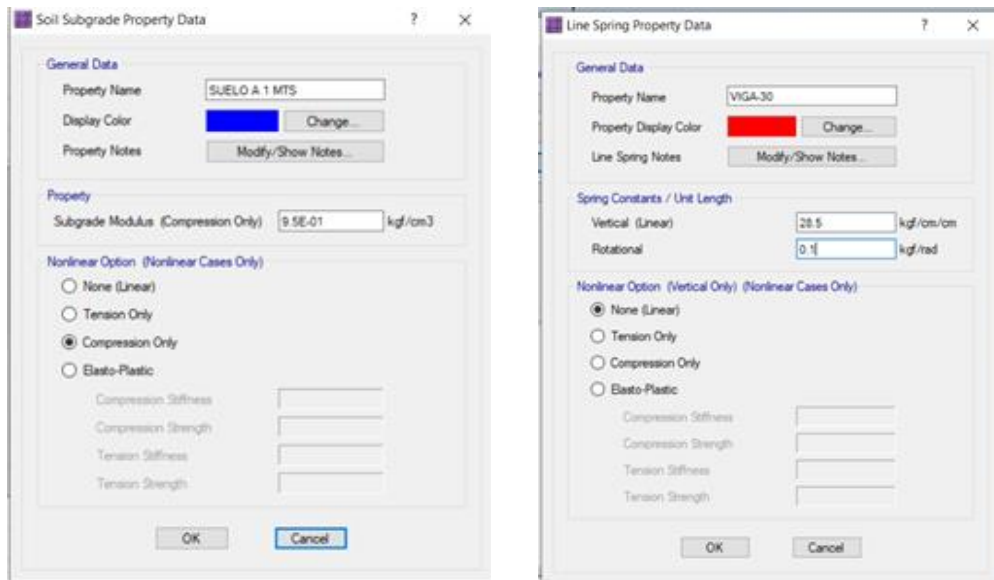


DEFINICION Y ASIGNACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

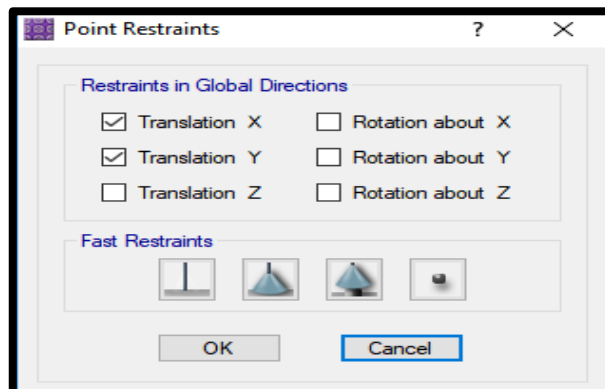




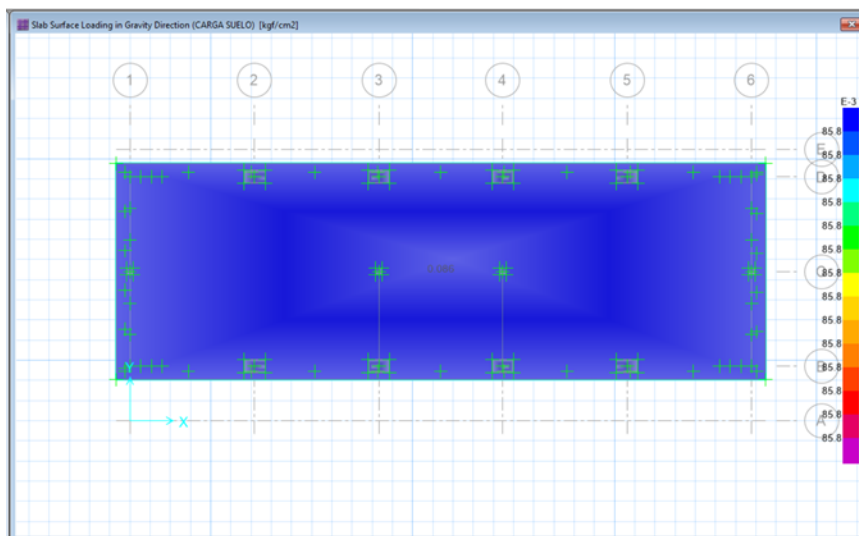
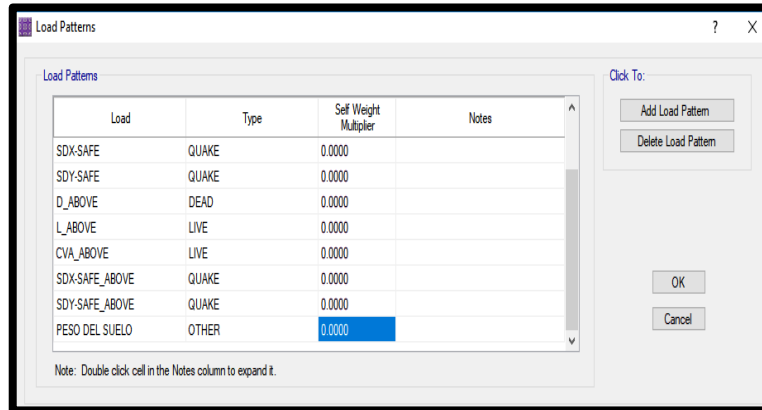
### DEFINICION Y ASIGNACION DEL SUELO DE APOYO



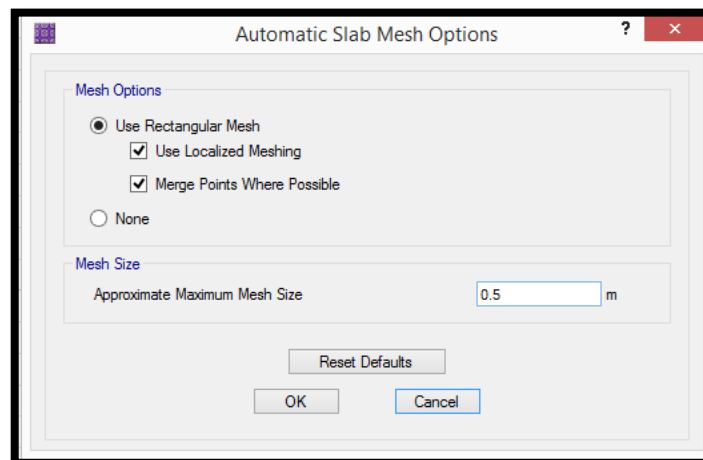
### RESTRICCIONES DE MOVIMIENTO DEL SUELO



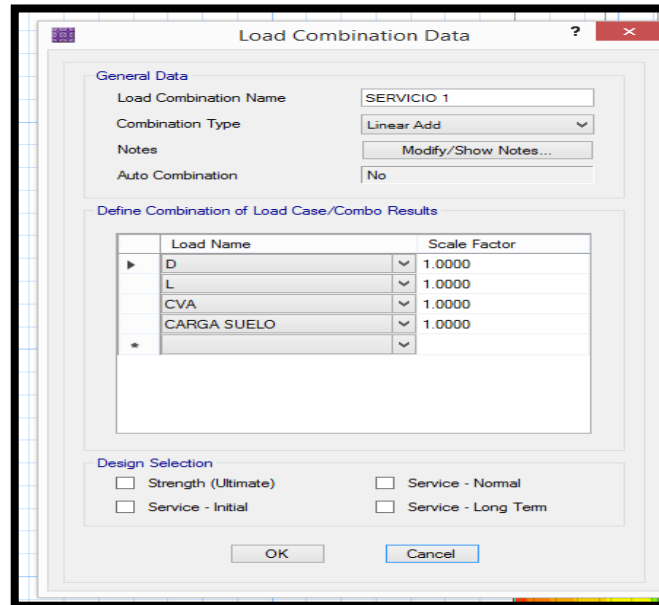
ASIGNAR PESO DEL SUELO



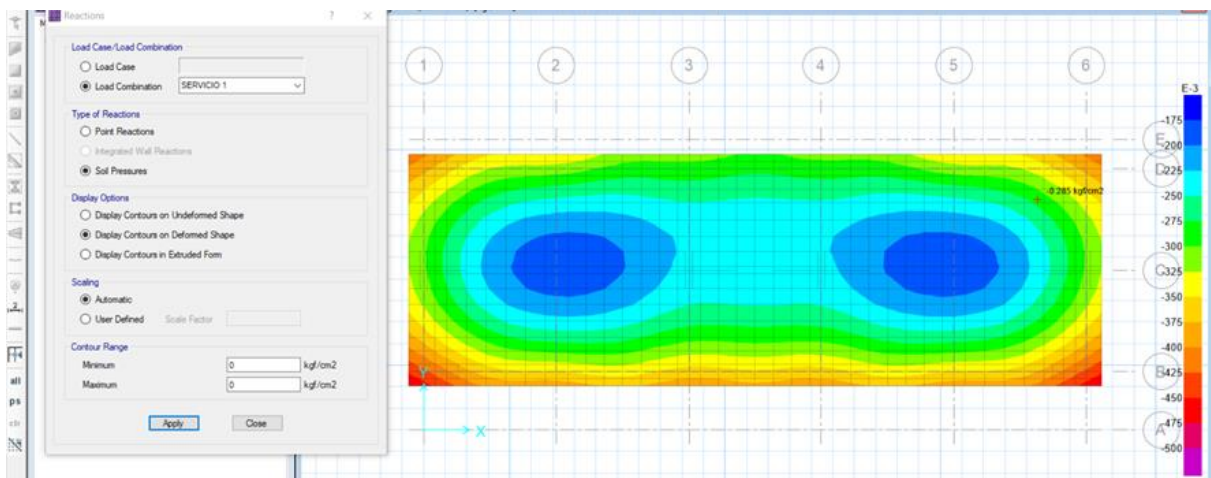
DESIGNACION MALLA DE ELEMENTOS FINITOS



CARGAS Y REACCIONES DE ACUERDO A E.060, 15.2



PARA CONDICIONES SIN SISMO



$q < q_{adms} = 0.29 \text{ kg/cm}^2$

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 2

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SX-SAFE	0.8000
*	

Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 3

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SX-SAFE	-0.8000
*	

Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 4

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SY-SAFE	0.8000
*	

Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 5

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SY-SAFE	-0.8000
*	

Design Selection

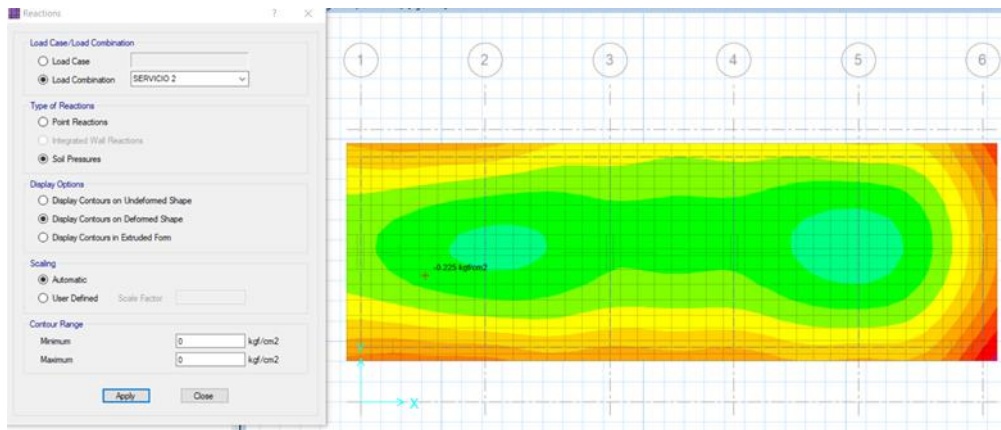
Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

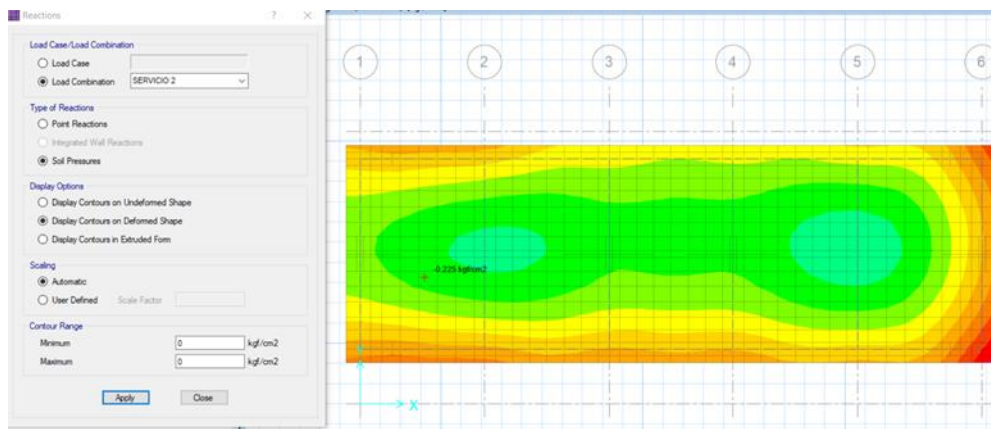
OK Cancel

PARA CONDICIONES CON SISMO, DE ACUERDO A E.060, 15.2.4 Y 15.2.5.

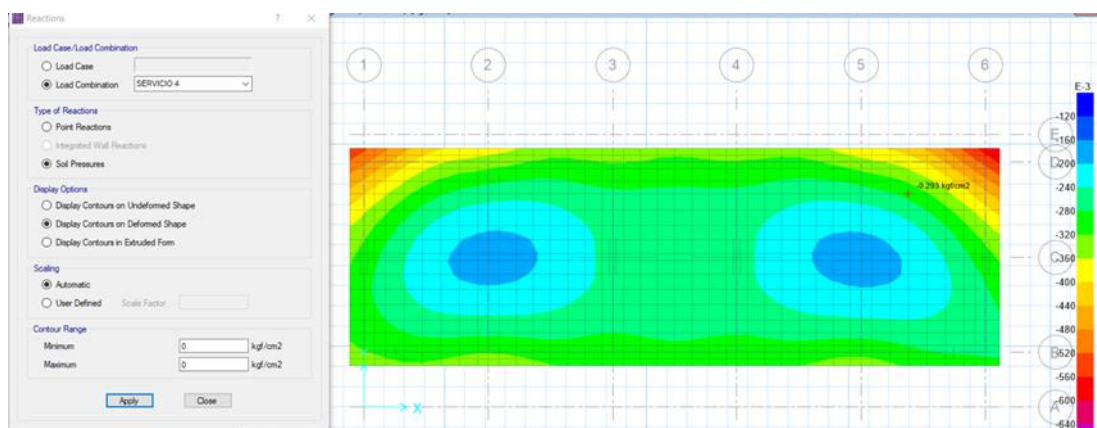




**CONDICION DE SERVICIO 2**  
**(CARGAS DE SERVICIO+80%SISMOX) < 1.30\*qadms**

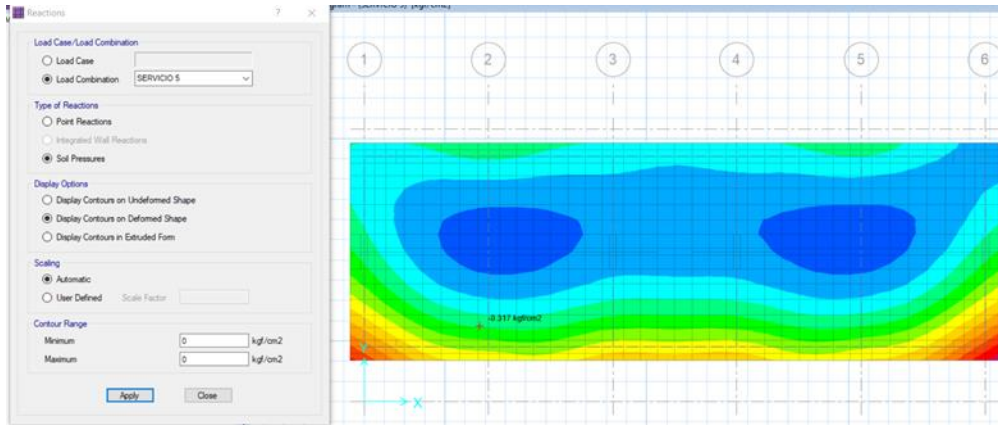


**CONDICION DE SERVICIO 3**  
**(CARGAS DE SERVICIO-80%SISMOX) < 1.30\*qadms**



**CONDICION DE SERVICIO 4**  
**(CARGAS DE SERVICIO+80%SISMOY) < 1.30\*qadms**

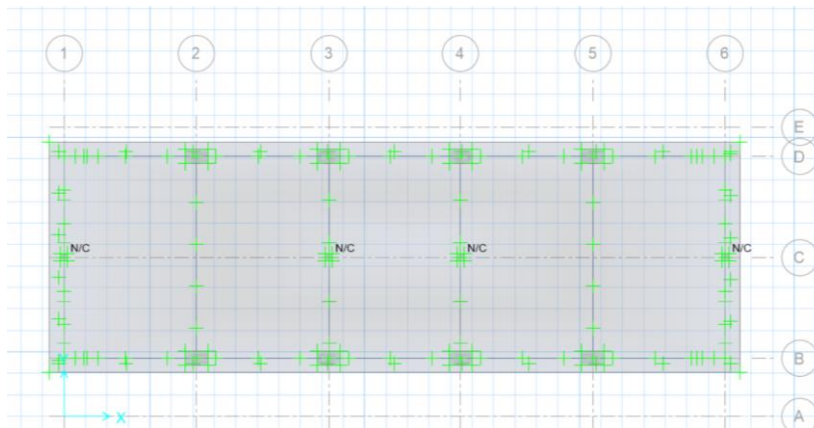




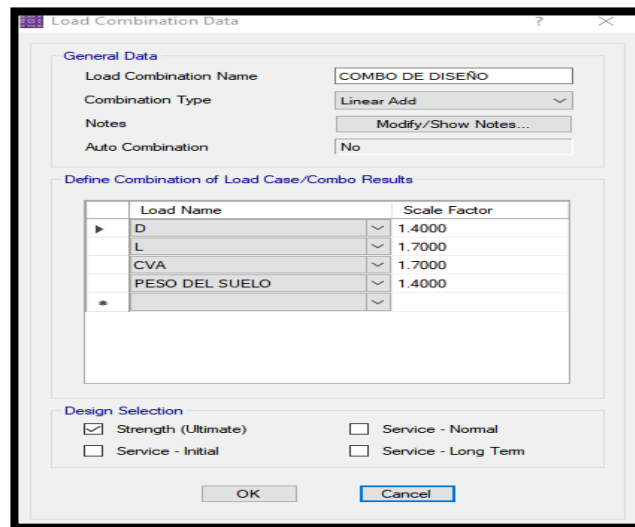
**CONDICION DE SERVICIO 5  
(CARGAS DE SERVICIO-80%SISMOY) < 1.30\*qadms**

Considerar mejorar las condiciones geotecnicas del suelo bajo el bloque en analisis para llegar a la profundidad de desplante que asegure la capacidad portante del analisis.

**CHEQUEO DE PUNZONAMIENTOS**



**COMBINACIONES DE DISEÑO**

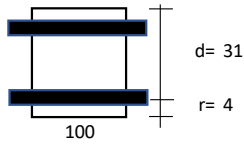


DISEÑO DE LOSAS

Diseño de platea de cimentacion (tramos criticos en la direccion X-X)

1.- Caracteristicas geometricas

b (cm)=	100
h (cm)=	35
r (cm)=	4
d (cm)=	31



2.- Caracteristicas del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	65.85
As min (cm2)=	5.58
As max (cm2)=	49.39
Mcr (ton-m)=	5.92
n=	9.2

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

3.- Caracteristicas de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m/m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	Asd (cm2)	Asd<Asmax?
Mu MAX (-)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok
Mu MAX (+)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

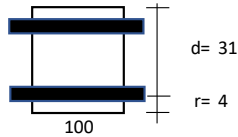
4.- Armado del acero (corrido)

Seccion	Dv (pulg)	S (cms)	S asumido (cms)	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	As tot > Asd?
Mu MAX (-)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok
Mu MAX (+)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok

Diseño de platea de cimentacion (tramos criticos en la direccion Y-Y)

1.- Caracteristicas geometricas

b (cm)=	100
h (cm)=	35
r (cm)=	4
d (cm)=	31



2.- Caracteristicas del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	65.85
As min (cm2)=	5.58
As max (cm2)=	49.39
Mcr (ton-m)=	5.92
n=	9.2

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

3.- Caracteristicas de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m/m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	Asd (cm2)	Asd<Asmax?
Mu MAX (-)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok
Mu MAX (+)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero (corrido)

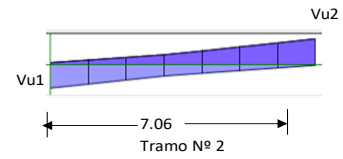
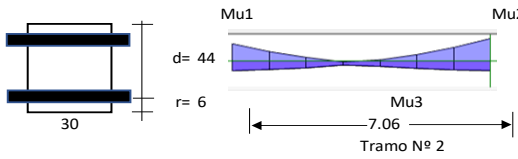
Seccion	Dv (pulg)	S (cms)	S asumido (cms)	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	As tot > Asd?
Mu MAX (-)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok
Mu MAX (+)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok

VIGA DE CIMENTACION

Diseño de una viga rectangular (VA-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	50
r (cm)=	6
d (cm)=	44
L (m)=	7.06
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	28.04
As min (cm2)=	3.19
As max (cm2)=	21.03
Mcr (ton-m)=	3.62
n=	9.2

Para cortante:	
Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	10.14
φVc (Ton)=	8.62
So (cms)=	10
2d (cms)=	88

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 9 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	2.60	1.24	1.59	No	0.033	Ok	-	1.59
Mu2	2.30	1.10	1.40	No	0.029	Ok	-	1.40
Mu3	3.30	1.58	2.02	No	0.042	Ok	-	2.02

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresión cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo					As bastones					As final				
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.19	5/8	3	5.94	Ok	9.36	Mu1			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.36
						Mu2			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.36

As (+)

As continuo					As bastones					As final				
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.19	5/8	3	5.94	Ok	9.35	Mu3			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.35

5.- Verificación de cuantía máxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	5.94	14.02	Ok
Mu2	5.94	5.94	14.02	Ok
Mu3	5.94	5.94	14.02	Ok

6.- Diseño por cortante

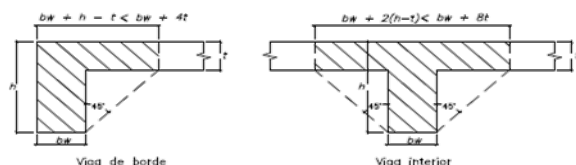
Seccion	Vu (Ton)	Vu<φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.08	Ok		3/8	2	1.43	22.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 9 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	4.0582	5.94	10.97	72,827	1,693	61	5,572.99	Ok	1.1817	0.0724	Ok
Ms2	3.9665	5.94	10.97	72,827	1,655	60	5,447.07	Ok	1.1817	0.0708	Ok
Ms3	3.1800	5.94	25.60	329,527	22	30	71.92	Ok	1.3260	0.0010	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

3.20 < 31.86 Cumple

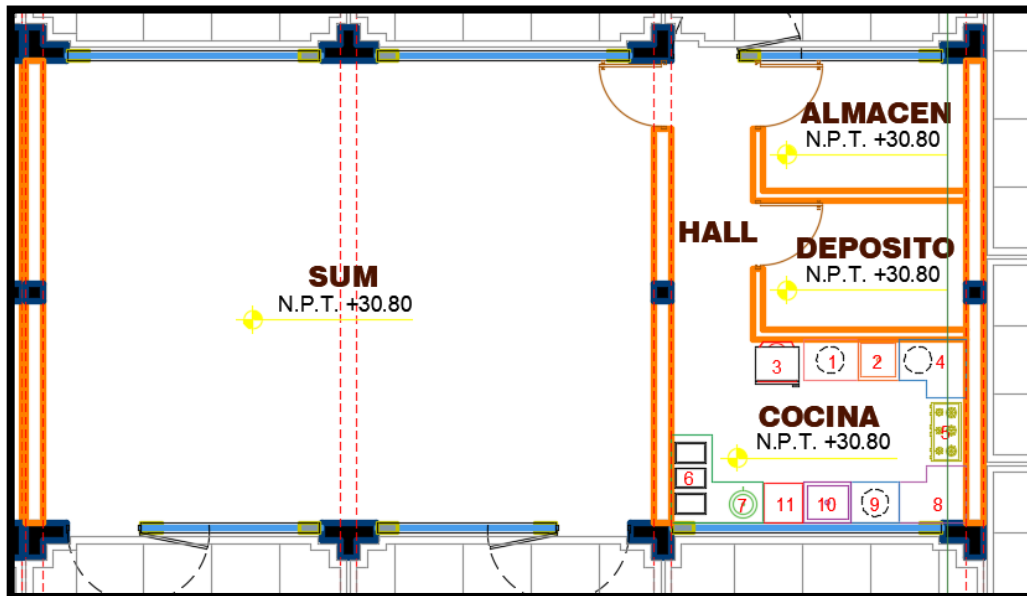
t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	45	Xo (cm)=	20.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	40.4125
Bsup=	70	Aoh (cm2)=	824.92
Acp (cm2)=	1700	Ao (cm2)=	701.18
Pcp (cm)=	300	Ph (cm)=	121.65

Tcr=	0.32 ton-m
Tu=	0.15 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s=	0
Av/s=	0
Al (cm2)=	0.00

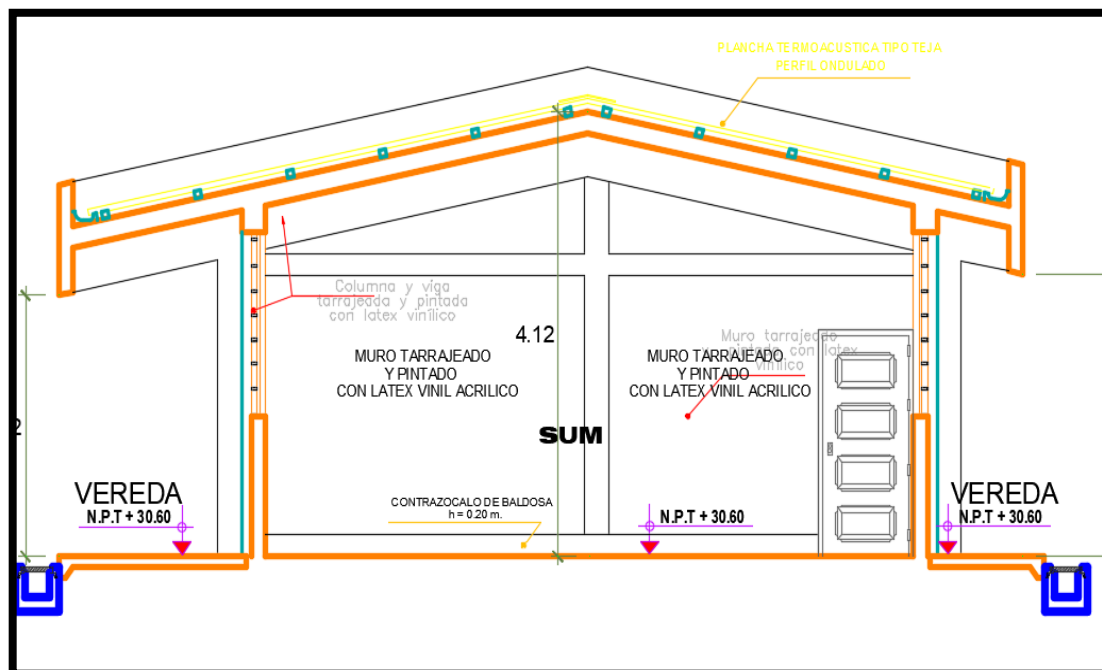
Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

8.2.- ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO DE SUM SEGÚN E-030

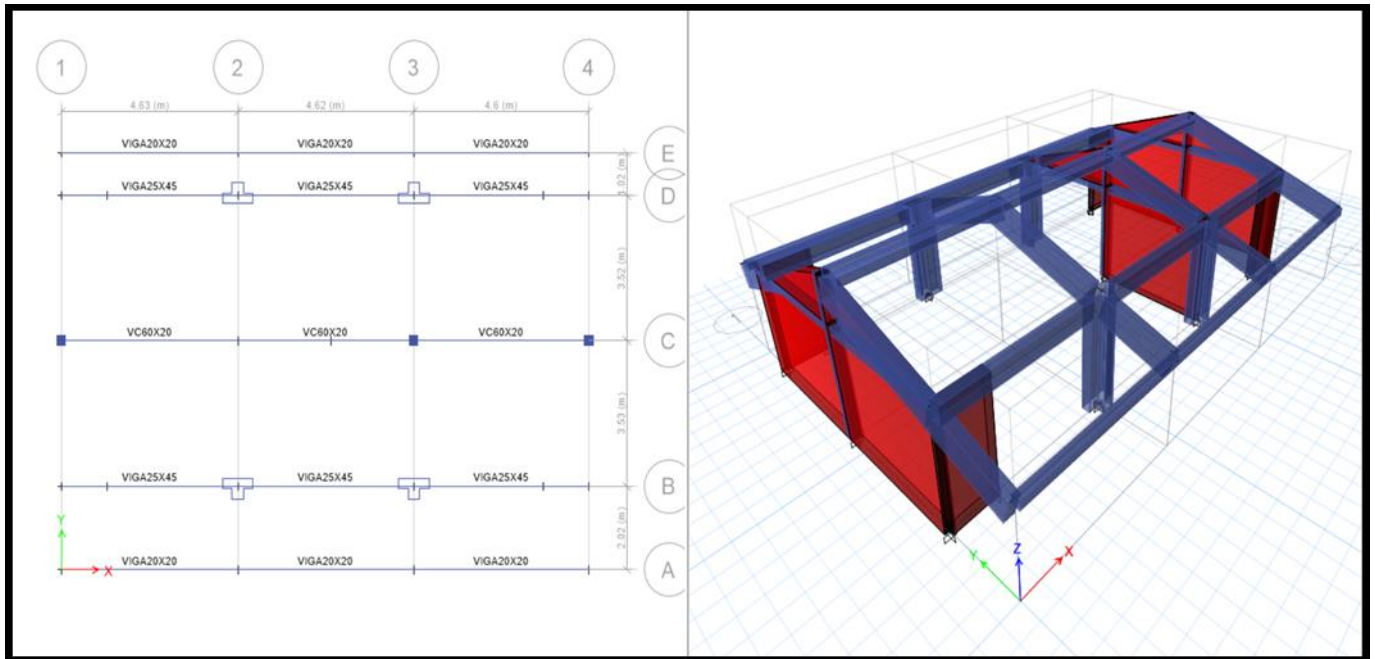
MODELO MATEMATICO DE SUM PARA ANALISIS ESTRUCTURAL EN ETABS



1ER NIVEL



ELEVACION PRINCIPAL



**MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN ETABS**

**Estructuración o Modelamiento**

De acuerdo a E.030-2018, se tiene en cuenta el **Art. 17 Categorías y Sistemas estructurales**, que textualmente indica: **“De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta se proyecta empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10”**. Se adjuntan Tablas N° 6 y 10 mencionadas en dicho artículo, que condicionan a la estructuración final de la(s) edificación(es) en la presente memoria de cálculo.

Tabla N° 6 (*) CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(\*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.  
(\*\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Para el sentido “x”, se plantea un sistema estructural dual (muros + pórticos) tomando un valor de (R=7), en la dirección “y” verificamos la densidad de muros de albañilería para el análisis sísmico y verificación de agrietamiento de muros para sismo severo (R=3).

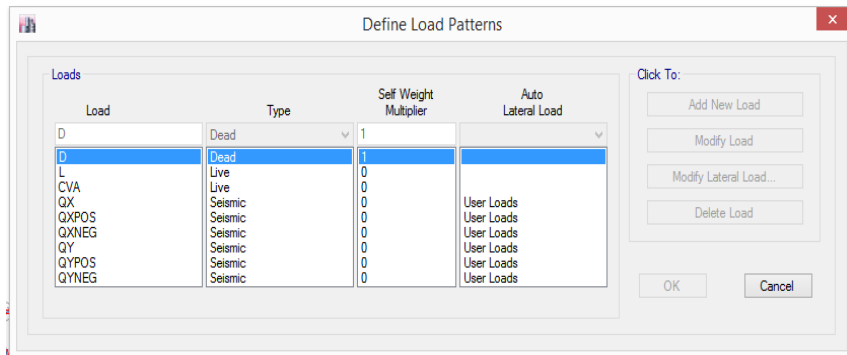
COMPROBACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Story	Pier	Load Case/Comb o	Location	P	V2	V3	T	M2	M3		%
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		
PISO 1	P1	QX	Bottom	-6.3206	3.9348	-0.2054	-0.5294	-0.2534	8.2046	15.8032	74.02
PISO 1	P2	QX	Bottom	6.5567	4.1609	0.2008	-0.5085	0.2423	8.6129		
PISO 1	P3	QX	Bottom	-6.5411	3.8633	0.1996	0.5029	0.2485	7.6558		
PISO 1	P4	QX	Bottom	6.1233	3.8442	-0.2058	0.5021	-0.248	7.757		

PISO 1      QX      Bottom      0      -21.35      0      118.487      0      -87.962

**2. DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE PATRONES DE CARGA**

El paso siguiente es la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto seguiremos usando el comando Define, por lo que seguiremos la ruta “Define/Load Patterns...”, así como se muestra en la Figura siguiente:



Donde se utilizó asignación de fuerzas laterales en los patrones de carga para el análisis estático. Una vez asignada la carga distribuida sobre las losas, asignarles diafragmas rígidos. Asignar diafragma a cada piso.

METRADO DE CARGAS EN SUM				
<b>I) CARGA MUERTA (CM)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>		<b>EN KG/M2</b>	
	ALIGERADO E=0.20 MTS		300.0	
	ACABADOS E=0.05 MTS		100.0	
	<b>TOTAL D</b>		400.0	
<b>II) CARGA VIVA (CV)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>		<b>EN KG/M2</b>	
	S/C ZONA AZOTEA		100.0	
<b>III) CARGAS EN LOSAS (1 NIVEL) EN TON/M2</b>				
	CM (LOSAS ALIGERADAS)		0.40	
<b>IV) CARGAS EN VIGAS DE AZOTEA (TON/M)</b>				
	<b>Numero de eje</b>	<b>B (M)</b>	<b>CM</b>	<b>CVA</b>
	Eje 1,4	2.31	0.92	0.23
	Ejes 2,3	4.62	1.85	0.46
	Ejes B y D	0.50	0.20	0.05



### 3. CALCULO DEL PESO SISMICO

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el Artículo 4.3 de la NTE E.030 que se muestra a continuación:

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como nuestro edificio tendrá un uso de institución educativa entonces de acuerdo con la tabla N° 5 de la NTE E-0.30 del diseño sismo resistente, la categoría del edificio que le corresponde es del tipo A. Luego de acuerdo con lo anterior, debemos usar el ítem a del artículo 4.3 para calcular el peso sísmico efectivo.

Edificaciones especiales	<ul style="list-style-type: none"><li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li><li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li><li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li></ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p>	1,5
--------------------------	---	-----

A manera de fórmula, el Peso Sísmico Efectivo del Edificio,  $P$ , se determinará como:

$$P = (\text{Peso Propio} + CM) + 0.50CV + 0.25CVT$$

En nuestro caso se le asigno como una combinación de cargas llamada **PESO**

### 4. INCORPORACION DEL ESPECTRO DE DISEÑO

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en la NTE E.030 que se muestra a continuación:

TOMANDO LOS SIGUIENTES VALORES:

RX= 7 (DUAL)

RY= 3 (ALBAÑILERIA)

TANTO PARA LOS EJES X-X Y PARA EL EJE Y-Y SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES RESULTADOS:



ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030) X-X  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

CATEGORIA DE EDIFICIO	A
Tipo de categoria: A1 o A2?	A2
ZONA SISMICA	4
TIPO DE SUELO	S3

U	1.5
Z	0.45
Tp	1.00
TL	1.60
S	1.10

1.- ZONIFICACION

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

MATERIAL DE ESTRUCTURA	CONCRETO ARMADO
SISTEMA ESTRUCTURAL	DUAL
R <sub>o</sub>	7
ESTRUC. REG.(1), IRREG. (2)	1
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
R = R <sub>o</sub> x (I <sub>a</sub> o I <sub>p</sub> )	7

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

PERIODOS "Tp" Y "TL"				
	S0	S1	S2	S3
Tp	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

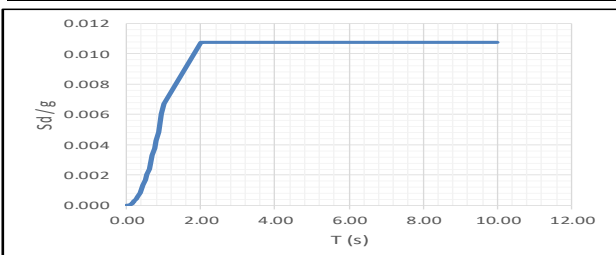
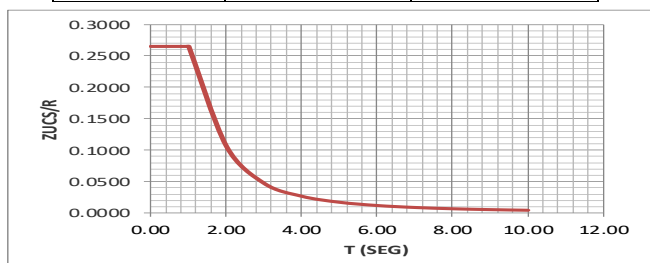
T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.2652
0.02	2.50	0.2652
0.04	2.50	0.2652
0.06	2.50	0.2652
0.08	2.50	0.2652
0.10	2.50	0.2652
0.12	2.50	0.2652
0.14	2.50	0.2652
0.16	2.50	0.2652
0.18	2.50	0.2652
0.20	2.50	0.2652
0.25	2.50	0.2652
0.30	2.50	0.2652
0.35	2.50	0.2652
0.40	2.50	0.2652
0.45	2.50	0.2652
0.50	2.50	0.2652
0.55	2.50	0.2652
0.60	2.50	0.2652
0.65	2.50	0.2652
0.70	2.50	0.2652
0.75	2.50	0.2652
0.80	2.50	0.2652
0.85	2.50	0.2652
0.90	2.50	0.2652
0.95	2.50	0.2652
1.00	2.50	0.2652
2.00	1.00	0.1061
3.00	0.44	0.0471
4.00	0.25	0.0265
5.00	0.16	0.0170
6.00	0.11	0.0118
7.00	0.08	0.0087
8.00	0.06	0.0066
9.00	0.05	0.0052
10.00	0.04	0.0042

3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>o</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
DE MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA	I <sub>p</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030) Y-Y  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

CATEGORIA DE EDIFICIO	A
Tipo de categoria: A1 o A2?	A2
ZONA SISMICA	4
TIPO DE SUELO	S3

U	1.5
Z	0.45
TP	1.00
TL	1.60
S	1.10

1.- ZONIFICACION

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

MATERIAL DE ESTRUCTURA	ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA
SISTEMA ESTRUCTURAL	ALBAÑILERIA CONFINADA
R <sub>0</sub>	3
ESTRUC. REG.(1), IRREG. (2)	1
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
R = R <sub>0</sub> x (I <sub>a</sub> o I <sub>p</sub> )	3

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

ZONA	FACTOR DE SUELO "S"			
	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

	PERIODOS "Tp" Y "TL"			
	S0	S1	S2	S3
TP	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

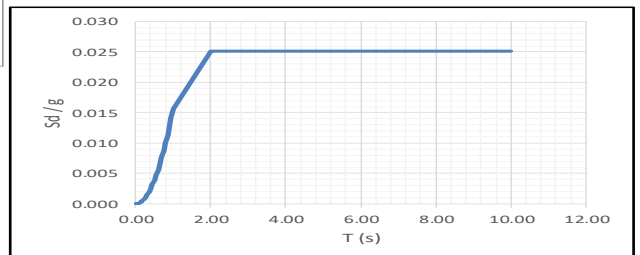
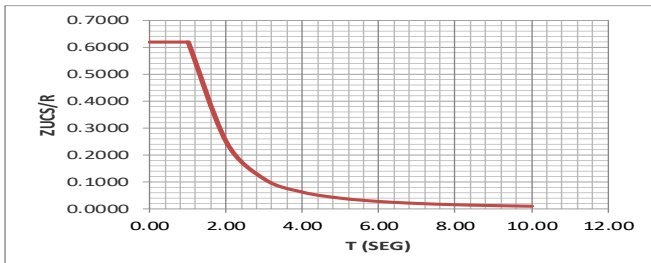
T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.6188
0.02	2.50	0.6188
0.04	2.50	0.6188
0.06	2.50	0.6188
0.08	2.50	0.6188
0.10	2.50	0.6188
0.12	2.50	0.6188
0.14	2.50	0.6188
0.16	2.50	0.6188
0.18	2.50	0.6188
0.20	2.50	0.6188
0.25	2.50	0.6188
0.30	2.50	0.6188
0.35	2.50	0.6188
0.40	2.50	0.6188
0.45	2.50	0.6188
0.50	2.50	0.6188
0.55	2.50	0.6188
0.60	2.50	0.6188
0.65	2.50	0.6188
0.70	2.50	0.6188
0.75	2.50	0.6188
0.80	2.50	0.6188
0.85	2.50	0.6188
0.90	2.50	0.6188
0.95	2.50	0.6188
1.00	2.50	0.6188
2.00	1.00	0.2475
3.00	0.44	0.1100
4.00	0.25	0.0619
5.00	0.16	0.0396
6.00	0.11	0.0275
7.00	0.08	0.0202
8.00	0.06	0.0155
9.00	0.05	0.0122
10.00	0.04	0.0099

3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>0</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
DE MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA	I <sub>p</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



**5. CALCULO DEL CORTANTE ESTATICO DE LA BASE**

El Cortante estático en la Base, V, del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la expresión en el Artículo 4.5.2 que mostramos a continuación:

$$V = \left( \frac{ZUCS}{R} \right) \cdot P$$

Teniendo en cuenta en todo momento de que,

$$C/R \geq 0.125$$

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para determinar el Cortante estático en la base.

**5.1 Determinar el periodo fundamental T de la estructura**

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	cular Frequen rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.159	6.296	39.5571	1564.7674
Modal	2	0.113	8.869	55.7252	3105.3011
Modal	3	0.039	25.327	159.1359	25324.2446
Modal	4	0.028	36.327	228.2473	52096.8423
Modal	5	0.025	39.659	249.1878	62094.5537
Modal	6	0.02	49.843	313.1715	98076.3917
Modal	7	0.017	57.434	360.8662	130224.441
Modal	8	0.017	58.407	366.9832	134676.648
Modal	9	0.016	61.581	386.9235	149709.829
Modal	10	0.015	64.885	407.6865	166208.288
Modal	11	0.015	67.624	424.8946	180535.422
Modal	12	0.013	75.434	473.9627	224640.663

**5.2 Calcular el valor del Factor de Amplificación Sísmica, C, para cada dirección principal de análisis, mediante la expresión del Artículo 2.5 de la E.030 – 2018.**

$$C = \begin{cases} 2.5 & , T \leq T_p \\ 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) & , T_p < T \leq T_L \\ 2.5 \left( \frac{T_p T_L}{T^2} \right) & , T > T_L \end{cases}$$

El período de suelo que define la plataforma o meseta del espectro y desplazamientos uniformes se detalla en la Tabla N°4 de la E.030.

Tabla N° 4 PERÍODOS "T <sub>p</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

T<sub>x</sub>= T<sub>y</sub>= 0.159 seg < T<sub>p</sub>=1.00seg, C<sub>x</sub> = C<sub>y</sub> =2.5

5.3 Evaluar el valor de C/R para ambas direcciones de análisis.

En X,  $C/R = 2.5/7 = 0.3571 \geq 0.125$

En Y,  $C/R = 2.5/3 = 0.8333 \geq 0.125$

5.4 Determinación de ZUS(C/R):

En X,  $ZUS(C/R) = (0.45) * (1.5) * (1.1) * (0.3571) = 0.2652$

En Y,  $ZUS(C/R) = (0.45) * (1.5) * (1.1) * (0.8333) = 0.6188$

5.5 Cálculo del valor de K:

$$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50 s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0 & , T > 0.50 s \end{cases}$$

$T_x = T_y = 0.207 < 0.50s, K_x = K_y = 1$

5.6 Calculo del cortante Basal y distribución de las Fuerzas laterales por nivel:

TABLE: Story Forces			
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
PISO 1	PESO	Top	3.849
PISO 1	PESO	Bottom	157.1464

DISTRIBUCION DE CORTANTE

Nivel	Altura (m)	Peso acumulado (ton)	Pi (ton)
1	4.12	80.50	80.50

Z = 0.45  
 U = 1.5  
 S = 1.1  
 Tp (seg)= 1.0  
 Tl (seg)= 1.6  
 T (seg)= 0.159 Periodo del edificio  
 c= 2.5  
 k= 1.000  
 Rx= 7  
 Ry= 3  
 C/Rx= 0.3571 ≥ 0.125  
 C/Ry= 0.8333 ≥ 0.125  
 Vx/P= 0.2652 P  
 Vy/P= 0.6188 P

$$c = \begin{cases} 2.5 & , T \leq T_p \\ 2.5 \left(\frac{T_p}{T}\right) & , T_p < T \leq T_l \\ 2.5 \left(\frac{T_p T_l}{T^2}\right) & , T > T_l \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50 s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0 & , T > 0.50 s \end{cases}$$

$F_i = \alpha_i \cdot V$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

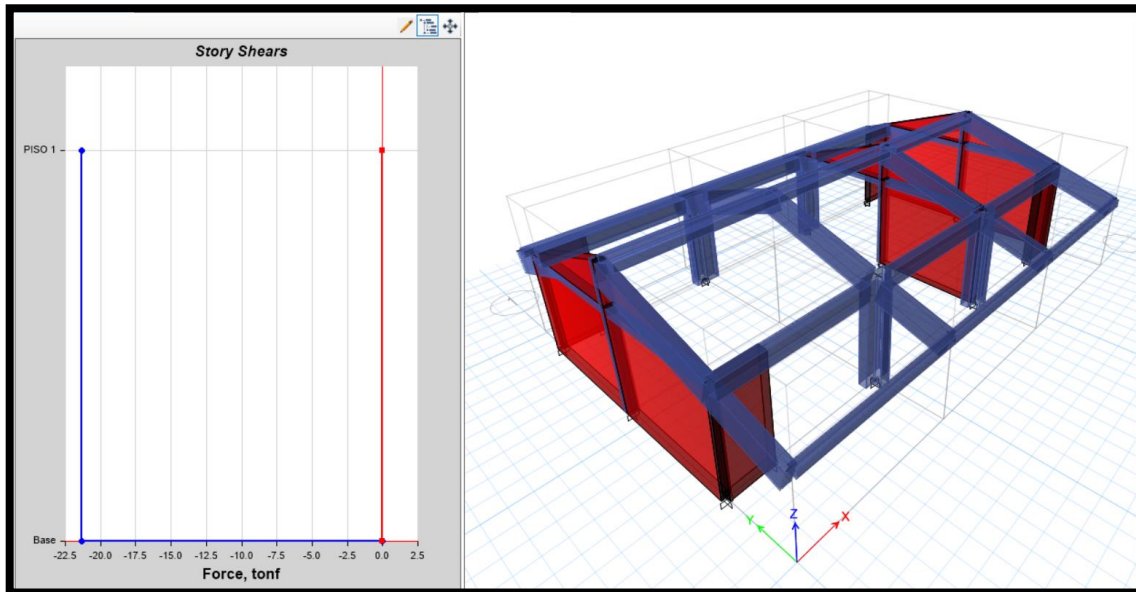
→ Vx= 21.35 Ton  
 → Vy= 49.81 Ton

Sismo X = Sismo Y

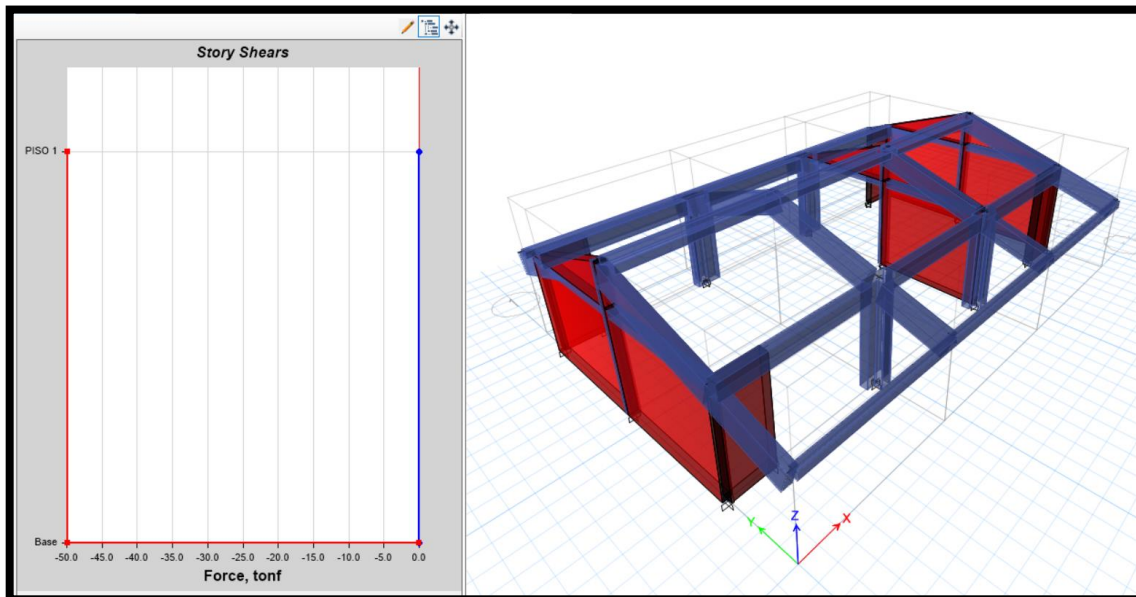
Fi eje xx	Piso	Altura(m)	hi	Pi	k	Pi x hi^k	αi	Fix	
FX1	1	4.12	4.12	80.50	1.000	331.65	1.00	21.35	
sumatoria							331.65	sumatoria	21.35

Fi eje yy	Piso	Altura(m)	hi	Pi	k	Pi x hi^k	αi	Fiy	
FY1	1	4.12	4.12	80.50	1.000	331.65	1.00	49.81	
sumatoria							331.65	sumatoria	49.81

5.7 Distribución del cortante estático por nivel:



En X-X

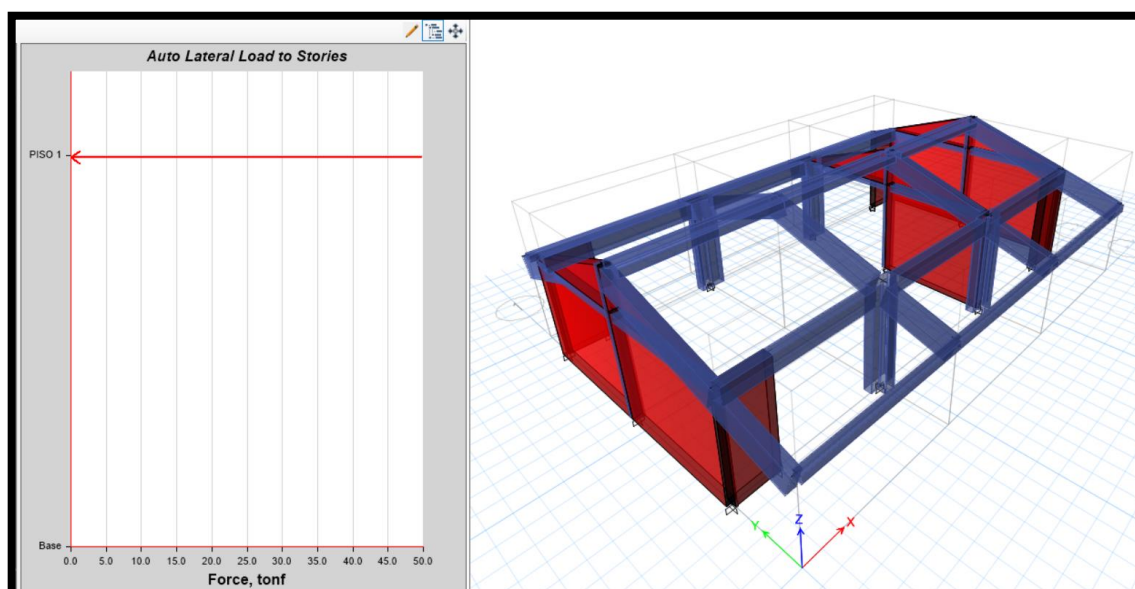
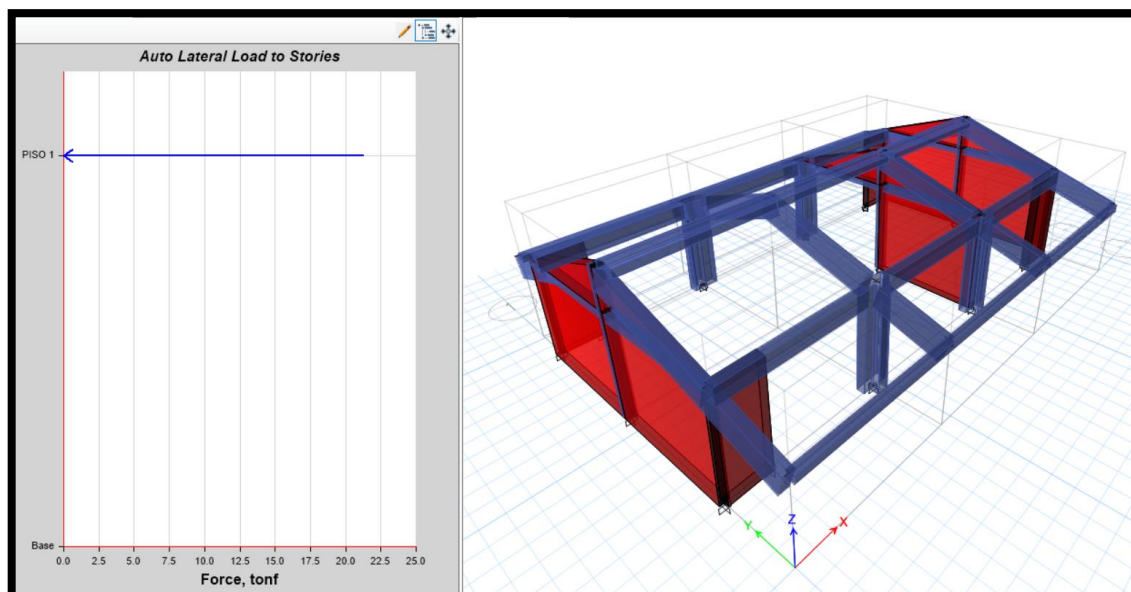


En Y-Y

6. CALCULO DEL CORTANTE DINAMICO

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
PISO 1	ESPECXX	Bottom	0	10.5135	0.024	57.4272	0.0929	42.0541
PISO 1	ESPECYY	Bottom	0	0.0559	24.9543	180.0792	92.2321	0.1501



**Distribución por piso de la fuerza cortante estática del Edificio.**

### **7. DESPLAZAMIENTOS DE PISO Y DERIVAS**

Para tener la seguridad de que nuestro edificio o construcción sea lo suficientemente rígido ante fuerzas laterales, esto es, que no se presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, el Artículo 5.1 nos indica lo siguiente:

Valores que de acuerdo con la Tabla N°11 del Artículo 5.2, que para este ejemplo de construcciones netamente de concreto, deben ser menores a 0.007.



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

Adicionalmente, la separación,  $s$ , entre construcciones adyacentes debe ser de por lo menos lo indicado en el Artículo 5.3.

$$s = \text{máx} \left\{ 0.6h ; \frac{2}{3} \delta_n ; 3 \right\} [cm]$$

Una vez definido el análisis con el que vamos a trabajar procedemos a evaluar **desplazamientos y derivas de piso** esto se realiza para tener la seguridad de que la estructura sea lo suficiente rígida ante fuerzas laterales, como hemos definido a nuestra estructura como regular multiplicaremos a los desplazamientos por **0.75\*R**

**VERIFICACION DE DERIVAS MAXIMAS**

SISMO X		$\Delta/h \leq 0.007$						
R =	7							
F =	0.75	Factor de regularidad (F=0.85 para estruct. irregular y 0.75 para estruct. Regular)						
PISO	H(M)	Hacum (M)	$\Delta$ elasticas	$\Delta$ inelasticas	$\delta_{inel.}$ (cm)	MAX. PERM.	VERIF	
1	4.12	4.12	0.00075	0.003938	1.6223	0.007	SI CUMPLE	
SISMO Y		$\Delta/h \leq 0.005$						
R =	3							
F =	0.75	Factor de regularidad (F=0.85 para estruct. irregular y 0.75 para estruct. Regular)						
PISO	H(M)	Hacum (M)	$\Delta$ elasticas	$\Delta$ inelasticas	$\delta_{inel.}$ (cm)	MAX. PERM.	VERIF	
1	4.12	4.12	0.000019	0.000043	0.0176	0.005	SI CUMPLE	

**8. ESCALAMIENTO DE FUERZAS DE DISEÑO**

Para efectos de diseño, luego de haber realizado el análisis estático y dinámico del edificio y haber realizado la verificación de la rigidez, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido mediante Análisis Dinámico Modal Espectral (Artículo 4.6) debe ser igual a por lo menos como se indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.



TABLE: Story Forces

Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 1	QX	Bottom	0	-21.35	0	118.487	0	-87.962
PISO 1	QY	Bottom	0	0	-49.81	-352.8654	205.2172	0
PISO 1	ESPECXX	Bottom	0	10.5079	0.0131	57.3357	0.056	42.0239
PISO 1	ESPECYY	Bottom	0	0.0306	24.932	181.9227	92.1263	0.0875

Comparación entre cortante estático (Ve) vs cortante dinámico (Vd) de acuerdo con E-030

Cortantes en la base		
Tipo	FX	FY
	tonf	tonf
Estatico (Ve)	21.35	49.81
Factor (F)	0.80	0.80
F.Ve	17.08	39.85
Dinamico (Vd)	10.51	24.93
Vd ≥ F.Ve?	No	No
FS	1.625	1.598

El factor de amplificación (FS) es para el espectro de aceleración dinámico es 1.625 en "X" y 1.598 para "Y" para asegurar un valor de cortante mayor o igual al 80% del cortante estático.

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
PISO 1	ESPECXX-(DISEÑO)	Bottom	0	17.0844	0.039	93.3195	0.1509	68.3382
PISO 1	ESPECYY-(DISEÑO)	Bottom	0	0.0894	39.8771	287.767	147.387	0.2398

## 9. COMBINACION MODAL SEGÚN LA NTE-0.30

El Artículo 4.6.3 de la NTE E.030 nos permite determinar la respuesta,  $r$ , del edificio mediante el criterio de combinación modal alternativo que se indica a continuación:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

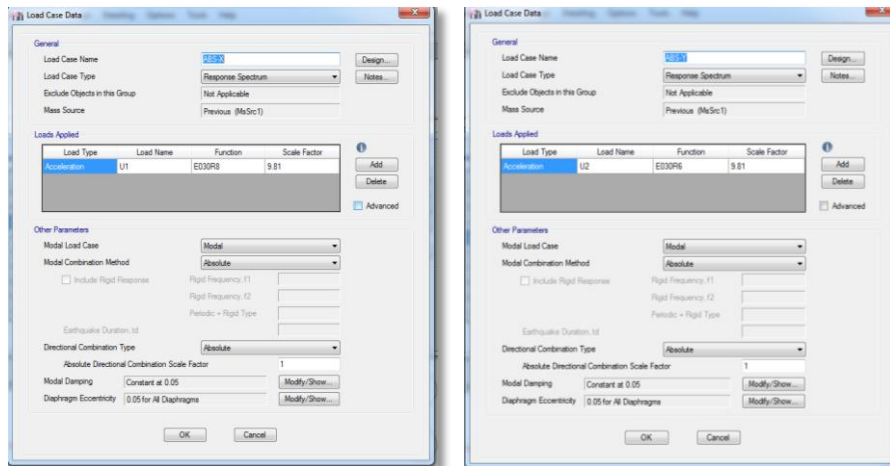
Dicho de otro modo:

$$r = 0.25(ABS) + 0.75(SRSS)$$

Dejando para nuestra libre consideración el cálculo de las respuestas el uso de la Combinación Cuadrática Completa, CQC. Además, el número mínimo de modos que se deben considerar en un análisis tridimensional será de 03 hasta tener un Porcentaje de Participación de Masa Modal, PPMM, mínimo del 90% del Peso Sísmico Efectivo calculado, tal como lo indica el Artículo 4.6.1.

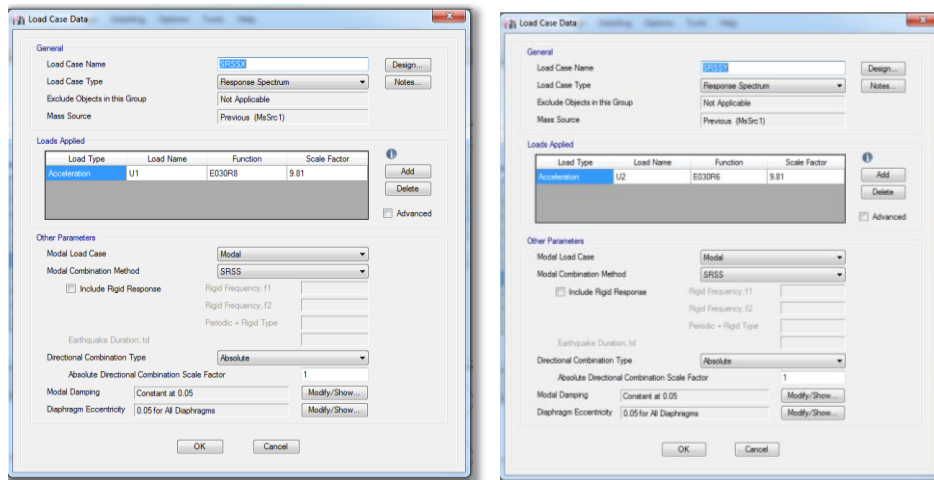
Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

**9.1 Generar casos de carga por Espectro de Respuesta, Response Spectrum, configurando al método de combinación Modal de Suma de los Valores Absolutos, ABS**



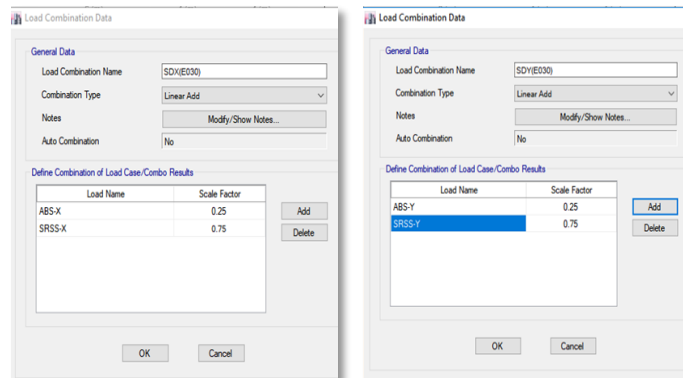
**Casos de Carga del Tipo Response Spectrum, Método de Combinación Modal ABS, Direcciones X & Y**

**9.2 Generar otros casos de carga del mismo tipo, esta vez, configurando al Método de Combinación Modal de Raiz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS.**

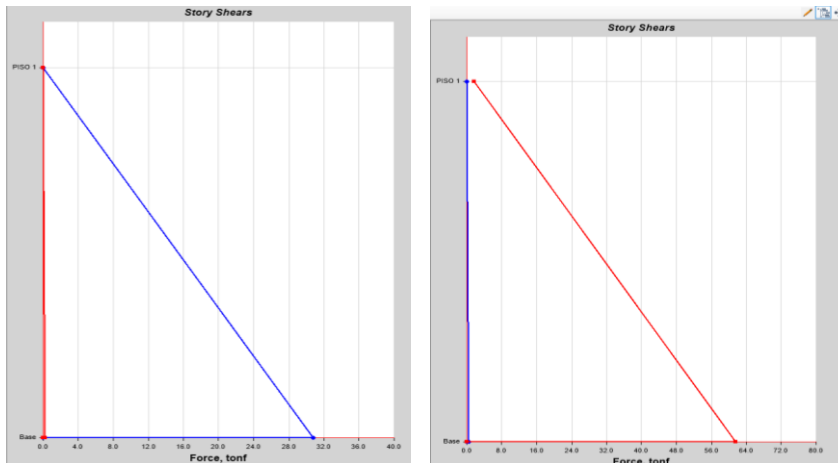


**Casos de Carga del Tipo Response Spectrum, Método de Combinación Modal SRSS, Direcciones X & Y.**

**9.3 Definir combinaciones de Carga, EQ-XX [E.030] & EQ-YY [E.030], indicando los factores de escala que indica la NTE E.030.**



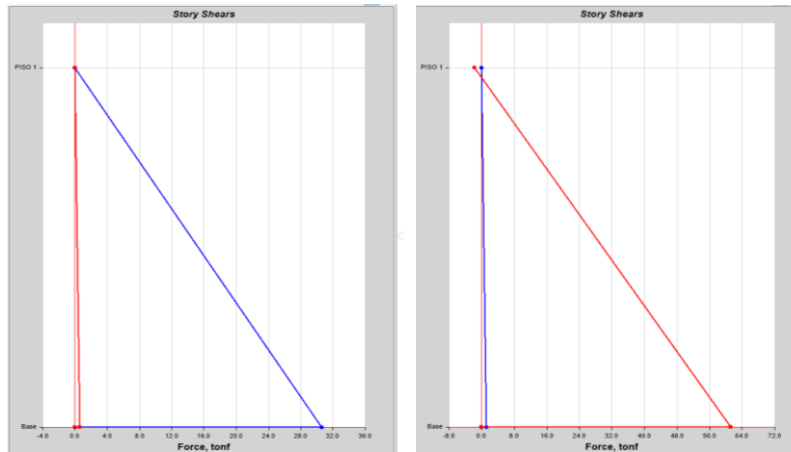
9.4 Comparación de cortantes entre Spec (diseño) y Spec (E030).



**Distribución de Cortantes Dinámicos de diseño**

**$V_x = 17.08$  Tn.**

**$V_y = 58.89$  Tn.**



**Distribución de Cortantes Dinámicos según E030**

**$V_x = 18.61$  Tn.**

**$V_y = 39.88$  Tn**

**10. MOMENTO DE VOLTEO**

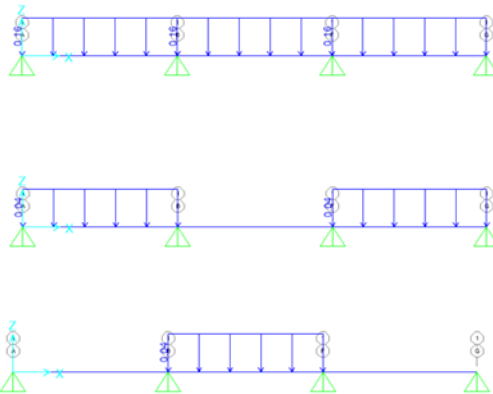
Considerando lo dicho en art. 7.3 de la norma E-030, se procede a comprobar el momento de volteo.

Direc. Anal.	Mr (ton-m)	Mv (ton-m)	Mr/Mv	>1.2?
En X-X	1,104.36	87.96	12.56	Ok
En Y-Y	822.86	205.22	4.01	Ok

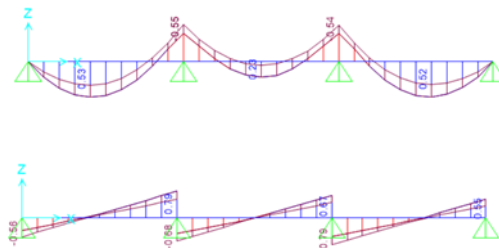
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE ALIGERADOS

METRADO DE CARGAS EN VIGUETAS				
<b>I) CARGA MUERTA (D)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	ALIGERADO E=0.20 MTS	300.0		
	ACABADOS E=0.05 MTS	100.0		
	<b>TOTAL D</b>	<b>400.0</b>		
<b>II) CARGA VIVA (L)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	S/C ZONA AZOTEA	100		
<b>III) CARGAS EN VIGUETAS</b>				
		<b>B (M)</b>	<b>D (TON/M)</b>	<b>L (TON/M)</b>
	VIGUETA AZOTEA	0.400	0.160	0.040



**DESIGNACION DE CARGAS EN VIGUETAS DE AZOTEA**



**ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTANTES EN VIGUETAS DE AZOTEA**

**Diseño de una vigueta de aligerado tipico (AZOTEA)**

**1.- Características geométricas**

bw (cm)=	10	Ancho del alma
hw (cm)=	20	Altura total de viga
bf (cm)=	40	Ancho del ala
hf (cm)=	5	Altura del ala
r (cm)=	3	
d (cm)=	17	
L (m)=	4.63	
Tramo N°=	1	

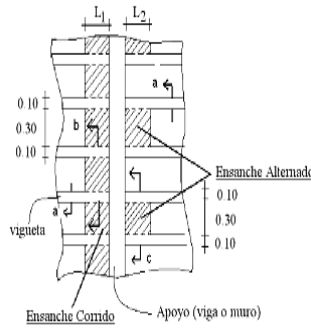
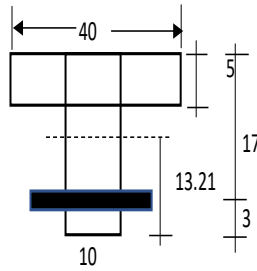


Fig. 11-2a Vista en planta de los ensanches corridos y alternados

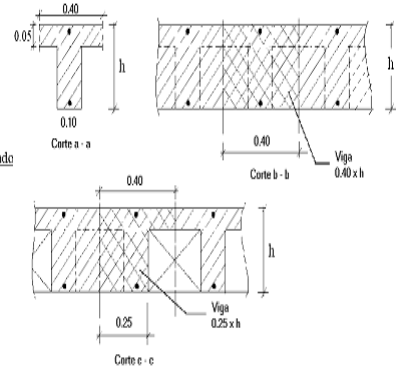


Fig. 11-2b Cortes en la zona de los ensanches

**2.- Características del material**

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

	M (-)	M (+)
cb/d=	0.588	
Asb (cm2)=	3.61	9.99
As min (cm2)=	1.24	0.64
As max (cm2)=	2.71	7.49
Mcr (ton-m)=	0.50	0.26
n=	9.2	

**3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)**

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	Asd(cm2)	c/d	c/d<cb/d?
Mu(-)i	0.00	0.00	0.00	No	0.00	0.000	Ok
Mu(-)f	0.55	2.15	0.91	No	1.19	0.149	Ok
Mu(+)	0.52	0.48	0.82	No	0.64	0.033	Ok

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$\phi M_{nf} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{hf}{2} \right)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

Momento resistente del ala

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

**4.- Armado del acero**

**As (-)**

Seccion	As bastones 1					As bastones 2					As final		
	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot > Asd?	φ Mn (T-m)
Mu(-)i	3/8	1	0.71	20.00	0.43			0.00	20.00	0.00	0.71	Ok	0.43
Mu(-)f	1/2	1	1.27	20.00	0.74			0.00	20.00	0.00	1.27	Ok	0.74

**As (+)**

Seccion	As continuo				As bastones					As final		
	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot > Asd?	φ Mn (T-m)
Mu(+)	3/8	1	0.71	0.45			0.00	20.00	0.00	0.71	Ok	0.45

**5.- Verificacion por cortante**

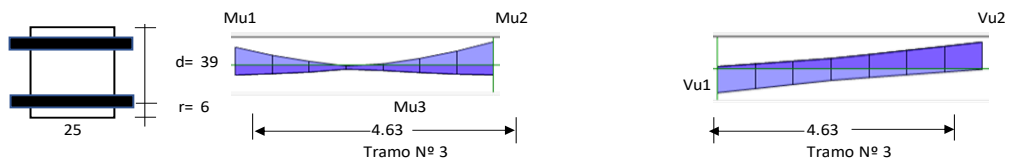
Seccion	Vu (ton)	φ Vc (Ton)	Vu < φ Vc ?	Observaciones
Vu(-)i	0.56	1.22	Ok	No necesita ensanche por cortante
Vu(-)f	0.80	1.22	Ok	No necesita ensanche por cortante

**DISEÑO DE VIGAS**

**Diseño de una viga rectangular (VA-1)**

1.- Características geométricas

b (cm)=	25
h (cm)=	45
r (cm)=	6
d (cm)=	39
L (m)=	4.63
Tramo N°=	3



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	20.71
As min (cm2)=	2.35
As max (cm2)=	15.53
Mcr (ton-m)=	2.45
n=	9.2

Para cortante:  
 $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$   
 Vc (Ton)= 7.49  
 $\phi V_c$  (Ton)= 6.37  
 So (cms)= 10  
 2d (cms)= 78

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000  
 Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 8 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	1.42	0.92	0.97	No	0.028	Ok	-	0.97
Mu2	0.81	0.52	0.55	No	0.016	Ok	-	0.55
Mu3	0.34	0.22	0.23	No	0.007	Ok	-	0.23

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.35	5/8	2	3.96	Ok	5.56	Mu1			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56
						Mu2			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.35	5/8	2	3.96	Ok	5.56	Mu3			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	3.96	3.96	10.36	Ok
Mu2	3.96	3.96	10.36	Ok
Mu3	3.96	3.96	10.36	Ok

6.- Diseño por cortante

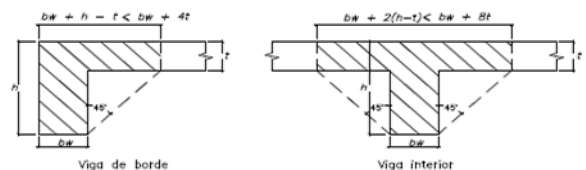
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	1.56	Ok		3/8	2	1.43	19.50	20

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 8 @0.10; Resto @ 0.20 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.5900	3.96	22.96	198,437	21	30	60.64	Ok	1.3741	0.0009	Ok
Ms2	0.1900	3.96	22.96	198,437	21	30	60.64	Ok	1.3741	0.0009	Ok
Ms3	0.1500	3.96	22.96	198,434	21	30	60.63	Ok	1.3741	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

3.21 < 31.77 Cumple

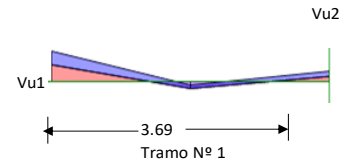
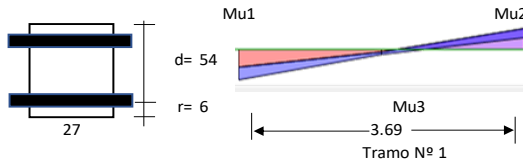
t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	40	Xo (cm)=	15.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	35.4125
Bsup=	65	Aoh (cm2)=	545.80
Acp (cm2)=	1325	Ao (cm2)=	463.93
Pcp (cm)=	270	Ph (cm)=	101.65

Tcr= 0.22 ton-m  
 Tu= 0.10 ton-m  
 Tipo de torsion= Compatibilidad  
 Tud= 0.00 ton-m  
 At/s = 0  
 Av/s = 0 → Para φ 3/8 ; smax (cm)= 20.00  
 Al (cm2) = 0.00 → Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (VS-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	27
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	3.69
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	30.97
As min (cm²)=	3.52
As max (cm²)=	23.23
Mcr (ton-m)=	4.70
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	11.20
φVc (Ton)=	9.52
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	1.83	0.79	0.90	No	0.017	Ok	-	0.90
Mu2	2.12	0.91	1.05	No	0.020	Ok	-	1.05
Mu3	0.96	0.41	0.47	No	0.009	Ok	-	0.47

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	3	5.94	Ok	11.54	Mu1			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	2	3.96	Ok	7.82	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.82

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu2	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu3	3.96	5.94	15.49	Ok

6.- Diseño por cortante

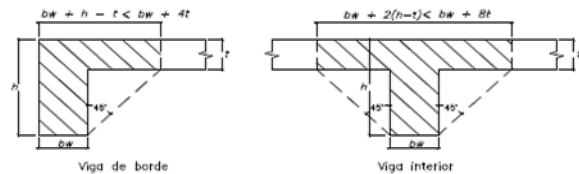
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.34	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	Itr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	1.4200	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms2	1.6800	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms3	0.7600	3.96	30.47	504,332	23	30	66.38	Ok	1.2550	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

8.35 < 31.99 Cumple

t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	55	Xo (cm)=	17.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	50.4125
Bsup=	67	Aoh (cm²)=	877.81
Acp (cm²)=	1820	Ao (cm²)=	746.14
Pcp (cm)=	308	Ph (cm)=	135.65

Tcr= 0.36 ton-m  
Tu= 0.56 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad  
Tud= 0.56 ton-m

At/s = 0.011615

Av/s = 0.02323

Al (cm²) = 6.78

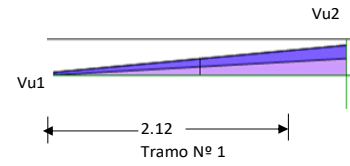
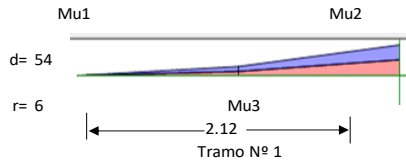
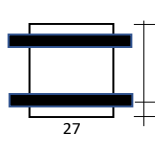
Para φ 3/8 ; smax (cm)= 16.96  
Adicional al acero longitudinal calculado



Diseño de una viga rectangular (VS-1a)

1.- Características geométricas

b (cm)=	27
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	2.12
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	30.97
As min (cm²)=	3.52
As max (cm²)=	23.23
Mcr (ton-m)=	4.70
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	11.20
φVc (Ton)=	9.52
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	6.30	2.76	3.17	No	0.060	Ok	-	3.17
Mu2	0.02	0.01	0.01	No	0.000	Ok	-	0.01
Mu3	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones						As final		
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	3	5.94	Ok	11.54	Mu1			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54

As (+)

As continuo						As bastones						As final		
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	2	3.96	Ok	7.82	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.82

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu2	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu3	3.96	5.94	15.49	Ok

6.- Diseño por cortante

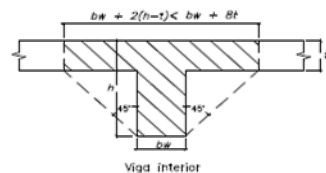
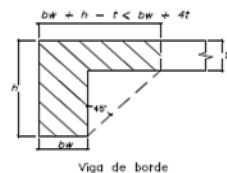
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	4.88	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	3.6600	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms2	0.0010	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms3	0.0010	3.96	30.47	504,332	23	30	66.38	Ok	1.2550	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

4.41 < 31.99 Cumple

Tcr=	0.36 ton-m
Tu=	0.20 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

Tud=	0.12 ton-m
At/s =	0.011314

Av/s = 0 Para φ 3/8 ; smax (cm)= #i DIV/0!  
Al (cm²) = 6.82 Adicional al acero longitudinal calculado

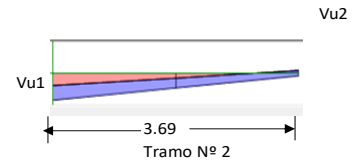
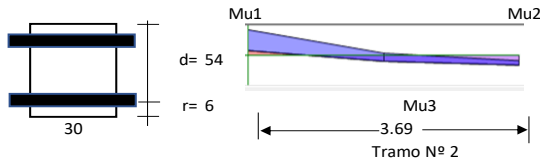
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Interior
Bsup=	67
Acp (cm²)=	1820
Pcp (cm)=	308

r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	17.4125
Yo (cm)=	50.4125
Aoh (cm²)=	877.81
Ao (cm²)=	746.14
Ph (cm)=	135.65

Diseño de una viga rectangular (V-101)

Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	3.69
Tramo N°=	2



Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	34.41
As min (cm2)=	3.91
As max (cm2)=	25.81
Mcr (ton-m)=	5.22
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	12.44
φVc (Ton)=	10.58
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	12.30	4.95	6.32	Ok	0.108	Ok	-	6.32
Mu2	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00
Mu3	2.28	0.88	1.13	No	0.019	Ok	-	1.13

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresión cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	3	5.94	Ok	11.60	Mu1	1/2	2	2.53	55.00	5.07	8.47	Ok	16.67
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.60

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	2	3.96	Ok	7.85	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.85

Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	8.47	3.96	17.21	Ok
Mu2	5.94	3.96	17.21	Ok
Mu3	3.96	5.94	17.21	Ok

Diseño por cortante

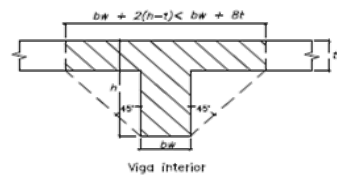
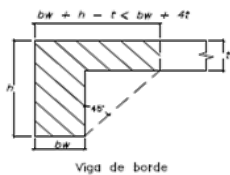
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	11.18	No	0.71	3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	9.44	8.47	14.35	152,068	2,265	89	8,388.05	Ok	1.1513	0.1062	Ok
Ms2	0.00	5.94	30.63	567,319	23	30	75.89	Ok	1.2568	0.0010	Ok
Ms3	0.19	3.96	30.43	558,368	23	30	66.41	Ok	1.2545	0.0009	Ok

Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

7.24 < 31.99 Cumple

Tcr= 0.42 ton-m  
Tu= 0.20 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad  
Tud= 0.00 ton-m

At/s = 0

Av/s = 0

Al (cm2) = 0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00

Adicional al acero longitudinal calculado

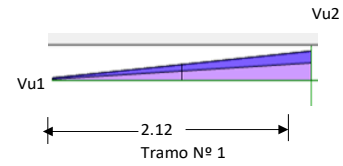
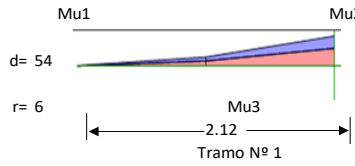
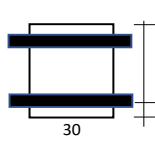
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Interior
Bsup=	70
Acp (cm2)=	2000
Pcp (cm)=	320

r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	20.4125
Yo (cm)=	50.4125
Aoh (cm2)=	1029.05
Ao (cm2)=	874.69
Ph (cm)=	141.65

Diseño de una viga rectangular (V-101a)

1.- Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	2.12
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	34.41
As min (cm2)=	3.91
As max (cm2)=	25.81
Mcr (ton-m)=	5.22
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	12.44
φVc (Ton)=	10.58
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	8.92	3.54	4.52	Ok	0.077	Ok	-	4.52
Mu2	0.03	0.01	0.01	No	0.000	Ok	-	0.01
Mu3	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones						As final		
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	3	5.94	Ok	11.60	Mu1	1/2	2	2.53	55.00	5.07	8.47	Ok	16.67
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.60

As (+)

As continuo						As bastones						As final		
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.91	5/8	2	3.96	Ok	7.85	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.85

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	8.47	3.96	17.21	Ok
Mu2	5.94	3.96	17.21	Ok
Mu3	3.96	5.94	17.21	Ok

6.- Diseño por cortante

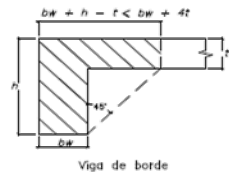
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	7.81	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	5.63	8.47	14.35	152,068	1,351	53	5,002.62	Ok	1.1513	0.0634	Ok
Ms2	0.00	5.94	30.63	567,319	23	30	75.89	Ok	1.2568	0.0010	Ok
Ms3	0.00	3.96	30.43	558,368	23	30	66.41	Ok	1.2545	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

4.87 < 31.99 Cumple

t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	55	Xo (cm)=	20.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	50.4125
Bsup=	70	Aoh (cm2)=	1029.05
Acp (cm2)=	2000	Ao (cm2)=	874.69
Pcp (cm)=	320	Ph (cm)=	141.65

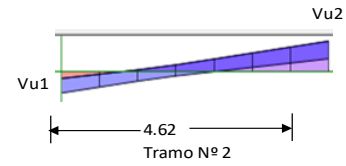
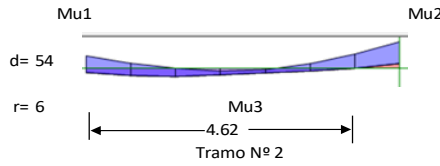
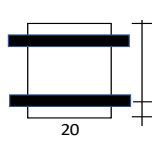
Tcr=	0.42 ton-m
Tu=	0.06 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s =	0
Av/s =	0
Al (cm2) =	0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (V1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	20
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	4.62
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
ec=	0.0030
ey=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	22.94
As min (cm²)=	2.61
As max (cm²)=	17.21
Mcr (ton-m)=	3.48
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	8.29
φVc (Ton)=	7.05
So (cms)=	8
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 14 @0.08

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	0.25	0.14	0.12	No	0.003	Ok	-	0.12
Mu2	0.23	0.13	0.11	No	0.003	Ok	-	0.11
Mu3	0.12	0.07	0.06	No	0.002	Ok	-	0.06

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.61	3/8	3	2.14	No	4.27	Mu1			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.27
						Mu2			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.27

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.61	3/8	3	2.14	No	4.26	Mu3			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.26

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	2.14	2.14	11.47	Ok
Mu2	2.14	2.14	11.47	Ok
Mu3	2.14	2.14	11.47	Ok

6.- Diseño por cortante

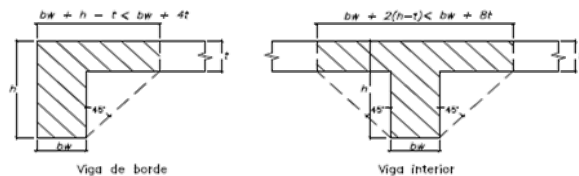
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	0.32	Ok		1/4	2	0.63	27.00	25

Utilizar: 1 φ 1/4 ; 1@0.05; 14 @0.08; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.18	2.14	30.35	369,963	23	30	54.14	Ok	1.2537	0.0007	Ok
Ms2	0.16	2.14	30.35	369,963	23	30	54.14	Ok	1.2537	0.0007	Ok
Ms3	0.08	2.14	30.35	369,952	23	30	54.12	Ok	1.2537	0.0007	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

0.43 < 31.99 Cumple

Tcr=	0.23 ton-m
Tu=	0.01 ton-m

Tipo de torsion= Equilibrio

Tud=	0.00 ton-m
------	------------

At/s = 0

Av/s = 0

Al (cm²) = 0.00

Para φ 1/4 ; smax (cm)= 25.00

Adicional al acero longitudinal calculado

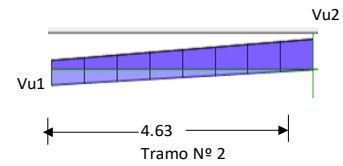
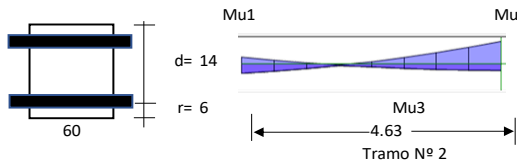
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Borde
Bsup=	40
Acp (cm²)=	1300
Pcp (cm)=	240

r (cm)=	4.48
Xo (cm)=	11.0475
Yo (cm)=	51.0475
Aoh (cm²)=	563.95
Ao (cm²)=	479.36
Ph (cm)=	124.19

Diseño de una viga rectangular (V-201)

1.- Características geométricas

b (cm)=	60
h (cm)=	20
r (cm)=	6
d (cm)=	14
L (m)=	4.63
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	17.84
As min (cm2)=	2.03
As max (cm2)=	13.38
Mcr (ton-m)=	1.16
n=	9.2

Para cortante:	Vc = 0.53 √f'c b d
Vc (Ton)=	6.45
φVc (Ton)=	5.48
So (cms)=	10
2d (cms)=	28

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 3 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	1.97	1.55	3.94	Ok	0.130	Ok	-	3.94
Mu2	0.67	0.51	1.29	No	0.042	Ok	-	1.29
Mu3	0.49	0.37	0.94	No	0.031	Ok	-	0.94

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresión cuando el As en tracción fluye (c/d < cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.03	1/2	5	6.33	Ok	3.05	Mu1			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05
						Mu2			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.03	1/2	5	6.33	Ok	3.05	Mu3			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05

5.- Verificación de cuantía máxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	6.33	6.33	8.92	Ok
Mu2	6.33	6.33	8.92	Ok
Mu3	6.33	6.33	8.92	Ok

6.- Diseño por cortante

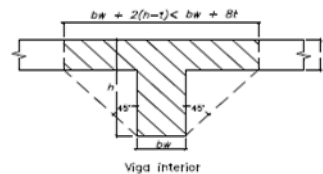
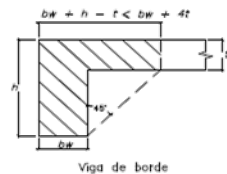
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	1.37	Ok		3/8	2	1.43	7.00	15

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 3 @0.10; Resto @ 0.15 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.87	6.33	10.17	40,796	11	30	37.98	Ok	2.5649	0.0011	Ok
Ms2	0.03	6.33	10.17	40,796	11	30	37.98	Ok	2.5649	0.0011	Ok
Ms3	0.32	6.33	10.17	40,797	11	30	37.99	Ok	2.5649	0.0011	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

1.77 < 30.68 Cumple

Tcr=	0.18 ton-m
Tu=	0.02 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

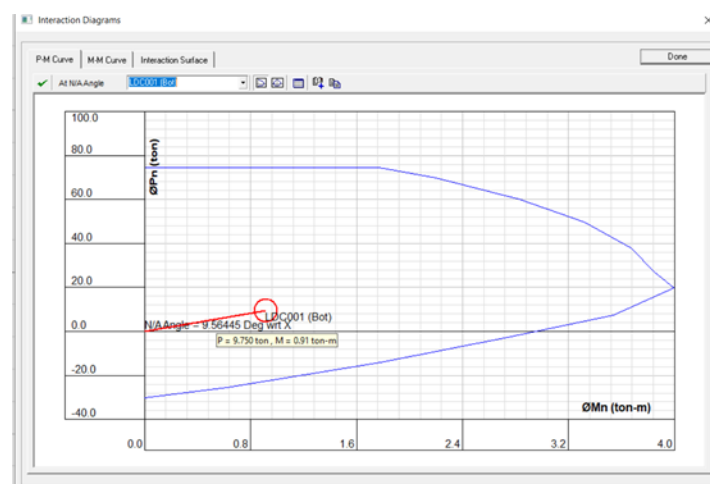
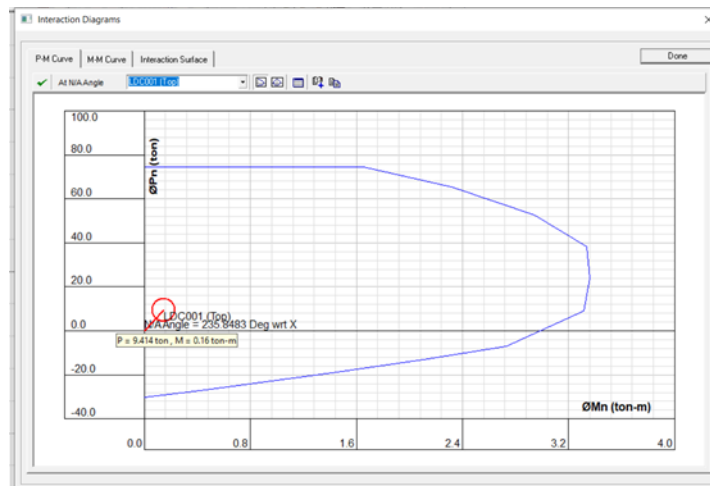
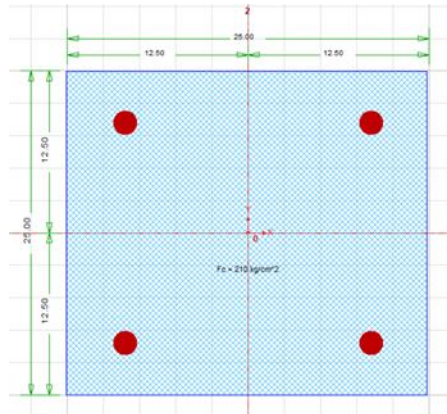
Tud=	0.00 ton-m
At/s=	0
Av/s=	0

Al (cm2) = 0.00 → Para φ 3/8 ; smax (cm)= 15.00  
→ Adicional al acero longitudinal calculado

t (cm)=	5	r (cm)=	4.64
h-t (cm)=	15	Xo (cm)=	50.73
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	10.73
Bsup=	90	Aoh (cm2)=	544.33
Acp (cm2)=	1350	Ao (cm2)=	462.68
Pcp (cm)=	340	Ph (cm)=	122.92

**VERIFICACION BIAIXIAL DE COLUMNA**

**CALCULO DE COLUMNA C-1 (0.27X0.25)**



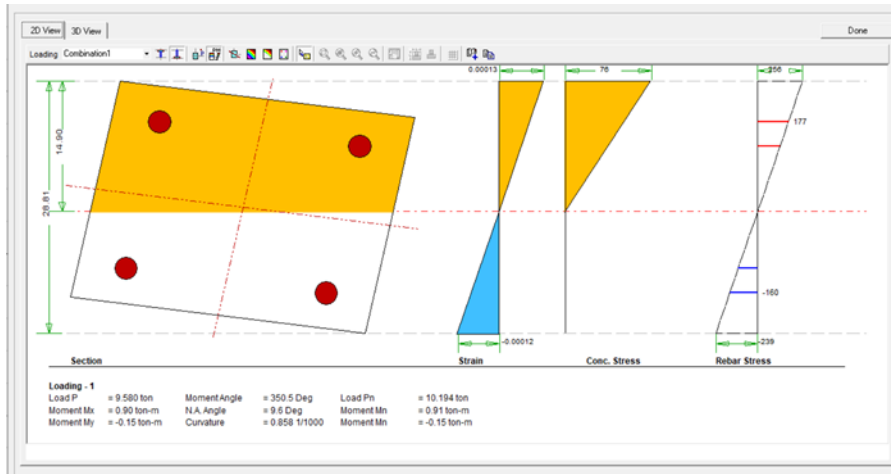
**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	83.560	4.99	11.53	12.56	66.6	N/A	N/A	0.44	324.2	30.83	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD  $\leq 1$**



**ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN NO ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

**PARA CORTANTE**

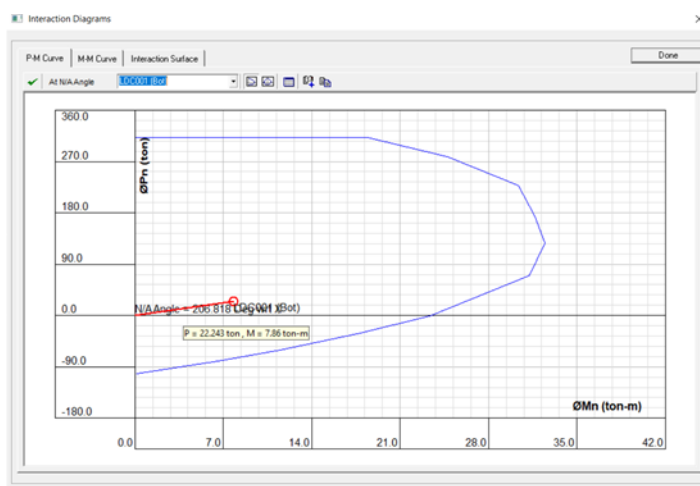
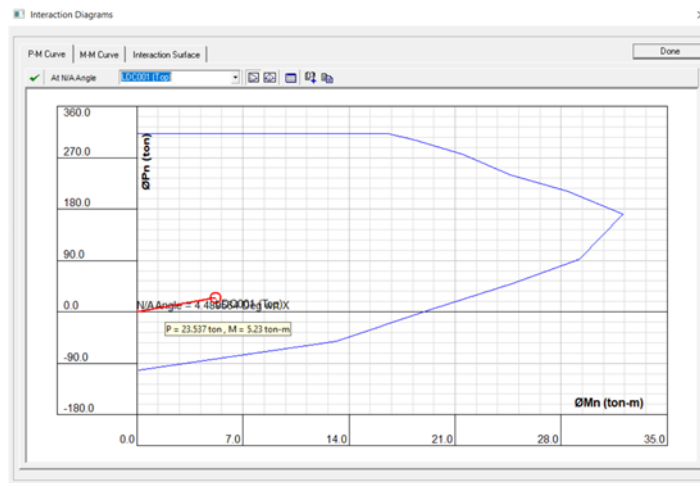
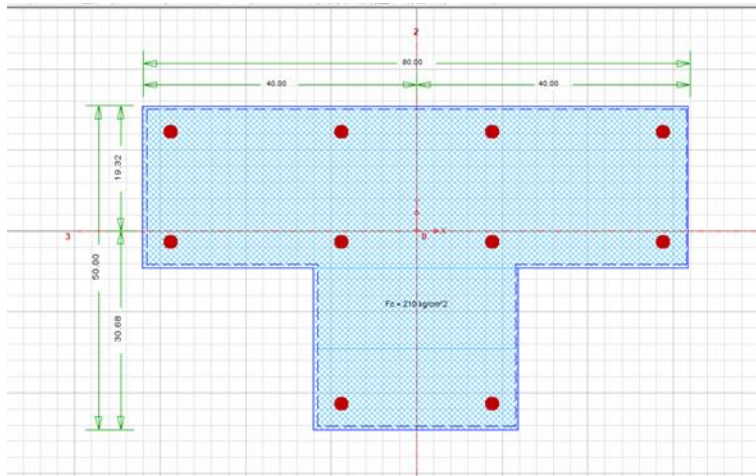
Dv (pulg)= 5/8      Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
H (mts)= 4.1      Altura de columna  
So (cms)= 10  
Lo (cms)= 69      Zona de confinamiento 1@0.05; 7 @0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu <math>\phi</math> Vc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.18	0.01	4.18	Ok		3/8	2	1.43	10.5	15

Utilizar: 1  $\phi$  3/8 1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.15 m



**CALCULO DE COLUMNA C-2 (0.80X0.50)**



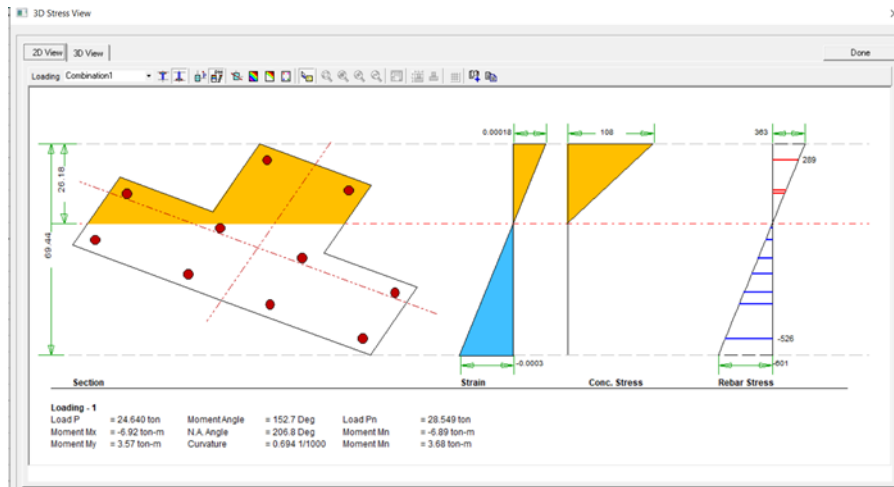
**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End    Top End

Str. No	Load Comb	Load Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muz (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	24.640	-6.92	3.57	7.79	152.7	N/A	N/A	0.30	206.8	19.53	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD  $\leq 1$**



**ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 3/4    Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
 H (mts)= 4.1    Altura de columna  
 So (cms)= 10  
 Lo (cms)= 69    Zona de confinamiento    1@0.05; 7 @0.10

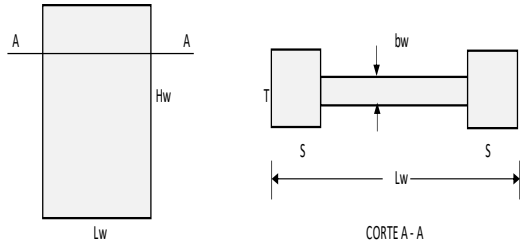
Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu <math>\phi</math> Vc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	24.05	4.44	1345.73	Ok		3/8	4	2.85	30.0	25

Utilizar:    2  $\phi$     3/8    1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.25 m

Diseño de Muro de Corte (PLC-1)

1- Características geométricas

Hs1 (mts)=	4.12	(altura del primer nivel)
Hs2 (mts)=	4.12	(altura típica de niveles)
Nº pisos=	1.00	
Hw (mts)=	4.12	(altura total del muro)
Lw (mts)=	1.20	
bw (mts)=	0.25	(espesor del muro)
d (mts)=	0.96	(0.8Lw)



2- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85

3- Cargas para diseño

Story	Load	Loc	P	V2	V3	M2	M3
STORY1	PARA DISEÑO	Bottom	12.89	3.81	0.20	0.33	7.63

4- Verificación de esbeltez del muro

Lw/bw=	4.80	<	6	→ machon de muro
Hw/Lw=	3.43	>	2	

5- Elementos de borde

Story	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Vu (ton)	As (cm2)	Dv (pulg)	Φ	Nv	Ast (cm2)	S (mts)	T (mts)	c (cms)	cmax (cms)	c<cmax?	Pumax (ton)	Asc (cm2)	Nv	Ld (cms)	Refuerzo transversal del confinamiento			
																		Dv (pulg)	s (transv)	Ash/s (S)	Ash/s (T)
STORY1	12.89	7.63	3.81	2.10	5/8	Φ	4	7.92	0.25	0.25	10.34	26.67	Ok	-	7.92	4	120	1/2	8.33	2.29	2.29
No necesita elementos de confinamiento de borde																		Numero ramas	2	2	

3- Características geométricas del muro

Vertical	
Cuántia min.	0.0012
As (cm2/m)	3.000
Φv (pulg)=	1/2
s (cms)	33.33

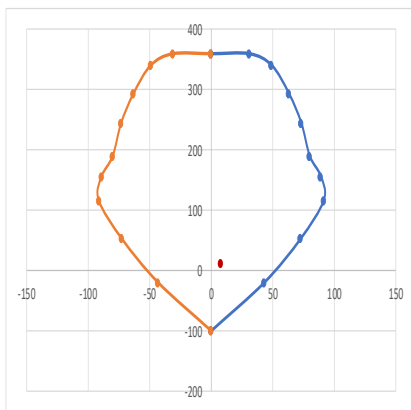
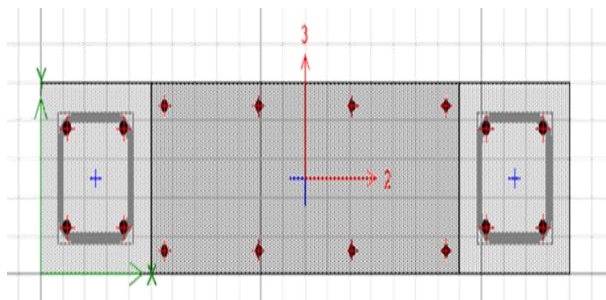


DIAGRAMA DE INTERACCION X-X

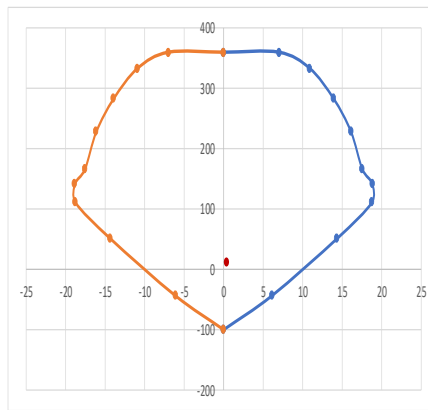
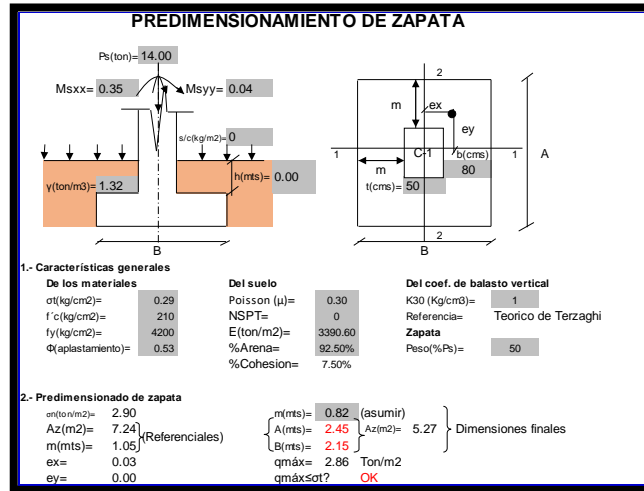


DIAGRAMA DE INTERACCION Y-Y

5- Diseño por cortante por nivel

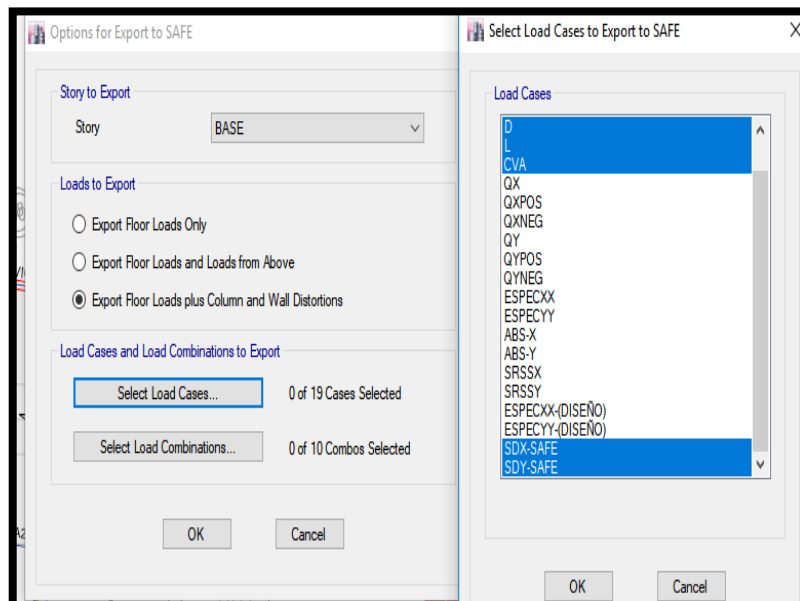
Story	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vc max	Mr*Φ	Fa	R	Fa min SR	Vud (Ton)	Vs (ton)	Refuerzo horizontal				Refuerzo vertical			
												Avh/S2	Dv (pulg)	# capas	S (cms)	Av (cm2/m)	Dv (pulg)	# capas	S (cms)
STORY1	12.89	7.63	3.81	17.15	23.04	43.17	8.08	7.00	7.00	26.67	18.41	0.0457	1/2	2	40.00	6.27	1/2	2	40.00

DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

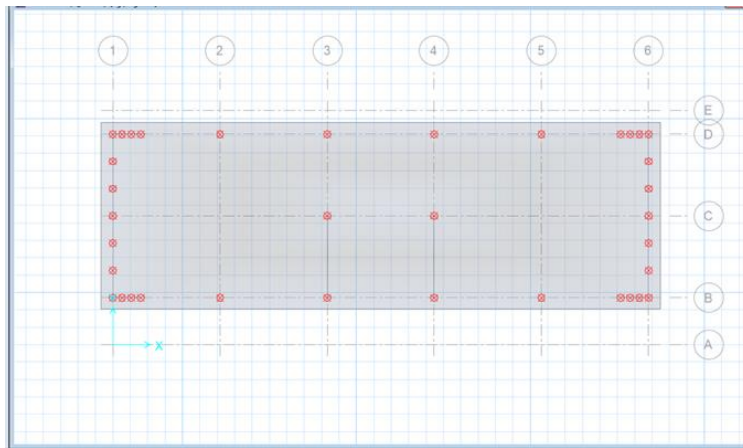


Resumen de valores de Balasto vertical K	
Ecuacion	K (Kg/cm3)
Terzaghi	2.98
Vogt	0.40
Vesic Modificada	0.48
Klepikop	0.33
Buenos Aires	0.51
Bowles	0.35
Compresion simple	0.14
SPT	2.54
Nelson Morrison	0.78
<b>Promedio</b>	<b>0.95</b>

EXPORTAR CARGAS ETABS A SAFE

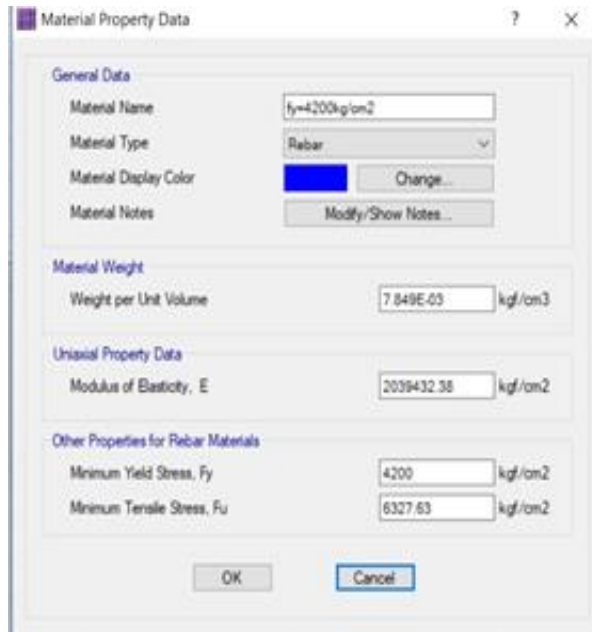


SELECCIONAR CASOS DE CARGA

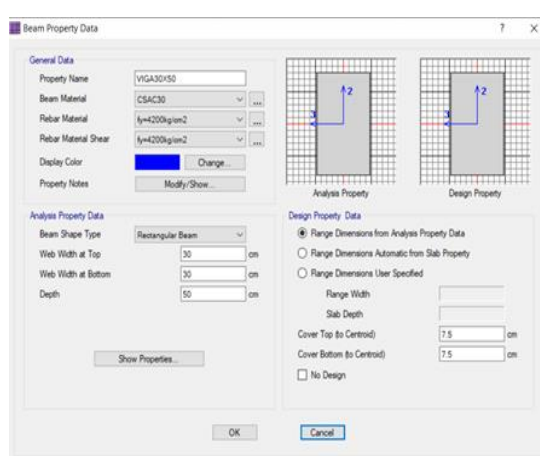
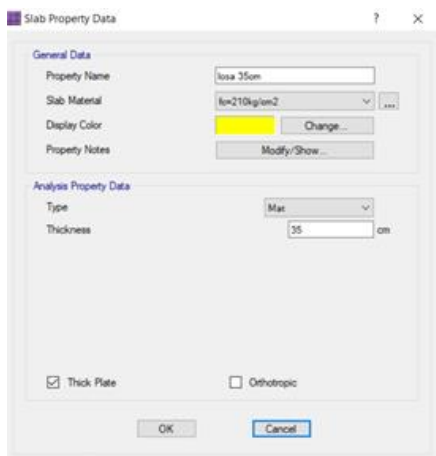


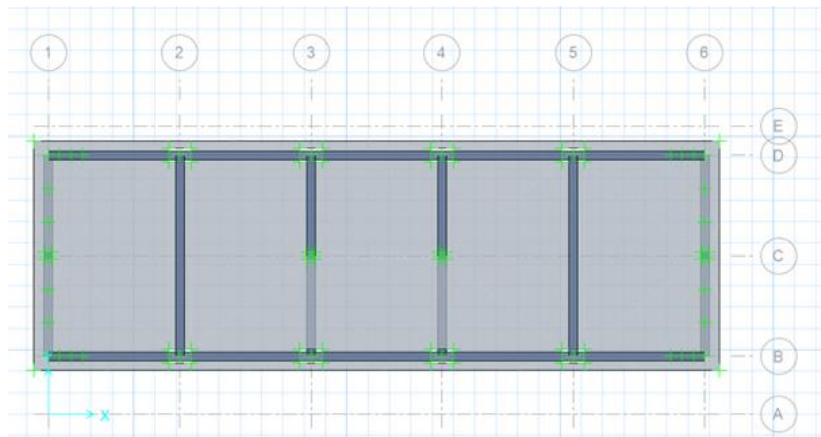
VISUALIZACION DE CARGAS EN SAFE

DEFINICION DE MATERIALES

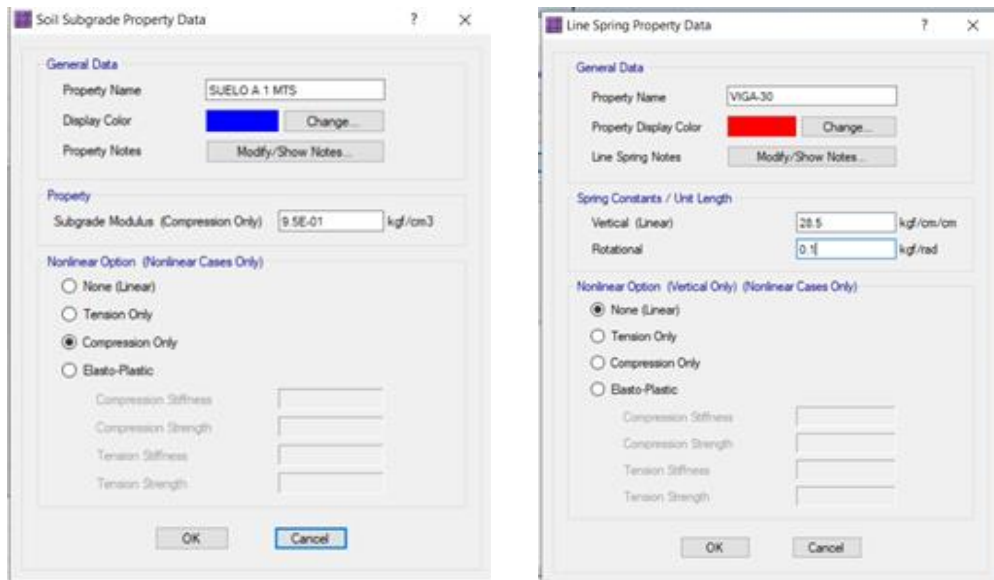


DEFINICION Y ASIGNACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

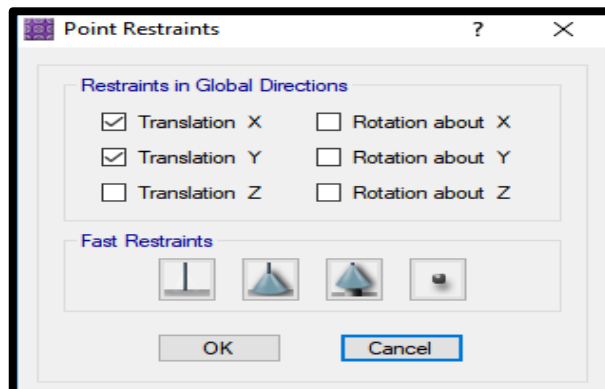




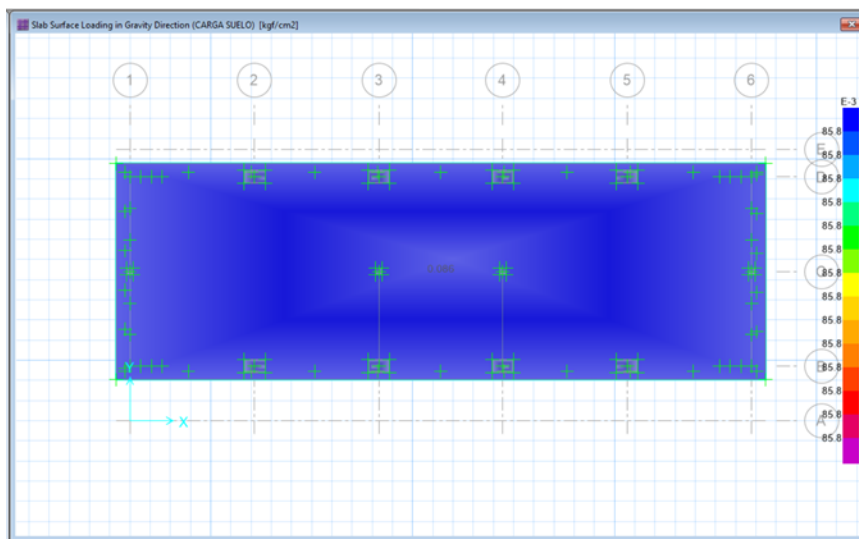
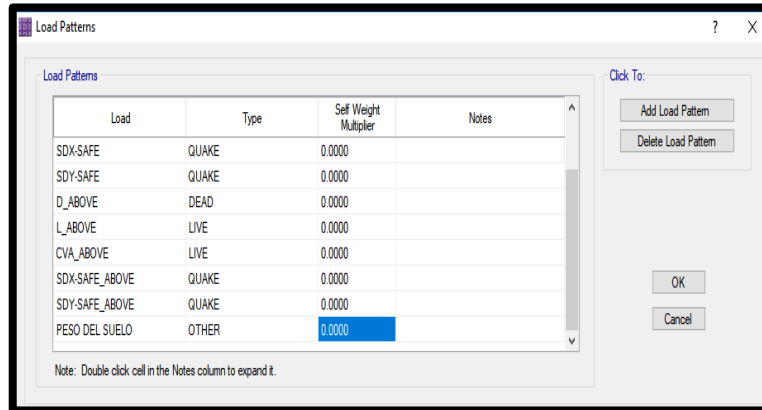
### DEFINICION Y ASIGNACION DEL SUELO DE APOYO



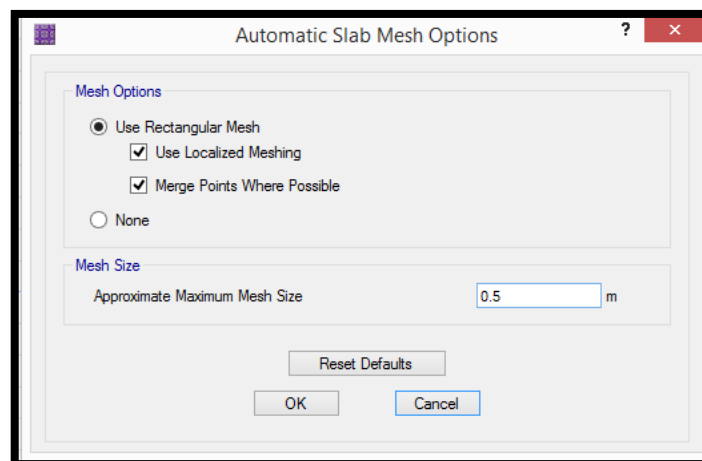
### RESTRICCIONES DE MOVIMIENTO DEL SUELO



ASIGNAR PESO DEL SUELO

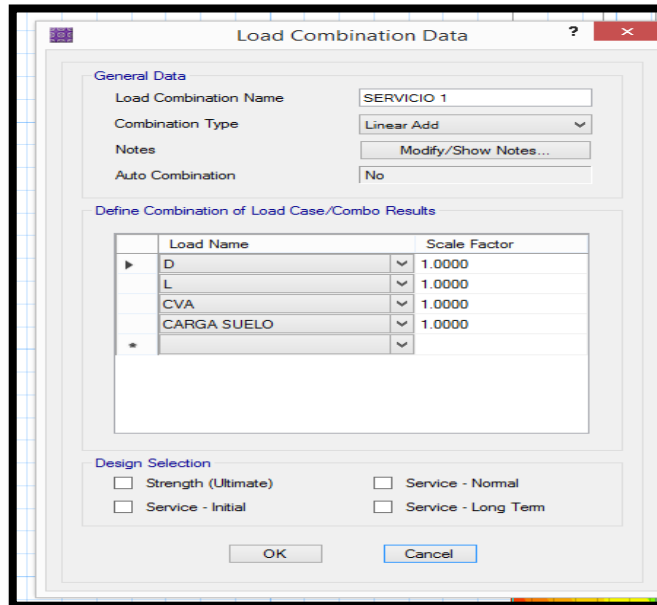


DESIGNACION MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

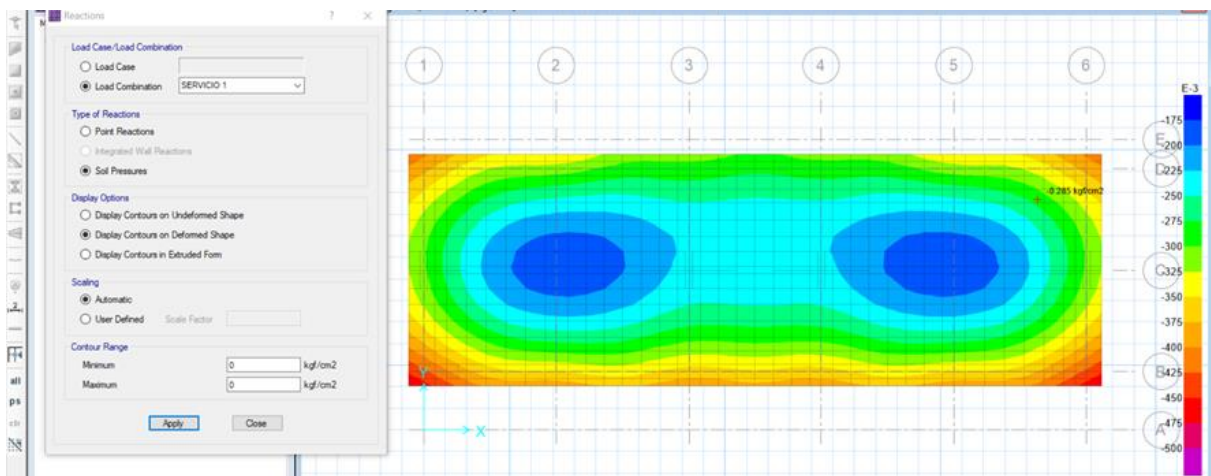




CARGAS Y REACCIONES DE ACUERDO A E.060, 15.2



PARA CONDICIONES SIN SISMO



Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 2

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SX-SAFE	0.8000

Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 3

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SX-SAFE	-0.8000

Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 4

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SY-SAFE	0.8000

Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 5

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SY-SAFE	-0.8000

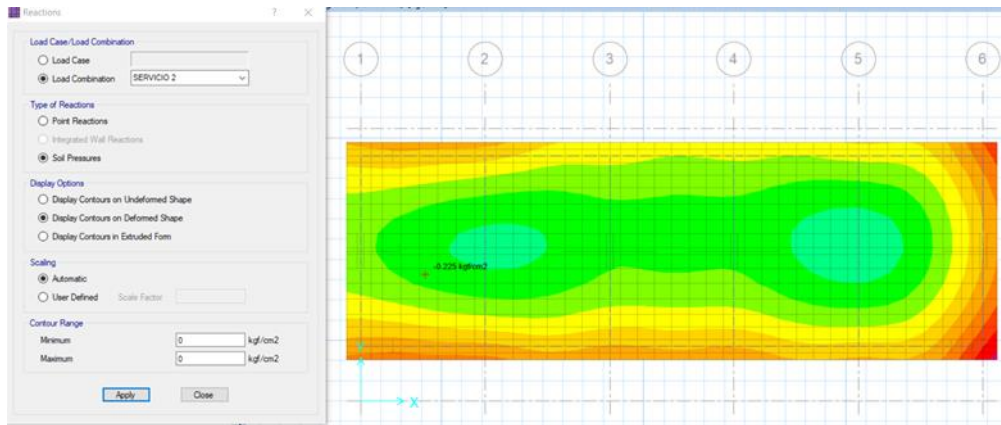
Design Selection

Strength (Ultimate)     Service - Normal

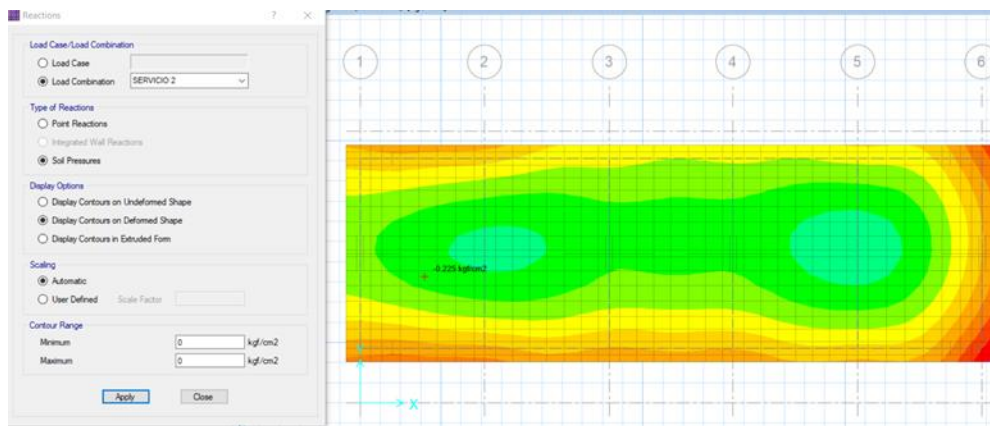
Service - Initial     Service - Long Term

OK Cancel

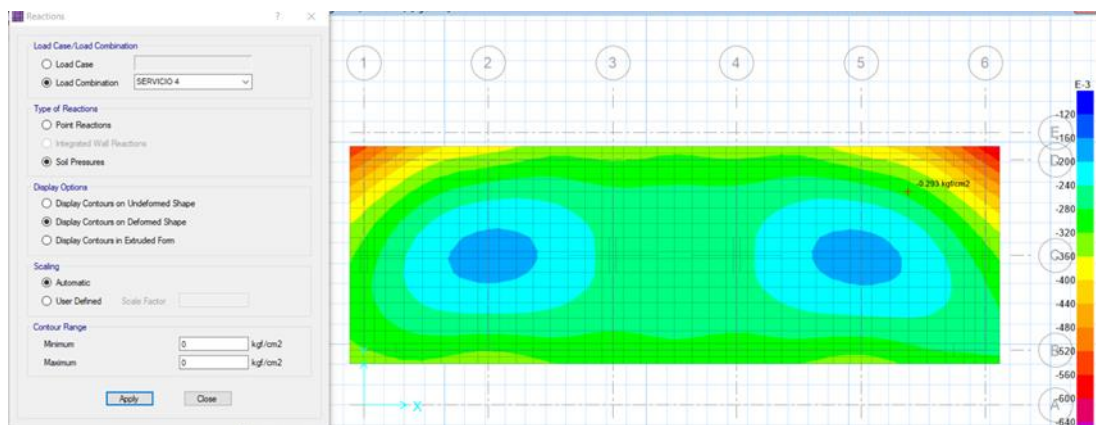
PARA CONDICIONES CON SISMO, DE ACUERDO A E.060, 15.2.4 Y 15.2.5.



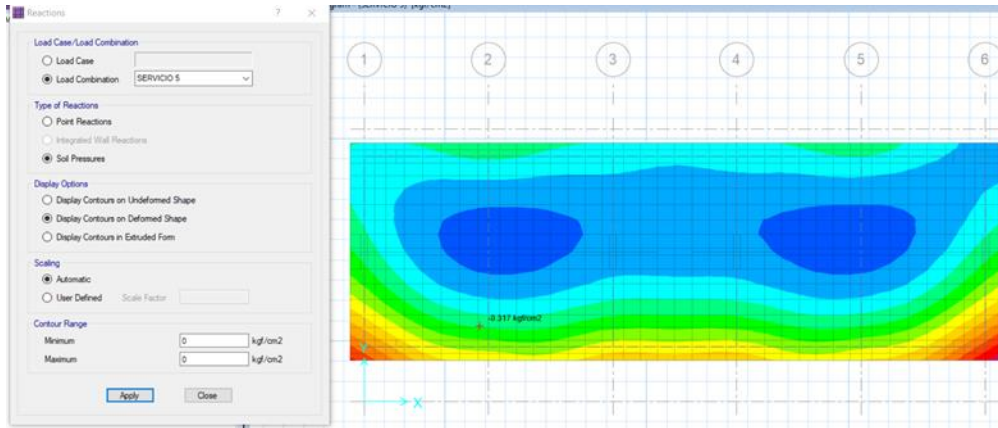
**CONDICION DE SERVICIO 2**  
**(CARGAS DE SERVICIO+80%SISMOX) < 1.30\*qadms**



**CONDICION DE SERVICIO 3**  
**(CARGAS DE SERVICIO-80%SISMOX) < 1.30\*qadms**



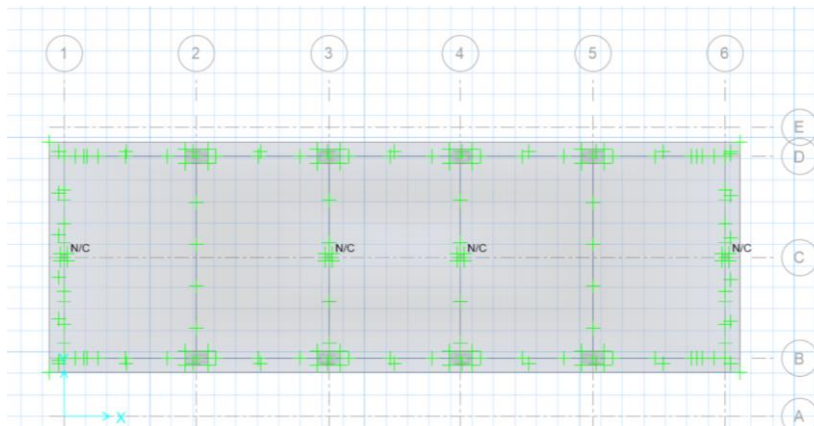
**CONDICION DE SERVICIO 4**  
**(CARGAS DE SERVICIO+80%SISMOY) < 1.30\*qadms**



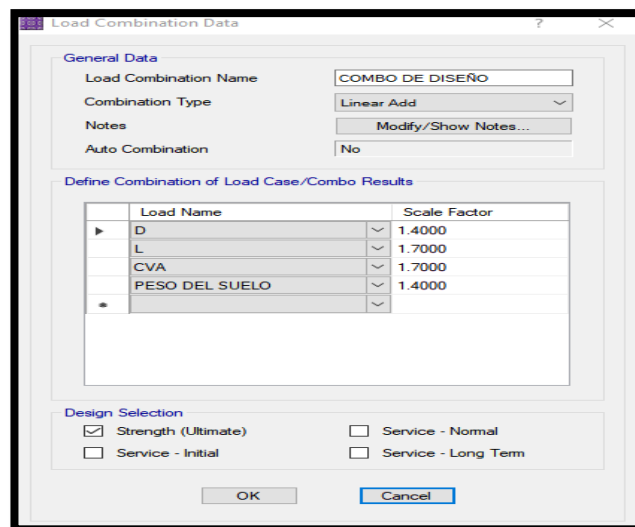
**CONDICION DE SERVICIO 5  
(CARGAS DE SERVICIO-80%SISMOY) < 1.30\* $q_{adms}$**

Considerar mejorar las condiciones geotecnicas del suelo bajo el bloque en analisis para llegar a la profundidad de desplante que asegure la capacidad portante del analisis.

**CHEQUEO DE PUNZONAMIENTOS**



**COMBINACIONES DE DISEÑO**

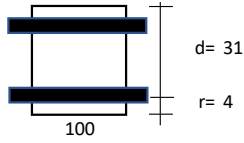


DISEÑO DE LOSAS

Diseño de platea de cimentacion (tramos criticos en la direccion X-X)

1.- Caracteristicas geometricas

b (cm)=	100
h (cm)=	35
r (cm)=	4
d (cm)=	31



2.- Caracteristicas del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	65.85
As min (cm2)=	5.58
As max (cm2)=	49.39
Mcr (ton-m)=	5.92
n=	9.2

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

3.- Caracteristicas de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m/m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	Asd (cm2)	Asd<Asmax?
Mu MAX (-)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok
Mu MAX (+)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

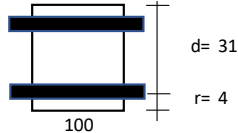
4.- Armado del acero (corrido)

Seccion	Dv (pulg)	S (cms)	S asumido (cms)	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	As tot > Asd?
Mu MAX (-)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok
Mu MAX (+)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok

Diseño de platea de cimentacion (tramos criticos en la direccion Y-Y)

1.- Caracteristicas geometricas

b (cm)=	100
h (cm)=	35
r (cm)=	4
d (cm)=	31



2.- Caracteristicas del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	65.85
As min (cm2)=	5.58
As max (cm2)=	49.39
Mcr (ton-m)=	5.92
n=	9.2

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

3.- Caracteristicas de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m/m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	Asd (cm2)	Asd<Asmax?
Mu MAX (-)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok
Mu MAX (+)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero (corrido)

Seccion	Dv (pulg)	S (cms)	S asumido (cms)	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	As tot > Asd?
Mu MAX (-)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok
Mu MAX (+)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok

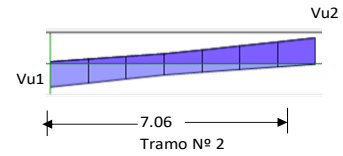
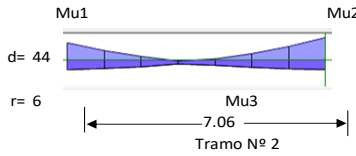
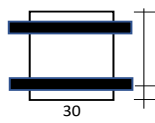


VIGA DE CIMENTACION

Diseño de una viga rectangular (VA-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	50
r (cm)=	6
d (cm)=	44
L (m)=	7.06
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	28.04
As min (cm2)=	3.19
As max (cm2)=	21.03
Mcr (ton-m)=	3.62
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	10.14
φVc (Ton)=	8.62
So (cms)=	10
2d (cms)=	88

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000  
Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 9 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	2.60	1.24	1.59	No	0.033	Ok	-	1.59
Mu2	2.30	1.10	1.40	No	0.029	Ok	-	1.40
Mu3	3.30	1.58	2.02	No	0.042	Ok	-	2.02

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.19	5/8	3	5.94	Ok	9.36	Mu1			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.36
						Mu2			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.36

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.19	5/8	3	5.94	Ok	9.35	Mu3			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.35

5.- Verificación de cuantía máxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	5.94	14.02	Ok
Mu2	5.94	5.94	14.02	Ok
Mu3	5.94	5.94	14.02	Ok

6.- Diseño por cortante

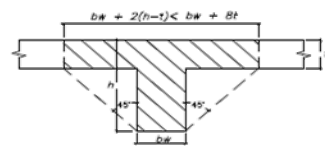
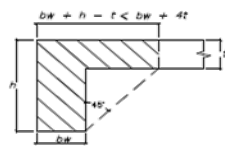
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.08	Ok		3/8	2	1.43	22.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 9 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	4.0582	5.94	10.97	72,827	1,693	61	5,572.99	Ok	1.1817	0.0724	Ok
Ms2	3.9665	5.94	10.97	72,827	1,655	60	5,447.07	Ok	1.1817	0.0708	Ok
Ms3	3.1800	5.94	25.60	329,527	22	30	71.92	Ok	1.3260	0.0010	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

3.20 < 31.86 Cumple

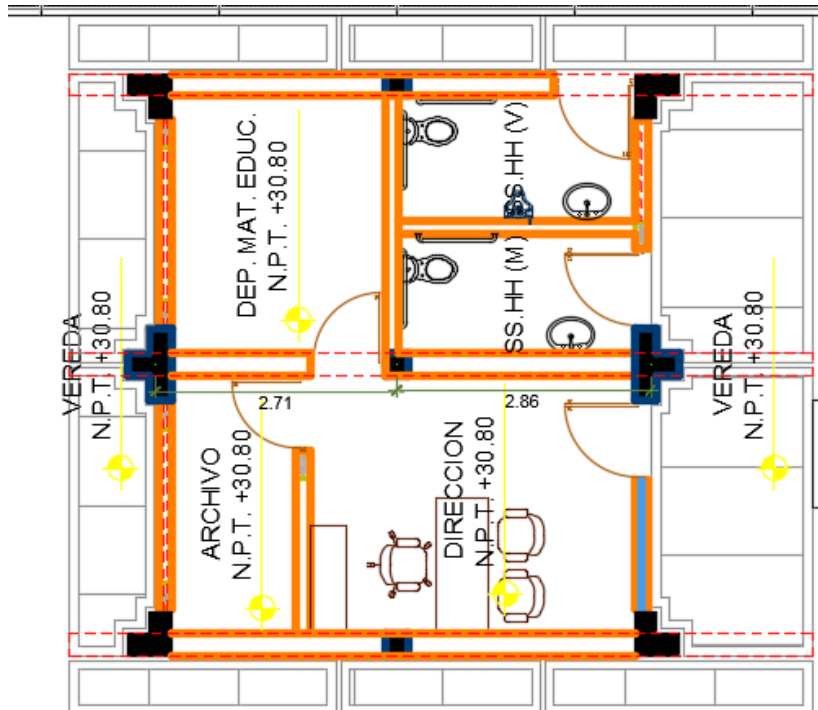
t (cm)=	5
h-t (cm)=	45
Tipo=	Interior
Bsup=	70
Acp (cm2)=	1700
Pcp (cm)=	300
r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	20.4125
Yo (cm)=	40.4125
Aoh (cm2)=	824.92
Ao (cm2)=	701.18
Ph (cm)=	121.65

Tcr=	0.32 ton-m
Tu=	0.15 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s =	0
Av/s =	0
Al (cm2) =	0.00

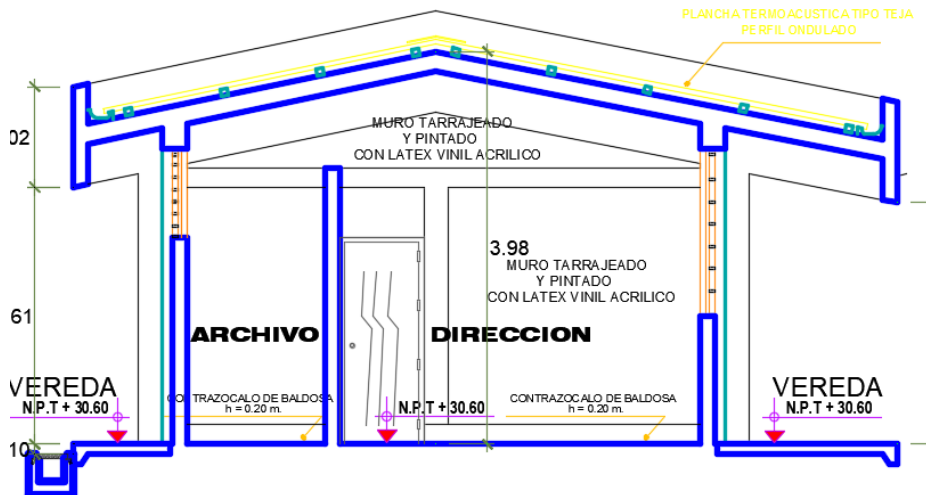
Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

8.3.- ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO DE SUM SEGÚN E-030

MODELO MATEMATICO DE SUM PARA ANALISIS ESTRUCTURAL EN ETABS

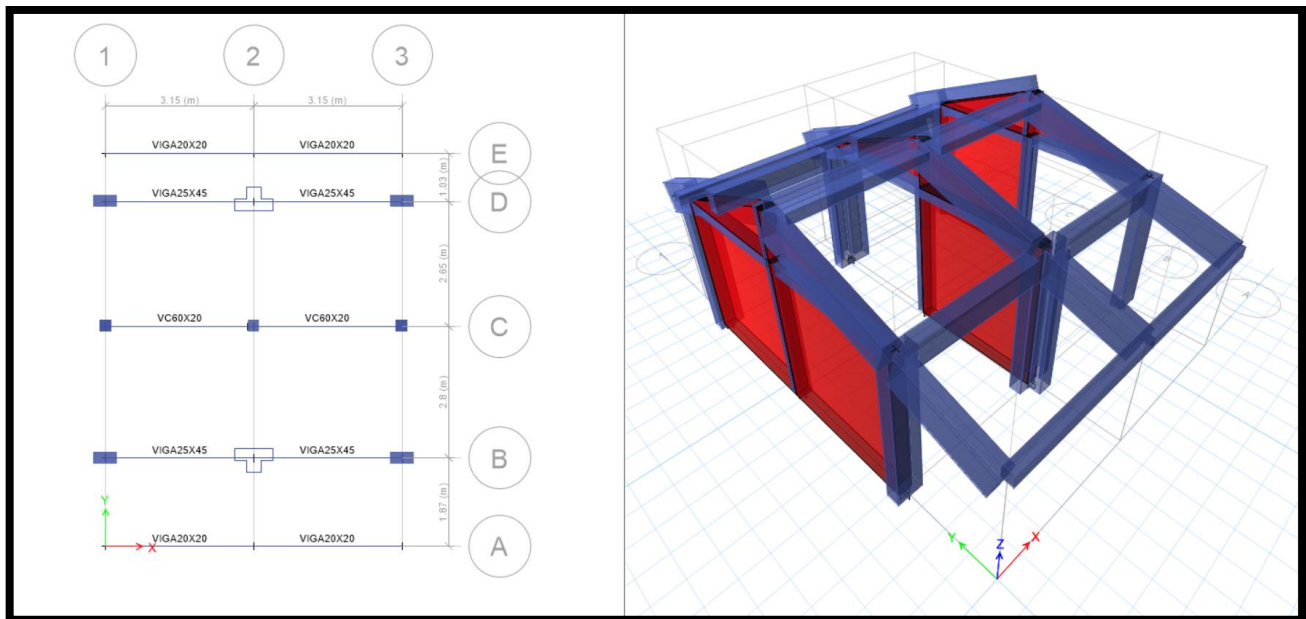


1ER NIVEL



ELEVACION PRINCIPAL





### MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN ETABS

#### Estructuración o Modelamiento

De acuerdo a E.030-2018, se tiene en cuenta el **Art. 17 Categorías y Sistemas estructurales**, que textualmente indica: **“De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta se proyecta empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10”**. Se adjuntan Tablas N° 6 y 10 mencionadas en dicho artículo, que condicionan a la estructuración final de la(s) edificación(es) en la presente memoria de cálculo.

Tabla N° 6 (*) CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

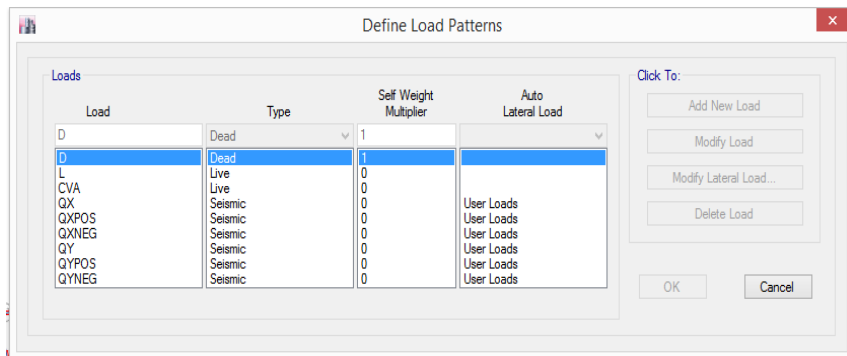
(\*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.

(\*\*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se puede usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Para el sentido “x”, se plantea un sistema estructural de pórticos tomando un valor de (R=8), en la dirección “y” verificamos la densidad de muros de albañilería para el análisis sísmico y verificación de agrietamiento de muros para sismo severo (R=3).

## 2. DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE PATRONES DE CARGA

El paso siguiente es la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto seguiremos usando el comando Define, por lo que seguiremos la ruta “**Define/Load Patterns...**”, así como se muestra en la Figura siguiente:



Donde se utilizó asignación de fuerzas laterales en los patrones de carga para el análisis estático. Una vez asignada la carga distribuida sobre las losas, asignarles diafragmas rígidos. Asignar diafragma a cada piso.

METRADO DE CARGAS EN ADM				
<b>I) CARGA MUERTA (CM)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	ALIGERADO E=0.20 MTS	300.0		
	ACABADOS E=0.05 MTS	100.0		
	<b>TOTAL D</b>	400.0		
<b>II) CARGA VIVA (CV)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	S/C ZONA AZOTEA	100.0		
<b>III) CARGAS EN LOSAS (1 NIVEL) EN TON/M2</b>				
	CM (LOSAS ALIGERADAS)	0.40		
<b>IV) CARGAS EN VIGAS DE AZOTEA (TON/M)</b>				
	<b>Numero de eje</b>	<b>B (M)</b>	<b>CM</b>	<b>CVA</b>
	Eje 1,3	1.58	0.63	0.16
	Ejes 2	3.15	1.26	0.32
	Ejes B y D	0.50	0.20	0.05

## 3. CALCULO DEL PESO SISMICO

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el Artículo 4.3 de la NTE E.030 que se muestra a continuación:

El peso ( $P$ ), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como nuestro edificio tendrá un uso de institución educativa entonces de acuerdo con la tabla N° 5 de la NTE E-0.30 del diseño sismo resistente, la categoría del edificio que le corresponde es del tipo A. Luego de acuerdo con lo anterior, debemos usar el ítem a del artículo 4.3 para calcular el peso sísmico efectivo.

Edificaciones especiales	<ul style="list-style-type: none"><li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li><li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li><li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li></ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p>	1,5
--------------------------	---	-----

A manera de fórmula, el Peso Sísmico Efectivo del Edificio,  $P$ , se determinará como:

$$P = (\text{Peso Propio} + CM) + 0.50CV + 0.25CVT$$

En nuestro caso se le asigno como una combinación de cargas llamada **PESO**

#### 4. INCORPORACION DEL ESPECTRO DE DISEÑO

El Peso Sísmico Efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en la NTE E.030 que se muestra a continuación:

TOMANDO LOS SIGUIENTES VALORES:

$R_X = 8$  (PORTICOS)

$R_Y = 3$  (ALBAÑILERIA)

TANTO PARA LOS EJES X-X Y PARA EL EJE Y-Y SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES RESULTADOS:

ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030) X-X  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

CATEGORIA DE EDIFICIO	A
Tipo de categoria: A1 o A2?	A2
ZONA SISMICA	4
TIPO DE SUELO	S3

U	1.5
Z	0.45
TP	1.00
TL	1.60
S	1.10

1.- ZONIFICACION

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

MATERIAL DE ESTRUCTURA	CONCRETO ARMADO
SISTEMA ESTRUCTURAL	PORTICOS
R <sub>o</sub>	8
ESTRUC. REG.(1), IRREG.(2)	1
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
R = R <sub>o</sub> x (I <sub>a</sub> o I <sub>p</sub> )	8

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

PERIODOS "Tp" Y "TL"				
	S0	S1	S2	S3
TP	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

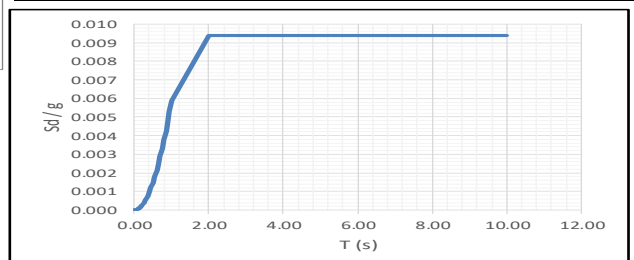
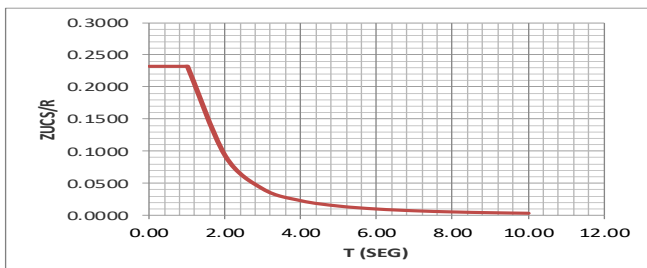
T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.2320
0.02	2.50	0.2320
0.04	2.50	0.2320
0.06	2.50	0.2320
0.08	2.50	0.2320
0.10	2.50	0.2320
0.12	2.50	0.2320
0.14	2.50	0.2320
0.16	2.50	0.2320
0.18	2.50	0.2320
0.20	2.50	0.2320
0.25	2.50	0.2320
0.30	2.50	0.2320
0.35	2.50	0.2320
0.40	2.50	0.2320
0.45	2.50	0.2320
0.50	2.50	0.2320
0.55	2.50	0.2320
0.60	2.50	0.2320
0.65	2.50	0.2320
0.70	2.50	0.2320
0.75	2.50	0.2320
0.80	2.50	0.2320
0.85	2.50	0.2320
0.90	2.50	0.2320
0.95	2.50	0.2320
1.00	2.50	0.2320
2.00	1.00	0.0928
3.00	0.44	0.0413
4.00	0.25	0.0232
5.00	0.16	0.0149
6.00	0.11	0.0103
7.00	0.08	0.0076
8.00	0.06	0.0058
9.00	0.05	0.0046
10.00	0.04	0.0037

3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>o</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO_ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
DE MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA_ARMADA_O_CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
<b>IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>I<sub>p</sub></b>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030) Y-Y  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

CATEGORIA DE EDIFICIO	A
Tipo de categoria: A1 o A2?	A2
ZONA SISMICA	4
TIPO DE SUELO	S3

U	1.5
Z	0.45
TP	1.00
TL	1.60
S	1.10

1.- ZONIFICACION

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

MATERIAL DE ESTRUCTURA	ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA
SISTEMA ESTRUCTURAL	ALBAÑILERIA CONFINADA
R <sub>0</sub>	3
ESTRUC. REG.(1), IRREG.(2)	1
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
R = R <sub>0</sub> x (I <sub>a</sub> o I <sub>p</sub> )	3

2.- CONDICIONES GEOTECNICAS

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

PERIODOS "Tp" Y "TL"				
	S0	S1	S2	S3
TP	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

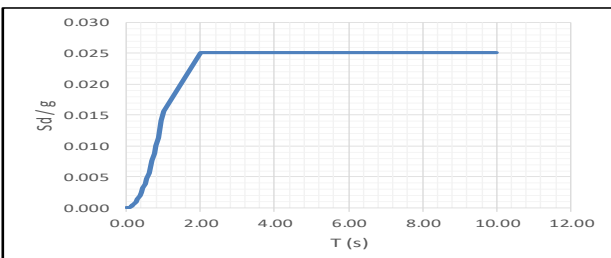
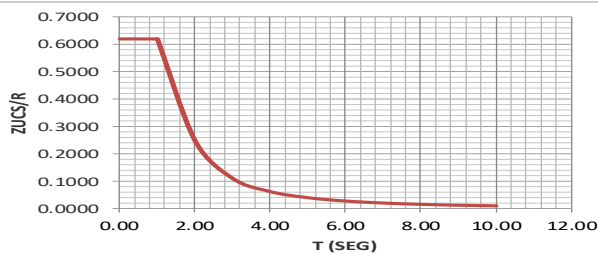
T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.6188
0.02	2.50	0.6188
0.04	2.50	0.6188
0.06	2.50	0.6188
0.08	2.50	0.6188
0.10	2.50	0.6188
0.12	2.50	0.6188
0.14	2.50	0.6188
0.16	2.50	0.6188
0.18	2.50	0.6188
0.20	2.50	0.6188
0.25	2.50	0.6188
0.30	2.50	0.6188
0.35	2.50	0.6188
0.40	2.50	0.6188
0.45	2.50	0.6188
0.50	2.50	0.6188
0.55	2.50	0.6188
0.60	2.50	0.6188
0.65	2.50	0.6188
0.70	2.50	0.6188
0.75	2.50	0.6188
0.80	2.50	0.6188
0.85	2.50	0.6188
0.90	2.50	0.6188
0.95	2.50	0.6188
1.00	2.50	0.6188
2.00	1.00	0.2475
3.00	0.44	0.1100
4.00	0.25	0.0619
5.00	0.16	0.0396
6.00	0.11	0.0275
7.00	0.08	0.0202
8.00	0.06	0.0155
9.00	0.05	0.0122
10.00	0.04	0.0099

3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>0</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
DE MUROS ESTRUCTURALES	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
<b>IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>I<sub>p</sub></b>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



### 5. CALCULO DEL CORTANTE ESTATICO DE LA BASE

El Cortante estático en la Base, V, del Edificio, es calculado mediante la aplicación de la expresión en el Artículo 4.5.2 que mostramos a continuación:

$$V = \left( \frac{ZUCS}{R} \right) \cdot P$$

Teniendo en cuenta en todo momento de que,

$$C/R \geq 0.125$$

A continuación, se detalla el procedimiento a seguir para determinar el Cortante estático en la base.

#### 5.1 Determinar el periodo fundamental T de la estructura

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	ular Frequen rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.128	7.796	48.9813	2399.1704
Modal	2	0.089	11.264	70.7763	5009.2817
Modal	3	0.044	22.823	143.4023	20564.2174
Modal	4	0.035	28.671	180.1456	32452.4504
Modal	5	0.026	37.961	238.5173	56890.5105
Modal	6	0.024	42.22	265.2755	70371.0789
Modal	7	0.016	63.251	397.42	157942.642
Modal	8	0.015	65.423	411.0654	168974.761
Modal	9	0.013	75.118	471.9793	222764.43
Modal	10	0.013	78.394	492.5642	242619.5
Modal	11	0.01	102.673	645.1126	416170.223
Modal	12	0.009	106.57	669.6002	448364.49

#### 5.2 Calcular el valor del Factor de Amplificación Sísmica, C, para cada dirección principal de análisis, mediante la expresión del Artículo 2.5 de la E.030 – 2018.

$$C = \begin{cases} 2.5 & , T \leq T_p \\ 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) & , T_p < T \leq T_L \\ 2.5 \left( \frac{T_p T_L}{T^2} \right) & , T > T_L \end{cases}$$

El período de suelo que define la plataforma o meseta del espectro y desplazamientos uniformes se detalla en la Tabla N°4 de la E.030.

Tabla N° 4 PERÍODOS "T <sub>p</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

$$T_x = T_y = 0.128 \text{ seg} < T_p = 1.00 \text{ seg}, C_x = C_y = 2.5$$

**5.3 Evaluar el valor de C/R para ambas direcciones de análisis.**

En X,  $C/R = 2.5/7 = 0.3125 \geq 0.125$

En Y,  $C/R = 2.5/3 = 0.8333 \geq 0.125$

**5.4 Determinación de ZUS(C/R):**

En X,  $ZUS(C/R) = (0.45) * (1.5) * (1.1) * (0.3125) = 0.2320$

En Y,  $ZUS(C/R) = (0.45) * (1.5) * (1.1) * (0.8333) = 0.6188$

**5.5 Cálculo del valor de K:**

$$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50 s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0 & , T > 0.50 s \end{cases}$$

$T_x = T_y = 0.128 < 0.50s, K_x = K_y = 1$

**5.6 Calculo del cortante Basal y distribución de las Fuerzas laterales por nivel:**

TABLE: Story Forces			
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf
PISO 1	PESO	Top	1.6722
PISO 1	PESO	Bottom	71.2876

DISTRIBUCION DE CORTANTE

Nivel	Altura (m)	Peso acumulado (ton)	Pi (ton)
1	3.98	36.48	36.48

- Z 0.45
- U 1.5
- S 1.1
- Tp (seg)= 1.0
- TL (seg)= 1.6
- T (seg)= 0.128 Periodo del edificio
- c= 2.5
- k= 1.000
- Rx= 8
- Ry= 3
- C/Rx= 0.3125  $\geq 0.125$
- C/Ry= 0.8333  $\geq 0.125$
- Vx/P= 0.2320 P
- Vy/P= 0.6188 P

$$c = \begin{cases} 2.5 & , T \leq T_p \\ 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) & , T_p < T \leq T_L \\ 2.5 \left( \frac{T_p T_L}{T^2} \right) & , T > T_L \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50 s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0 & , T > 0.50 s \end{cases}$$

$F_i = \alpha_i \cdot V$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)}$$

$\longrightarrow V_x = 8.46 \text{ Ton}$   
 $\longrightarrow V_y = 22.57 \text{ Ton}$

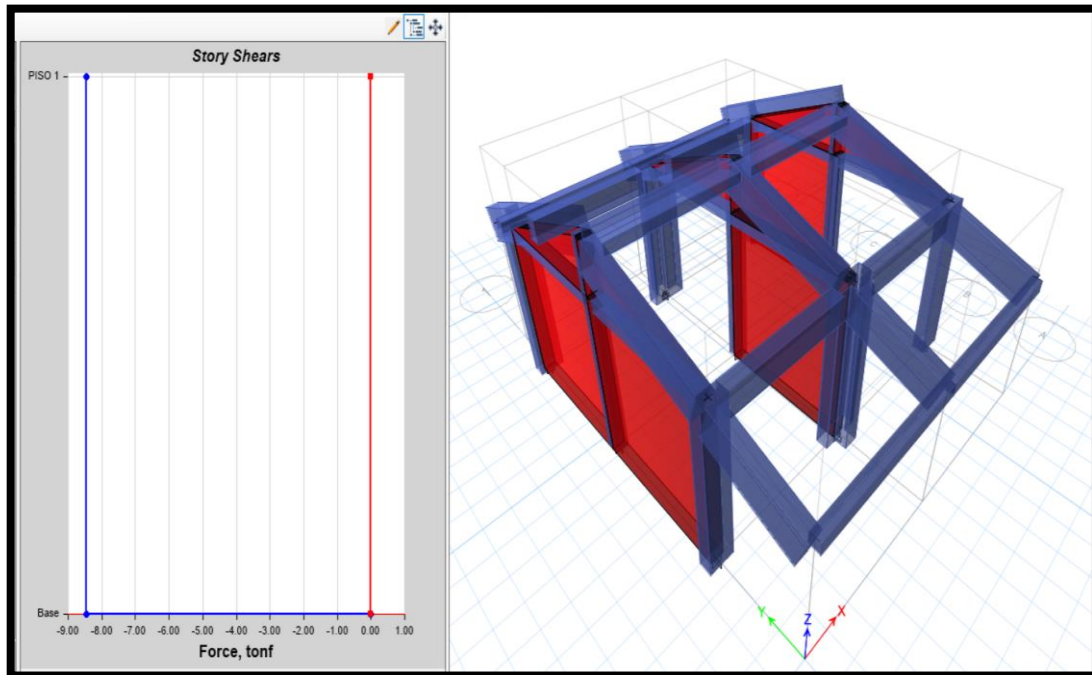
Sismo X = Sismo Y

Fi eje xx	Piso	Altura(m)	hi	Pi	k	Pi x hi^k	αi	Fix	
FX1	1	3.98	3.98	36.48	1.000	145.19	1.00	8.46	
						sumatoria	145.19	sumatoria	8.46

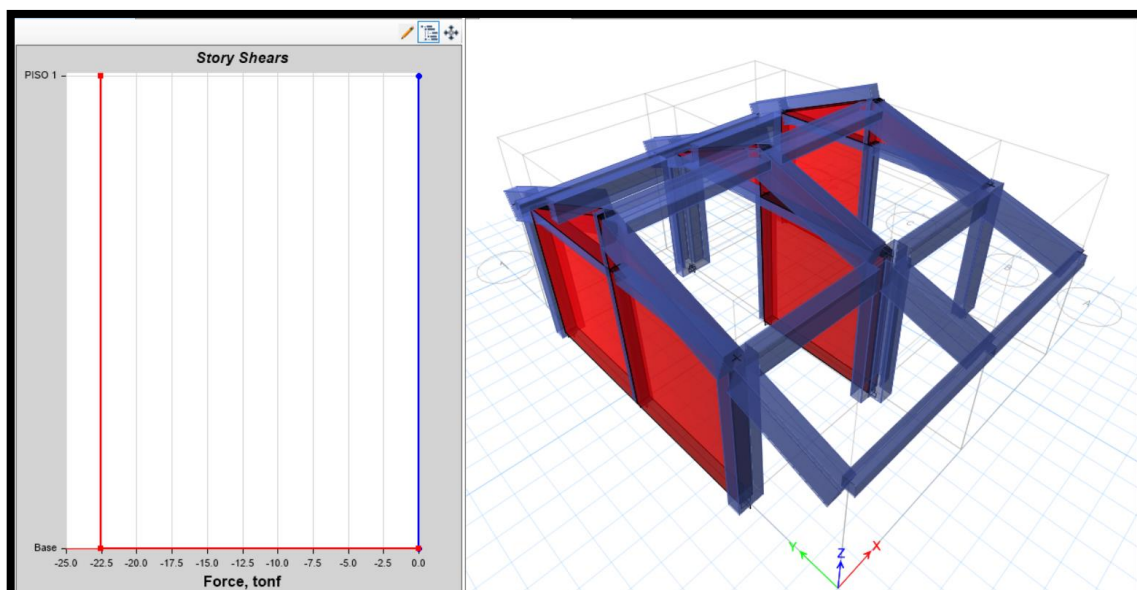
Fi eje yy	Piso	Altura(m)	hi	Pi	k	Pi x hi^k	αi	Fiy	
FY1	1	3.98	3.98	36.48	1.000	145.19	1.00	22.57	
						sumatoria	145.19	sumatoria	22.57



5.7 Distribución del cortante estático por nivel:



En X-X

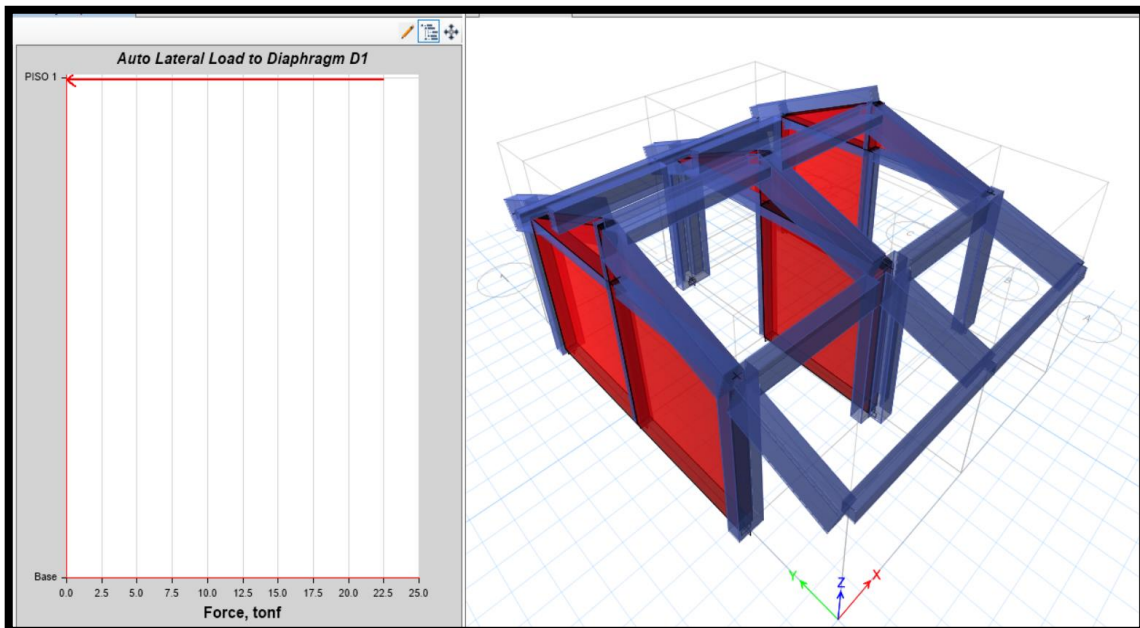
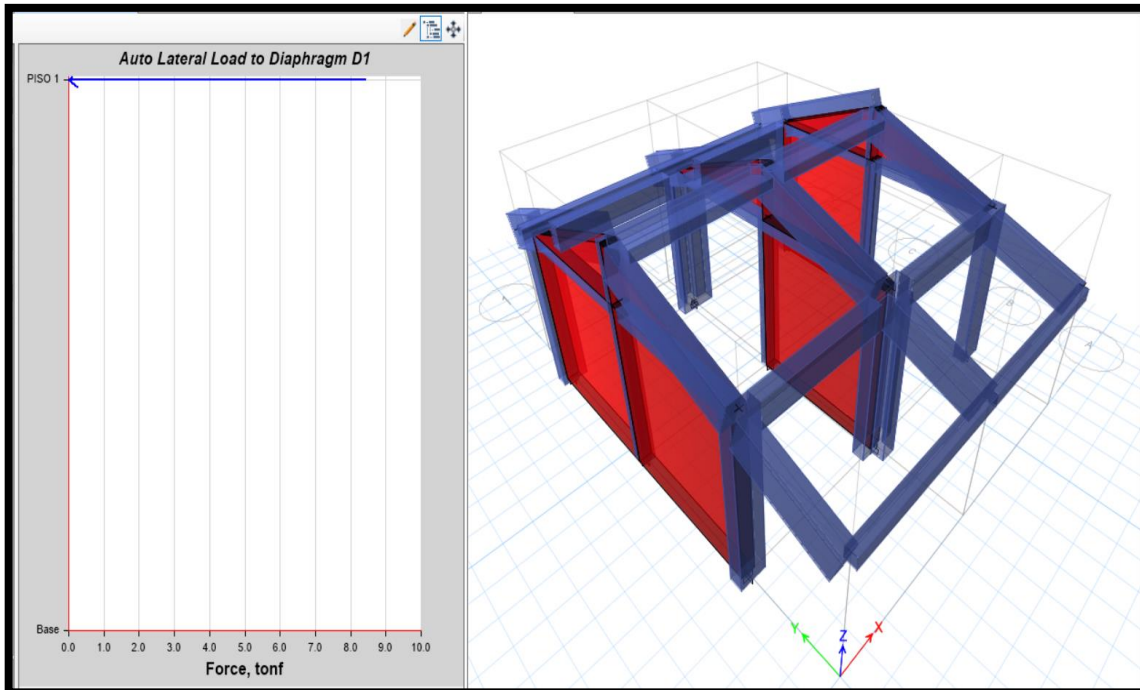


En Y-Y

6. CALCULO DEL CORTANTE DINAMICO

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
PISO 1	ESPECXX	Bottom	0	4.8249	0.1434	22.4834	0.5048	18.4127
PISO 1	ESPEYY	Bottom	0	0.3825	12.5875	50.193	44.5382	0.9343



**Distribución por piso de la fuerza cortante estática del Edificio.**

**7. DESPLAZAMIENTOS DE PISO Y DERIVAS**

Para tener la seguridad de que nuestro edificio o construcción sea lo suficientemente rígido ante fuerzas laterales, esto es, que no se presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, el Artículo 5.1 nos indica lo siguiente:

Valores que de acuerdo con la Tabla N°11 del Artículo 5.2, que para este ejemplo de construcciones netamente de concreto, deben ser menores a 0.007.

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

Adicionalmente, la separación,  $s$ , entre construcciones adyacentes debe ser de por lo menos lo indicado en el Artículo 5.3.

$$s = \text{máx} \left\{ 0.6h ; \frac{2}{3} \delta_n ; 3 \right\} [cm]$$

Una vez definido el análisis con el que vamos a trabajar procedemos a evaluar **desplazamientos y derivas de piso** esto se realiza para tener la seguridad de que la estructura sea lo suficiente rígida ante fuerzas laterales, como hemos definido a nuestra estructura como regular multiplicaremos a los desplazamientos por **0.75\*R**

#### VERIFICACION DE DERIVAS MAXIMAS

SISMO X $\Delta/h \leq 0.007$							
R =	8						
F =	0.75	Factor de regularidad (F=0.85 para estruct. irregular y 0.75 para estruct. Regular)					
PISO	H(M)	Hacum (M)	$\Delta$ elasticas	$\Delta$ inelasticas	$\delta_{inel.}$ (cm)	MAX. PERM.	VERIF
1	3.98	3.98	0.000466	0.002796	1.1128	0.007	SI CUMPLE
SISMO Y $\Delta/h \leq 0.005$							
R =	3						
F =	0.75	Factor de regularidad (F=0.85 para estruct. irregular y 0.75 para estruct. Regular)					
PISO	H(M)	Hacum (M)	$\Delta$ elasticas	$\Delta$ inelasticas	$\delta_{inel.}$ (cm)	MAX. PERM.	VERIF
1	3.98	3.98	0.000088	0.000198	0.0788	0.005	SI CUMPLE

## 8. ESCALAMIENTO DE FUERZAS DE DISEÑO

Para efectos de diseño, luego de haber realizado el análisis estático y dinámico del edificio y haber realizado la verificación de la rigidez, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido mediante Análisis Dinámico Modal Espectral (Artículo 4.6) debe ser igual a por lo menos como se indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

TABLE: Story Forces

Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 1	QX	Bottom	0	-8.46	0	39.5505	0	-33.6708
PISO 1	QY	Bottom	0	0	-22.57	-68.1881	89.8286	0
PISO 1	ESPECXX	Bottom	0	4.8249	0.1434	22.4834	0.5048	18.4127
PISO 1	ESPECYY	Bottom	0	0.3825	12.5875	50.193	44.5382	0.9343

Comparación entre cortante estático (Ve) vs cortante dinámico (Vd) de acuerdo con E-030

Cortantes en la base		
Tipo	FX	FY
	tonf	tonf
Estatico (Ve)	8.46	22.57
Factor (F)	0.80	0.80
F.Ve	6.77	18.06
Dinamico (Vd)	4.82	12.59
Vd ≥ F.Ve?	No	No
FS	1.403	1.434

El factor de amplificación (FS) es para el espectro de aceleración dinámico es 1.403 en "X" y 1.434 para "Y" para asegurar un valor de cortante mayor o igual al 80% del cortante estático.

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
PISO 1	ESPECXX-(DISEÑO)	Bottom	0	6.7548	0.2008	31.4768	0.7067	25.7778
PISO 1	ESPECYY-(DISEÑO)	Bottom	0	0.547	18.0001	71.776	63.6896	1.336

## 9. COMBINACION MODAL SEGÚN LA NTE-0.30

El Artículo 4.6.3 de la NTE E.030 nos permite determinar la respuesta,  $r$ , del edificio mediante el criterio de combinación modal alternativo que se indica a continuación:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

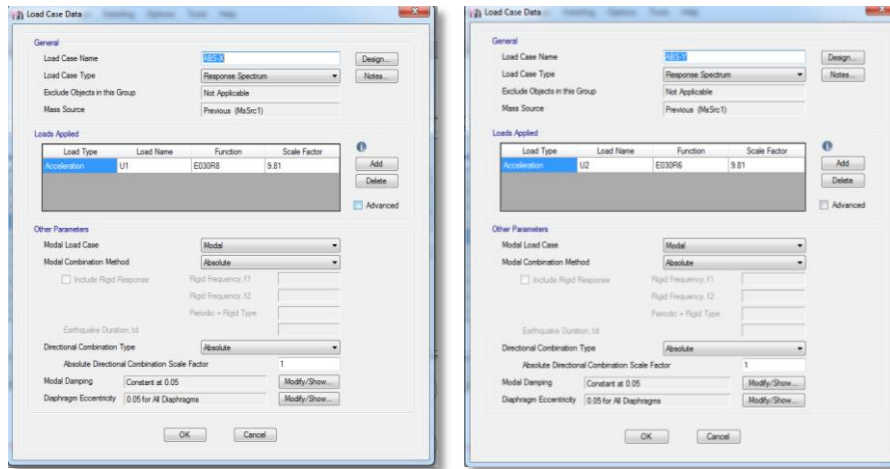
Dicho de otro modo:

$$r = 0.25(ABS) + 0.75(SRSS)$$

Dejando para nuestra libre consideración el cálculo de las respuestas el uso de la Combinación Cuadrática Completa, CQC. Además, el número mínimo de modos que se deben considerar en un análisis tridimensional será de 03 hasta tener un Porcentaje de Participación de Masa Modal, PPMM, mínimo del 90% del Peso Sísmico Efectivo calculado, tal como lo indica el Artículo 4.6.1.

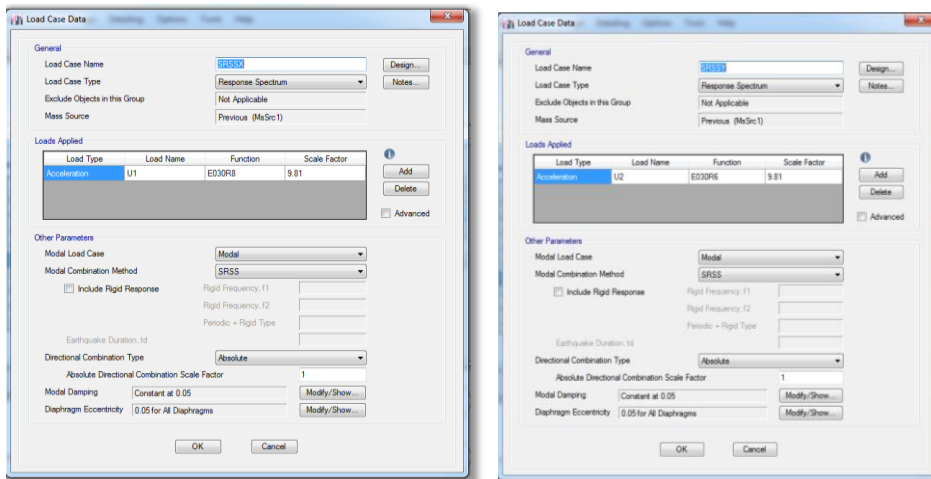
Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

**9.1 Generar casos de carga por Espectro de Respuesta, Response Spectrum, configurando al método de combinación Modal de Suma de los Valores Absolutos, ABS**



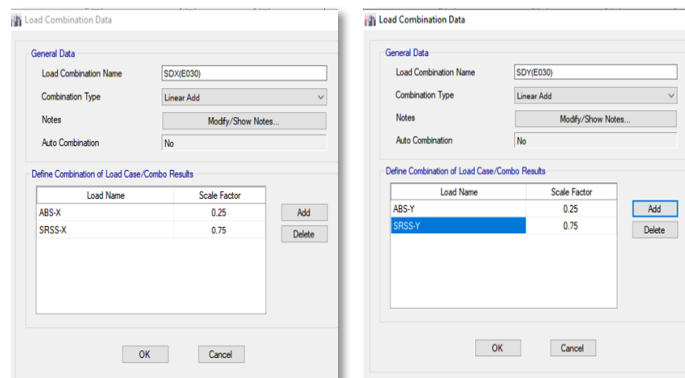
**Casos de Carga del Tipo Response Spectrum, Método de Combinación Modal ABS, Direcciones X & Y**

**9.2 Generar otros casos de carga del mismo tipo, esta vez, configurando al Método de Combinación Modal de Raiz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS.**



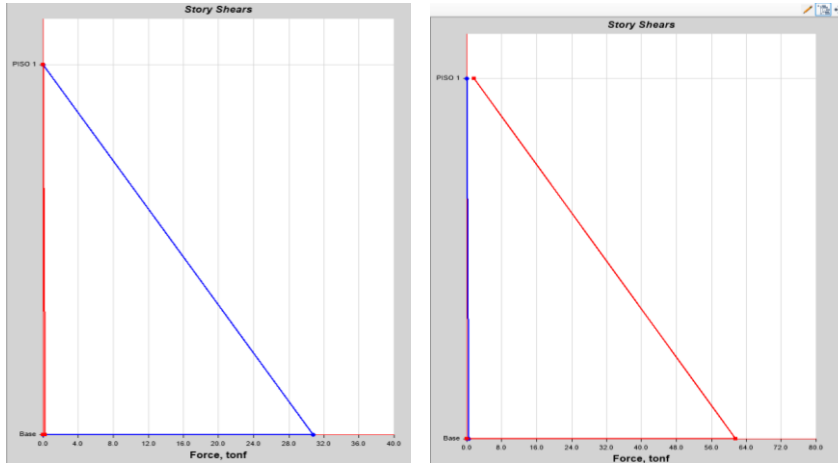
**Casos de Carga del Tipo Response Spectrum, Método de Combinación Modal SRSS, Direcciones X & Y.**

**9.3 Definir combinaciones de Carga, EQ-XX [E.030] & EQ-YY [E.030], indicando los factores de escala que indica la NTE E.030.**

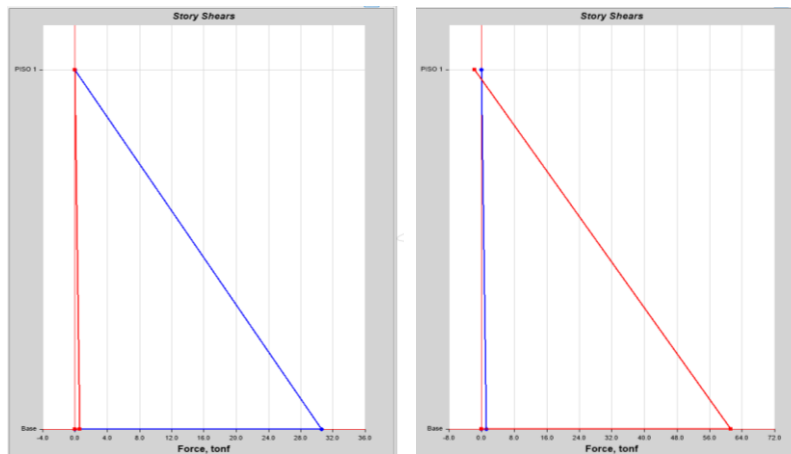




9.4 Comparación de cortantes entre Spec (diseño) y Spec (E030).



**Distribución de Cortantes Dinámicos de diseño**  
 $V_x = 6.75 \text{ Tn.}$   
 $V_y = 18.00 \text{ Tn.}$



**Distribución de Cortantes Dinámicos según E030**  
 $V_x = 5.09 \text{ Tn.}$   
 $V_y = 13.09 \text{ Tn}$

**10. MOMENTO DE VOLTEO**

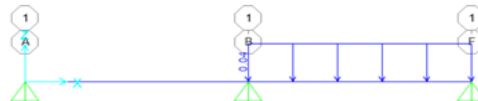
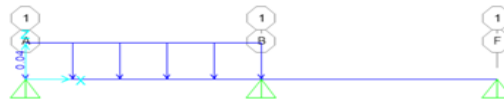
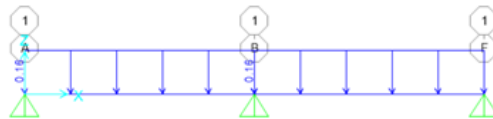
Considerando lo dicho en art. 7.3 de la norma E-030, se procede a comprobar el momento de volteo.

Direc. Anal.	Mr (ton-m)	Mv (ton-m)	Mr/Mv	>1.2?
En X-X	212.47	33.67	6.31	Ok
En Y-Y	314.33	89.83	3.50	Ok

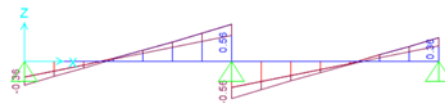
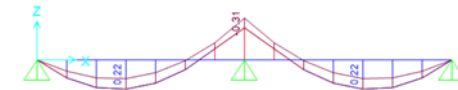
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE ALIGERADOS

METRADO DE CARGAS EN VIGUETAS				
<b>I) CARGA MUERTA (D)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	ALIGERADO E=0.20 MTS	300.0		
	ACABADOS E=0.05 MTS	100.0		
	<b>TOTAL D</b>	<b>400.0</b>		
<b>II) CARGA VIVA (L)</b>				
	<b>DESCRIPCION</b>	<b>EN KG/M2</b>		
	S/C ZONA AZOTEA	100		
<b>III) CARGAS EN VIGUETAS</b>				
		<b>B (M)</b>	<b>D (TON/M)</b>	<b>L (TON/M)</b>
	VIGUETA AZOTEA	0.400	0.160	0.040



**DESIGNACION DE CARGAS EN VIGUETAS DE AZOTEA**



**ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTANTES EN VIGUETAS DE AZOTEA**



Diseño de una vigueta de aligerado típico (AZOTEA)

1.- Características geométricas

bw (cm)=	10	Ancho del alma
hw (cm)=	20	Altura total de viga
bf (cm)=	40	Ancho del ala
hf (cm)=	5	Altura del ala
r (cm)=	3	
d (cm)=	17	
L (m)=	3.15	
Tramo N°=	1	

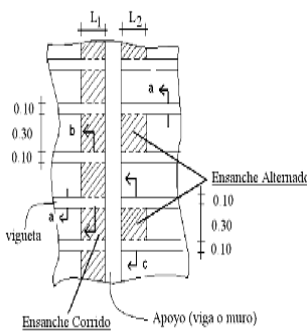
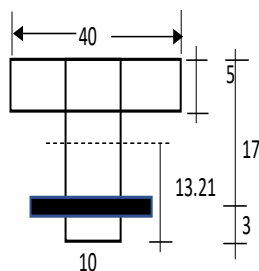


Fig. 11-2a Vista en planta de los ensanches corridos y alternados

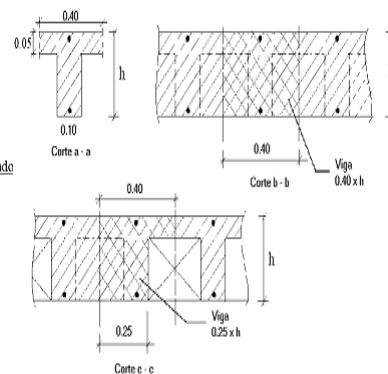


Fig. 11-2b Cortes en la zona de los ensanches

2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200	cb/d=	0.588
f'c (kg/cm2)=	210	Asb (cm2)=	3.61 9.99
β1=	0.85	As min (cm2)=	1.24 0.64
εc=	0.0030	As max (cm2)=	2.71 7.49
εy=	0.0021	Mcr (ton-m)=	0.50 0.26
		n=	9.2

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	Asd(cm2)	c/d	c/d<cb/d?
Mu(-)i	0.00	0.00	0.00	No	0.00	0.000	Ok
Mu(-)f	0.31	1.18	0.50	No	0.65	0.081	Ok
Mu(+)	0.22	0.20	0.34	No	0.45	0.014	Ok

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\phi M_{nf} = \phi A_s f_y (d - \frac{hf}{2})$$

Momento resistente del ala

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero

As (-)

Seccion	As bastones 1				As bastones 2				As final				
	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot > Asd?	φ Mn (T-m)
Mu(-)i	3/8	1	0.71	20.00	0.43			0.00	20.00	0.00	0.71	Ok	0.43
Mu(-)f	1/2	1	1.27	20.00	0.74			0.00	20.00	0.00	1.27	Ok	0.74

As (+)

Seccion	As continuo				As bastones				As final			
	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot > Asd?	φ Mn (T-m)
Mu(+)	3/8	1	0.71	0.45			0.00	20.00	0.00	0.71	Ok	0.45

5.- Verificacion por cortante

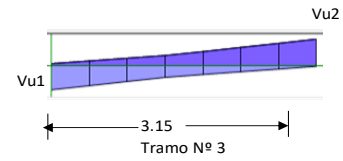
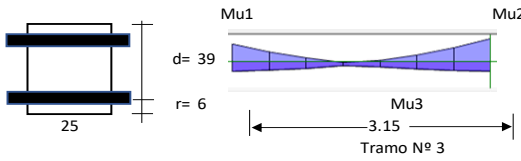
Seccion	Vu (ton)	φ Vc (Ton)	Vu < φ Vc ?	Observaciones
Vu(-)i	0.36	1.22	Ok	No necesita ensanche por cortante
Vu(-)f	0.56	1.22	Ok	No necesita ensanche por cortante

**DISEÑO DE VIGAS**

**Diseño de una viga rectangular (VA-1)**

1.- Características geométricas

b (cm)=	25
h (cm)=	45
r (cm)=	6
d (cm)=	39
L (m)=	3.15
Tramo N°=	3



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	20.71
As min (cm²)=	2.35
As max (cm²)=	15.53
Mcr (ton-m)=	2.45
n=	9.2

Para cortante:

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$	
Vc (Ton)=	7.49
φVc (Ton)=	6.37
So (cms)=	10
2d (cms)=	78

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 8 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	1.06	0.68	0.73	No	0.021	Ok	-	<b>0.73</b>
Mu2	1.33	0.86	0.91	No	0.026	Ok	-	<b>0.91</b>
Mu3	0.44	0.28	0.30	No	0.009	Ok	-	<b>0.30</b>

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.35	5/8	2	3.96	Ok	5.56	Mu1			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56
						Mu2			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.35	5/8	2	3.96	Ok	5.56	Mu3			0.00	40.00	0.00	3.96	Ok	5.56

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	3.96	3.96	10.36	Ok
Mu2	3.96	3.96	10.36	Ok
Mu3	3.96	3.96	10.36	Ok

6.- Diseño por cortante

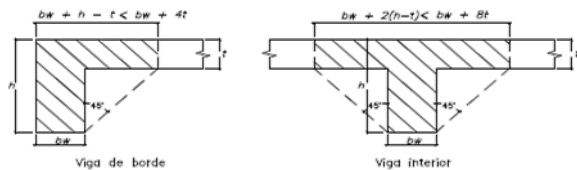
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	1.68	Ok		3/8	2	1.43	19.50	20

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 8 @0.10; Resto @ 0.20 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.0800	3.96	22.96	198,437	21	30	60.64	Ok	1.3741	0.0009	Ok
Ms2	0.2900	3.96	22.96	198,437	21	30	60.64	Ok	1.3741	0.0009	Ok
Ms3	0.2200	3.96	22.96	198,434	21	30	60.63	Ok	1.3741	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

1.75 < 31.77 Cumple

t (cm)=	5
h-t (cm)=	40
Tipo=	Interior
Bsup=	65
Acp (cm²)=	1325
Pcp (cm)=	270
r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	15.4125
Yo (cm)=	35.4125
Aoh (cm²)=	545.80
Ao (cm²)=	463.93
Ph (cm)=	101.65

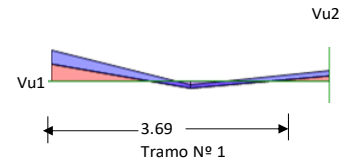
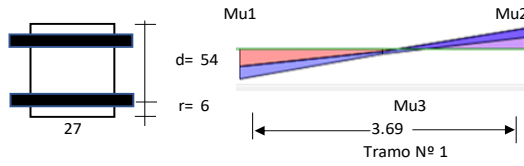
Tcr=	0.22 ton-m
Tu=	0.01 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s =	0
Av/s =	0
Al (cm²) =	0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 20.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (VS-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	27
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	3.69
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm²)=	4200
f'c (kg/cm²)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm²)=	30.97
As min (cm²)=	3.52
As max (cm²)=	23.23
Mcr (ton-m)=	4.70
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	11.20
φVc (Ton)=	9.52
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm²)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm²)	As (cm²)
Mu1	2.28	0.98	1.13	No	0.021	Ok	-	1.13
Mu2	0.86	0.37	0.42	No	0.008	Ok	-	0.42
Mu3	0.71	0.30	0.35	No	0.007	Ok	-	0.35

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresión cuando el As en tracción fluye (c/d < Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	3	5.94	Ok	11.54	Mu1			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm²)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm²)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	2	3.96	Ok	7.82	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.82

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm²)	A's (cm²)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu2	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu3	3.96	5.94	15.49	Ok

6.- Diseño por cortante

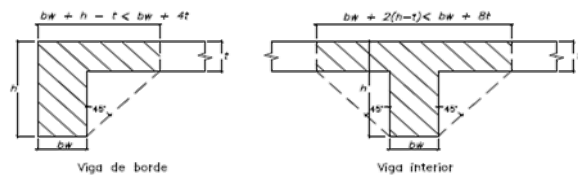
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm²)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.69	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm²)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm²)	fc (kg/cm²)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	1.7200	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms2	0.6300	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms3	0.4800	3.96	30.47	504,332	23	30	66.38	Ok	1.2550	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

3.72 < 31.99 Cumple

t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	55	Xo (cm)=	17.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	50.4125
Bsup=	67	Aoh (cm²)=	877.81
Acp (cm²)=	1820	Ao (cm²)=	746.14
Pcp (cm)=	308	Ph (cm)=	135.65

Tcr= 0.36 ton-m  
Tu= 0.19 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

Tud= 0.00 ton-m

At/s = 0

Av/s = 0

Al (cm²) = 0.00

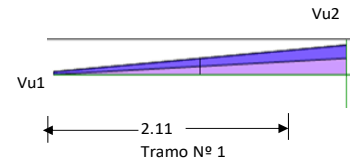
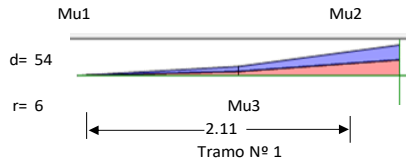
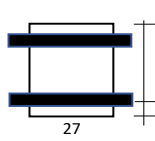
Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00

Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (VS-1a)

1.- Características geométricas

b (cm)=	27
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	2.11
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	30.97
As min (cm2)=	3.52
As max (cm2)=	23.23
Mcr (ton-m)=	4.70
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c bd	
Vc (Ton)=	11.20
φVc (Ton)=	9.52
So (cms)=	10
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 11 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	5.20	2.27	2.60	No	0.049	Ok	-	2.60
Mu2	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00
Mu3	0.00	0.00	0.00	No	0.000	Ok	-	0.00

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	3	5.94	Ok	11.54	Mu1			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54
						Mu2			0.00	55.00	0.00	5.94	Ok	11.54

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.52	5/8	2	3.96	Ok	7.82	Mu3			0.00	55.00	0.00	3.96	Ok	7.82

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu2	5.94	3.96	15.49	Ok
Mu3	3.96	5.94	15.49	Ok

6.- Diseño por cortante

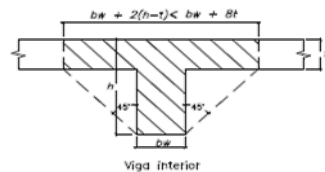
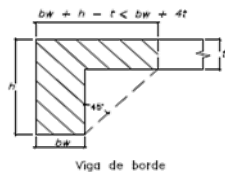
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	5.06	Ok		3/8	2	1.43	27.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 11 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	3.5300	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms2	0.0010	5.94	30.70	513,240	23	30	75.85	Ok	1.2575	0.0010	Ok
Ms3	0.0010	3.96	30.47	504,332	23	30	66.38	Ok	1.2550	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

3.61 < 31.99 Cumple

Tcr= 0.36 ton-m

Tu= 0.07 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

Tud= 0.12 ton-m

At/s= 0.011314

Av/s= 0

Al (cm2)= 6.82

Para φ 3/8 ; smax (cm)= #i DIV/0!

Adicional al acero longitudinal calculado

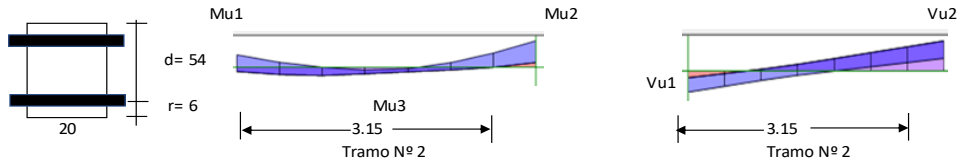
t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Interior
Bsup=	67
Acp (cm2)=	1820
Pcp (cm)=	308

r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	17.4125
Yo (cm)=	50.4125
Aoh (cm2)=	877.81
Ao (cm2)=	746.14
Ph (cm)=	135.65

Diseño de una viga rectangular (V1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	20
h (cm)=	60
r (cm)=	6
d (cm)=	54
L (m)=	3.15
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	22.94
As min (cm2)=	2.61
As max (cm2)=	17.21
Mcr (ton-m)=	3.48
n=	9.2

Para cortante:

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$	
Vc (Ton)=	8.29
φVc (Ton)=	7.05
So (cms)=	8
2d (cms)=	108

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 14 @0.08

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	0.12	0.07	0.06	No	0.002	Ok	-	0.06
Mu2	0.16	0.09	0.08	No	0.002	Ok	-	0.08
Mu3	0.06	0.03	0.03	No	0.001	Ok	-	0.03

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.> Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.61	3/8	3	2.14	No	4.27	Mu1			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.27
						Mu2			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.27

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.> Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.61	3/8	3	2.14	No	4.26	Mu3			0.00	55.00	0.00	2.14	Ok	4.26

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	2.14	2.14	11.47	Ok
Mu2	2.14	2.14	11.47	Ok
Mu3	2.14	2.14	11.47	Ok

6.- Diseño por cortante

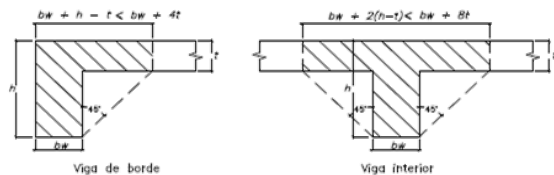
Seccion	Vu (Ton)	Vu<φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	0.23	Ok		1/4	2	0.63	27.00	25

Utilizar: 1 φ 1/4 ; 1@0.05; 14 @0.08; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.06	2.14	30.35	369,963	23	30	54.14	Ok	1.2537	0.0007	Ok
Ms2	0.09	2.14	30.35	369,963	23	30	54.14	Ok	1.2537	0.0007	Ok
Ms3	0.04	2.14	30.35	369,952	23	30	54.12	Ok	1.2537	0.0007	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

0.22 < 31.99 Cumple

t (cm)=	5
h-t (cm)=	55
Tipo=	Borde
Bsup=	40
Acp (cm2)=	1300
Pcp (cm)=	240

r (cm)=	4.48
Xo (cm)=	11.0475
Yo (cm)=	51.0475
Aoh (cm2)=	563.95
Ao (cm2)=	479.36
Ph (cm)=	124.19

Tcr=	0.23 ton-m
Tu=	0.00 ton-m
Tud=	0.00 ton-m
At/s =	0
Av/s =	0
Al (cm2) =	0.00

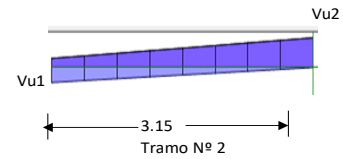
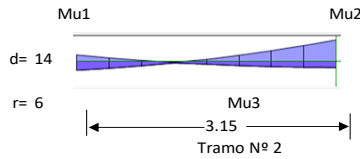
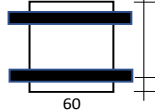
Tipo de torsion= Equilibrio

Para φ 1/4 ; smax (cm)= 25.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

Diseño de una viga rectangular (V-201)

1.- Características geométricas

b (cm)=	60
h (cm)=	20
r (cm)=	6
d (cm)=	14
L (m)=	3.15
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	17.84
As min (cm2)=	2.03
As max (cm2)=	13.38
Mcr (ton-m)=	1.16
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	6.45
φVc (Ton)=	5.48
So (cms)=	10
2d (cms)=	28

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000

Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 3 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	0.84	0.64	1.62	No	0.054	Ok	-	1.62
Mu2	0.84	0.64	1.62	No	0.054	Ok	-	1.62
Mu3	0.21	0.16	0.40	No	0.013	Ok	-	0.40

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.03	1/2	5	6.33	Ok	3.05	Mu1			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05
						Mu2			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>A smin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
2.03	1/2	5	6.33	Ok	3.05	Mu3			0.00	15.00	0.00	6.33	Ok	3.05

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	6.33	6.33	8.92	Ok
Mu2	6.33	6.33	8.92	Ok
Mu3	6.33	6.33	8.92	Ok

6.- Diseño por cortante

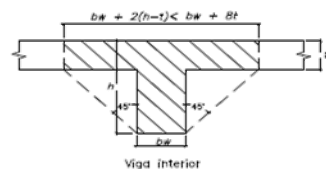
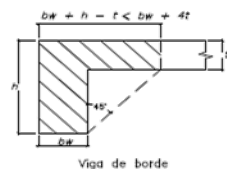
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	0.99	Ok		3/8	2	1.43	7.00	15

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 3 @0.10; Resto @ 0.15 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.14	6.33	10.17	40,796	11	30	37.98	Ok	2.5649	0.0011	Ok
Ms2	0.21	6.33	10.17	40,796	11	30	37.98	Ok	2.5649	0.0011	Ok
Ms3	0.13	6.33	10.17	40,797	11	30	37.99	Ok	2.5649	0.0011	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$1.21 < 30.68 \quad \text{Cumple}$$

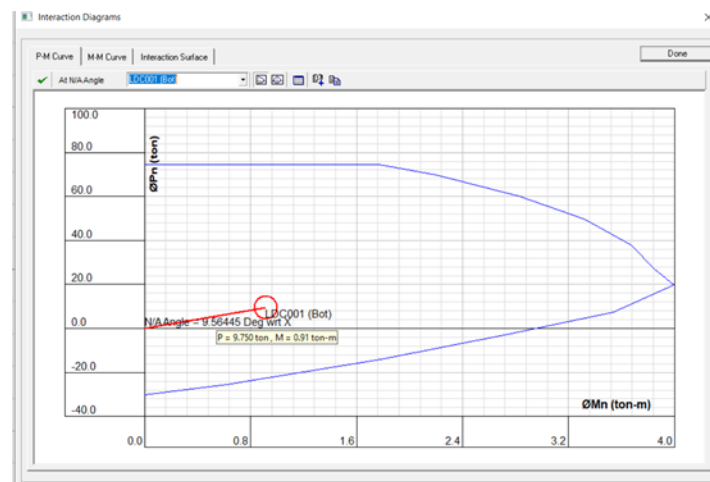
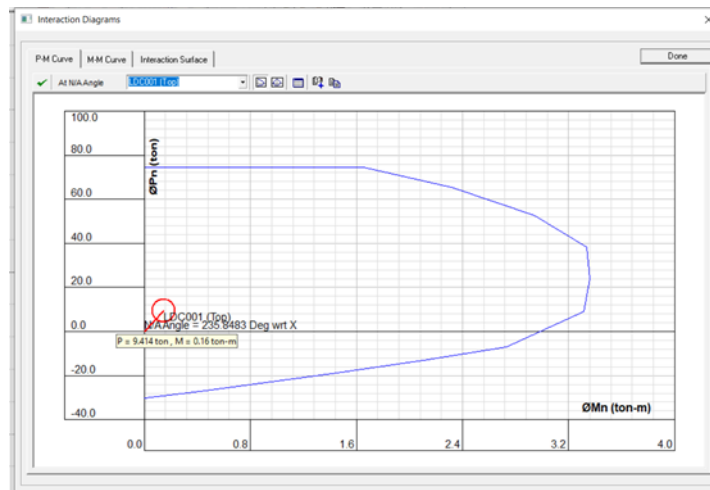
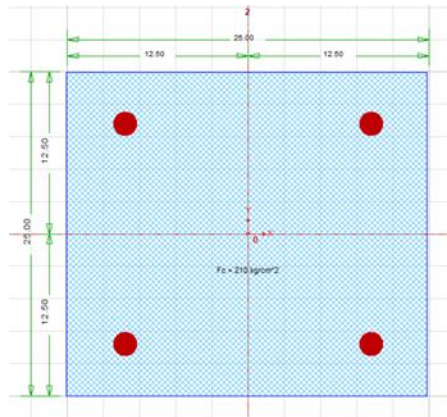
t (cm)=	5	r (cm)=	4.64
h-t (cm)=	15	Xo (cm)=	50.73
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	10.73
Bsup=	90	Aoh (cm2)=	544.33
Acp (cm2)=	1350	Ao (cm2)=	462.68
Pcp (cm)=	340	Ph (cm)=	122.92

Tcr=	0.18 ton-m
Tu=	0.01 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s=	0
Av/s=	0
Al (cm2)=	0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 15.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

**VERIFICACION BIAIXIAL DE COLUMNA**

**CALCULO DE COLUMNA C-1 (0.27X0.25)**



**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

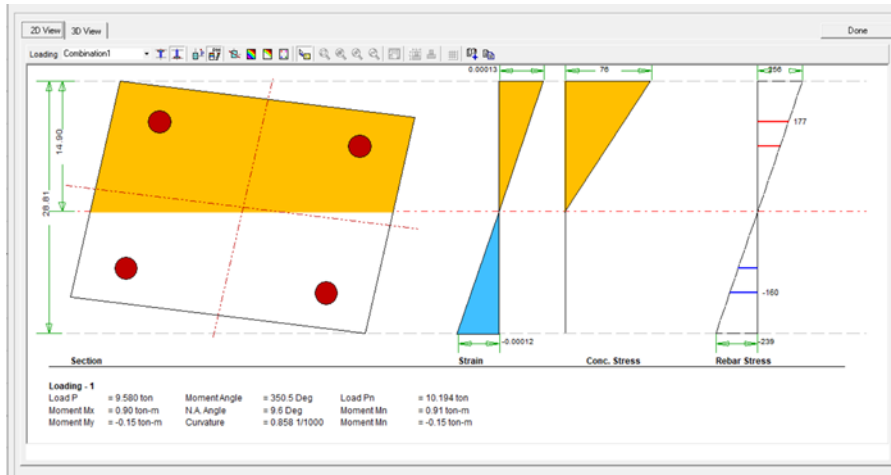


Capacity Calculation Results

Bottom End    Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	83.560	4.99	11.53	12.56	66.6	N/A	N/A	0.44	324.2	30.83	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD ≤ 1**



**ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN NO ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANES.**

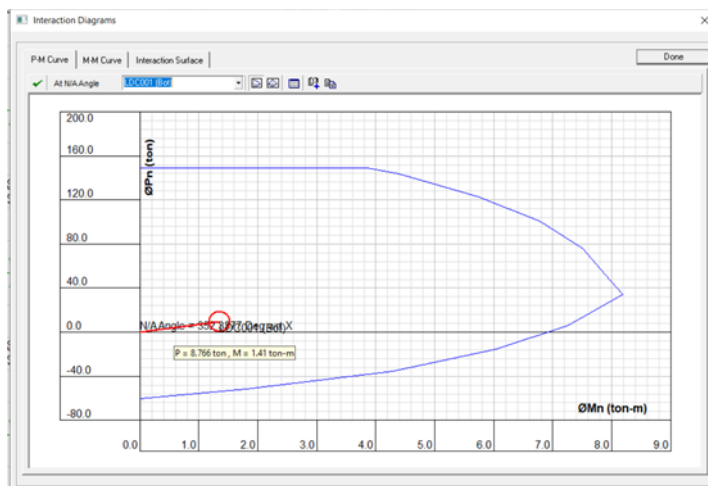
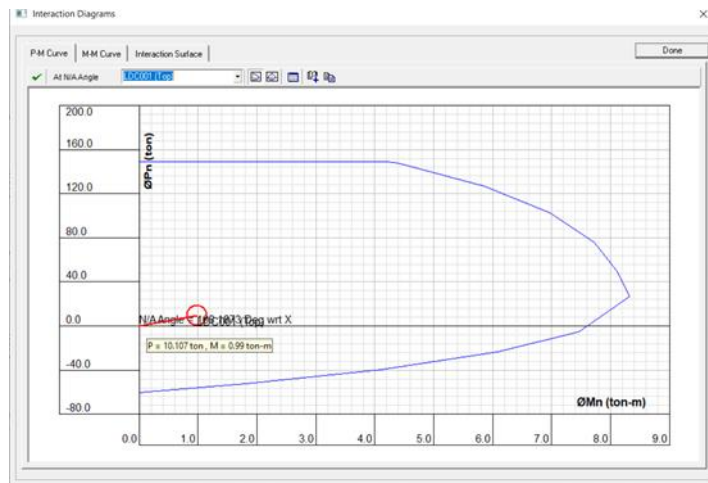
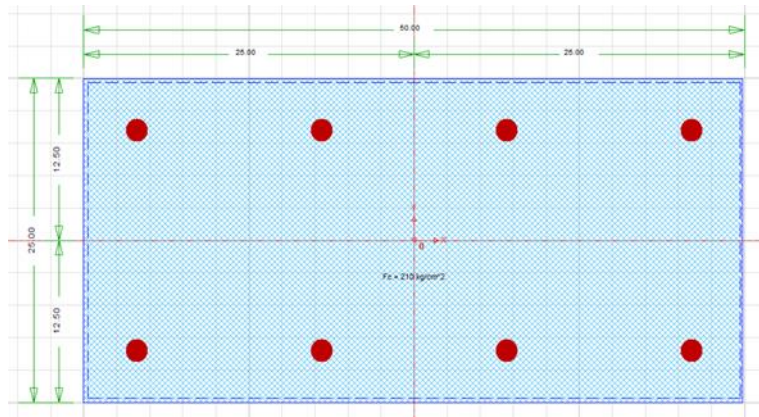
**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 5/8    Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
 H (mts)= 4.0    Altura de columna  
 So (cms)= 10  
 Lo (cms)= 66    Zona de confinamiento    1@0.05; 7@0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.42	0.09	4.19	Ok		3/8	2	1.43	10.5	15

Utilizar:    1 φ    3/8    1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.15 m

**CALCULO DE COLUMNA C-2 (0.25X0.50)**



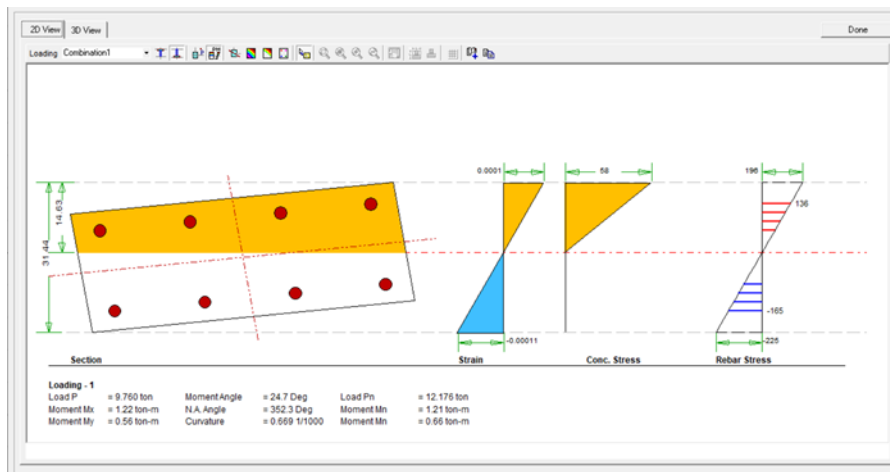
**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

Str. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Mxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	9.760	1.22	0.56	1.34	24.7	N/A	N/A	0.23	352.3	8.10	4	OK

RATIO DE CAPACIDAD  $\leq 1$



ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA

CALCULO DEL CORTANTE

**LA SECCIÓN ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

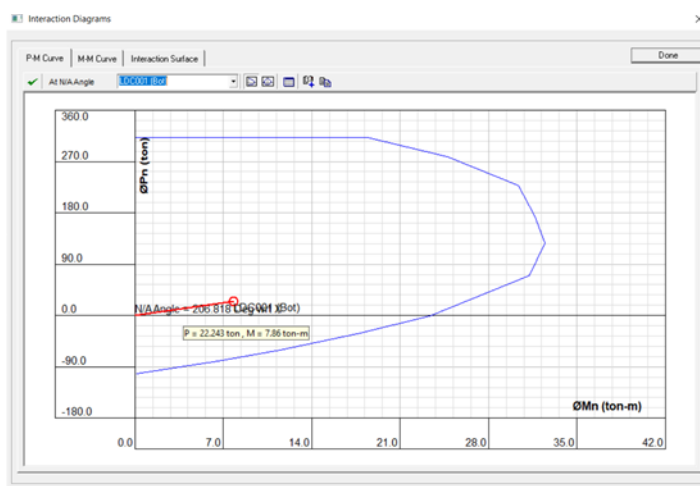
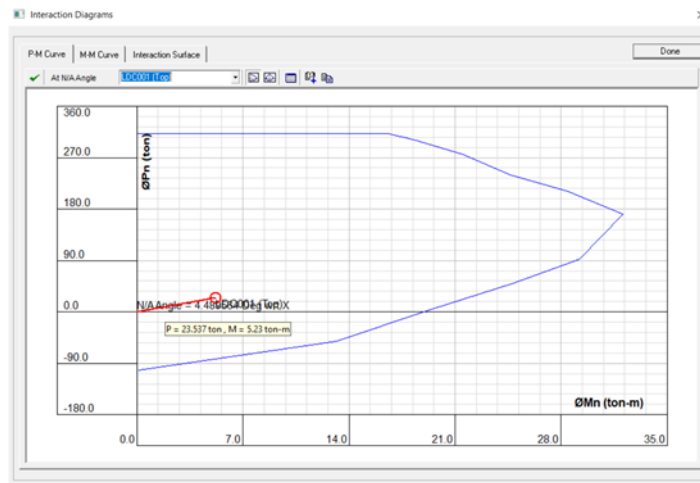
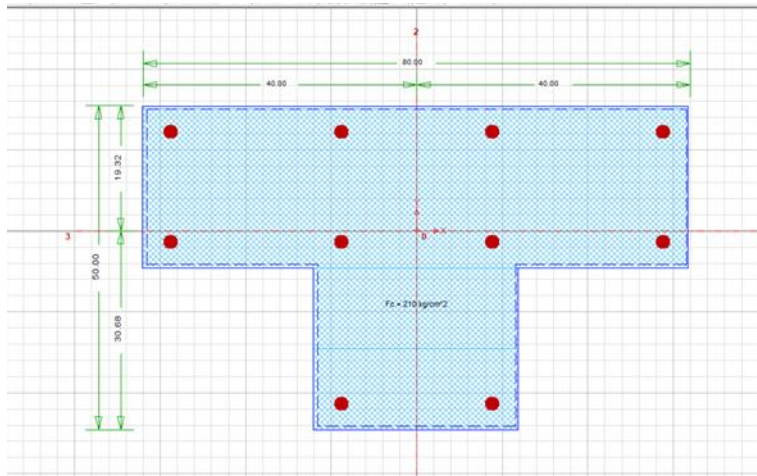
**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 5/8      Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
H (mts)= 4.0      Altura de columna  
So (cms)= 10  
Lo (cms)= 66      Zona de confinamiento    1@0.05; 7 @0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu <math>\phi</math> Vc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	14.82	0.77	9.58	Ok		3/8	4	2.85	23.0	25

Utilizar:    2  $\phi$     3/8    1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.25 m

**CALCULO DE COLUMNA C-3 (0.80X0.50)**



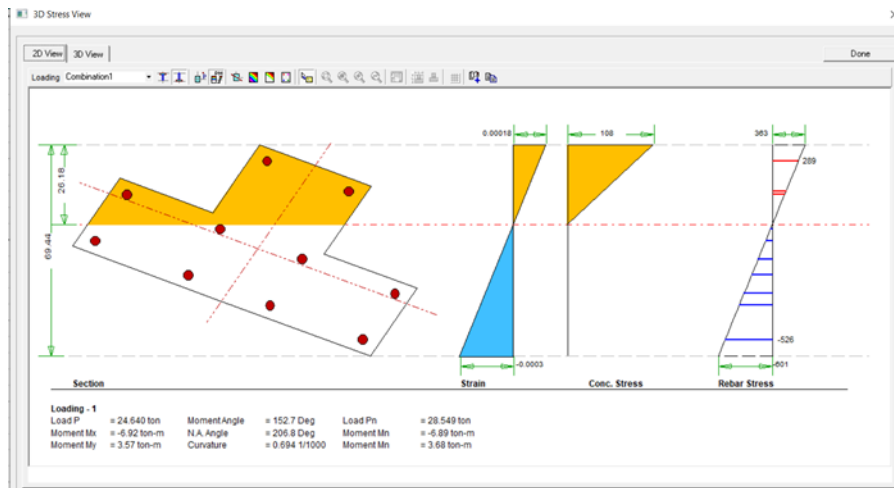
**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End | Top End

St. No	Load Comb	Load Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muz (ton-m)	Mx/My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	24.640	-6.92	3.57	7.79	152.7	N/A	N/A	0.30	206.8	19.53	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD ≤ 1**



**ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAIXIAL EN COLUMNA**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUAN TES.**

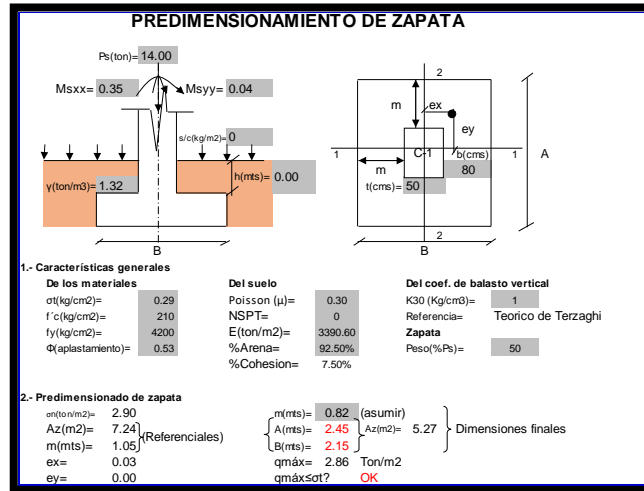
**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 3/4      Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
H (mts)= 4.1      Altura de columna  
So (cms)= 10  
Lo (cms)= 69      Zona de confinamiento    1@0.05; 7 @0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	24.05	4.44	1345.73	Ok		3/8	4	2.85	30.0	25

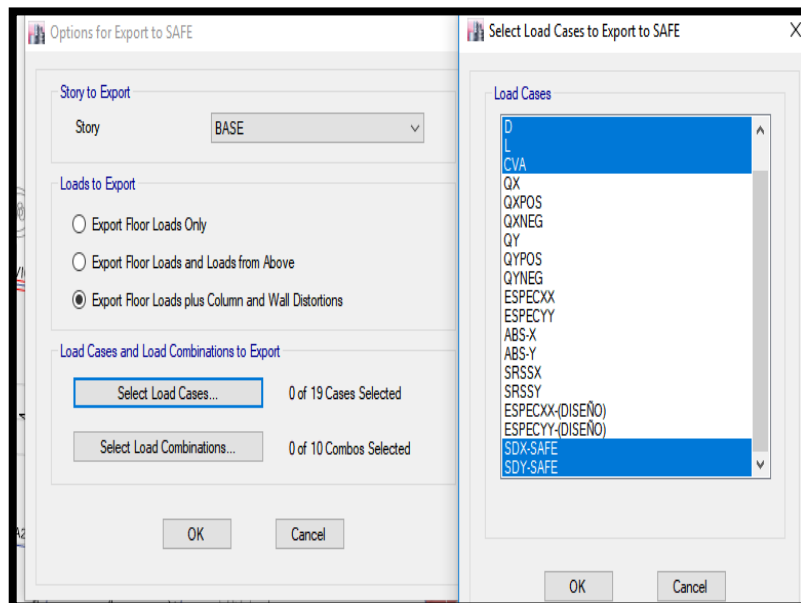
Utilizar: 2 φ 3/8    1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.25 m

DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

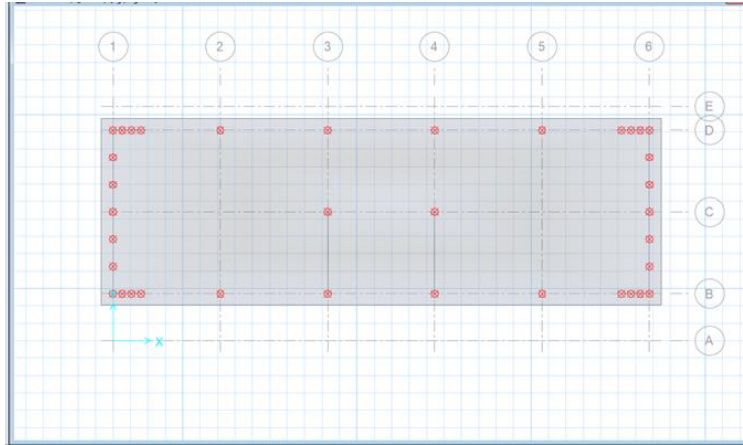


Resumen de valores de Balasto vertical K	
Ecuacion	K (Kg/cm3)
Terzaghi	2.98
Vogt	0.40
Vesic Modificada	0.48
Klepikop	0.33
Buenos Aires	0.51
Bowles	0.35
Compresion simple	0.14
SPT	2.54
Nelson Morrison	0.78
<b>Promedio</b>	<b>0.95</b>

EXPORTAR CARGAS ETABS A SAFE

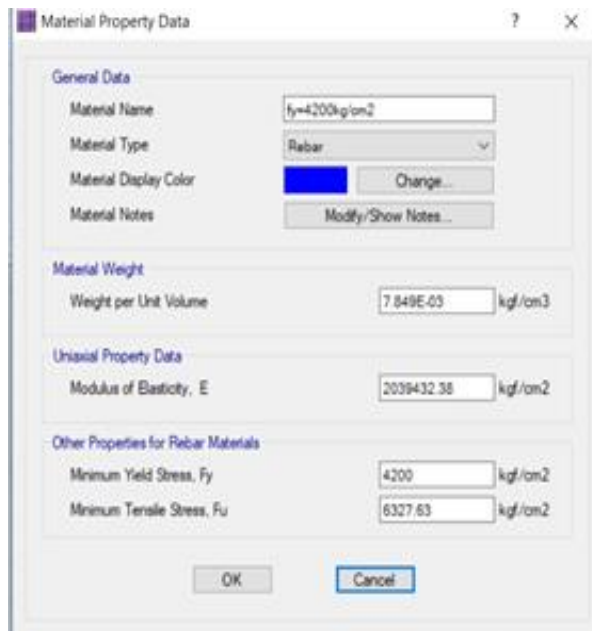


SELECCIONAR CASOS DE CARGA

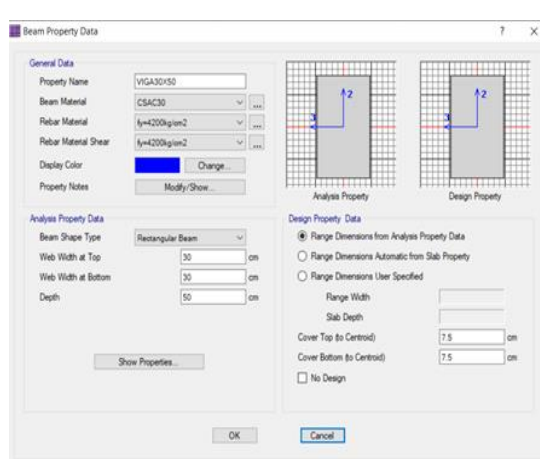
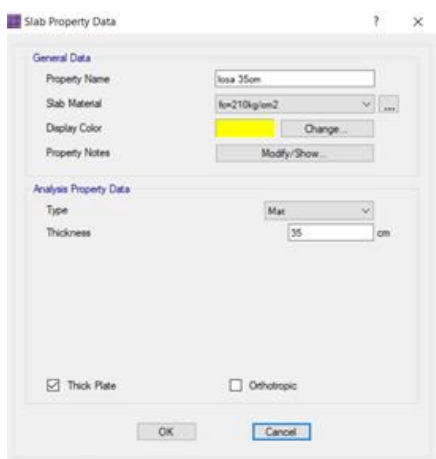


VISUALIZACION DE CARGAS EN SAFE

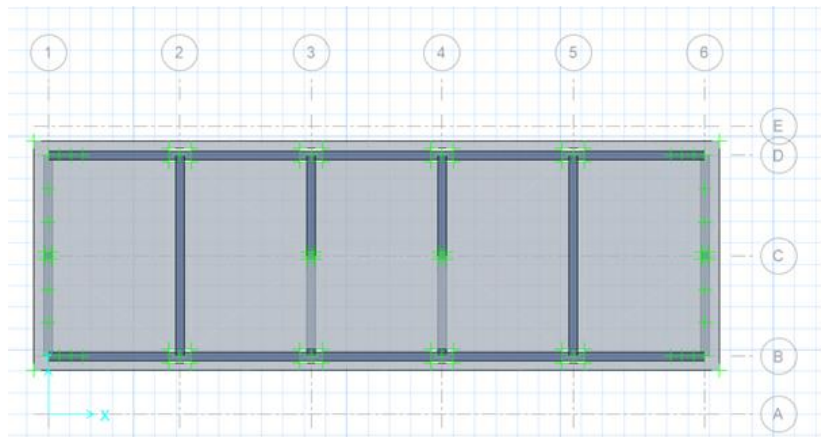
### DEFINICION DE MATERIALES



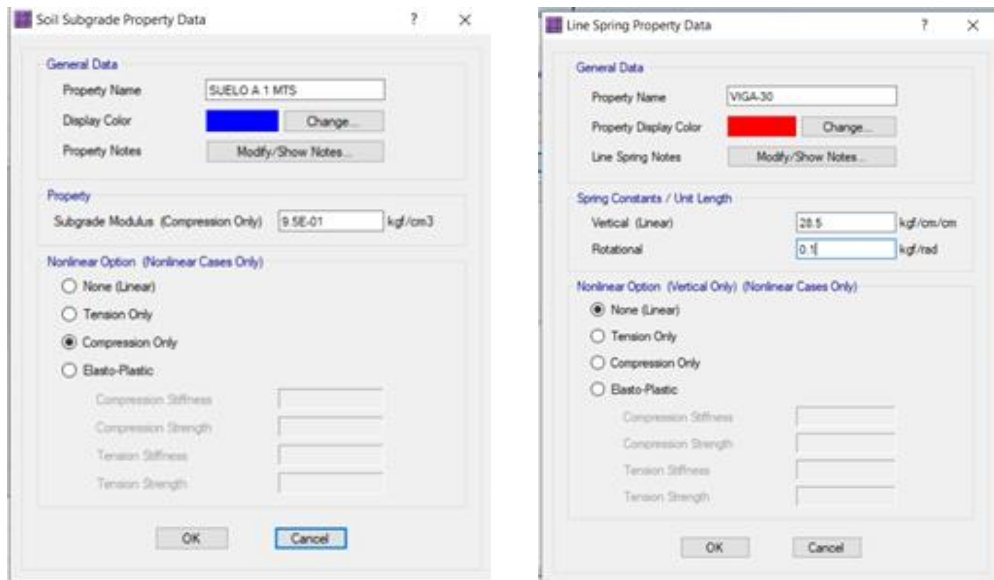
### DEFINICION Y ASIGNACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES



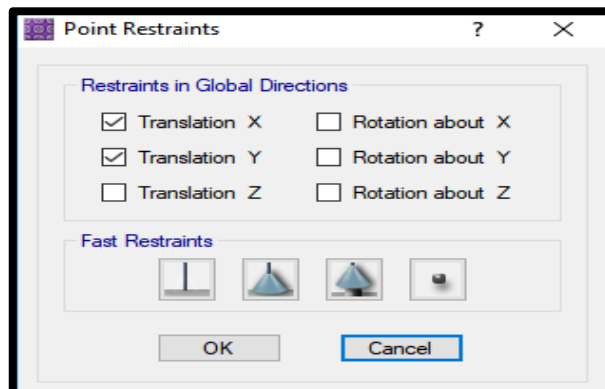




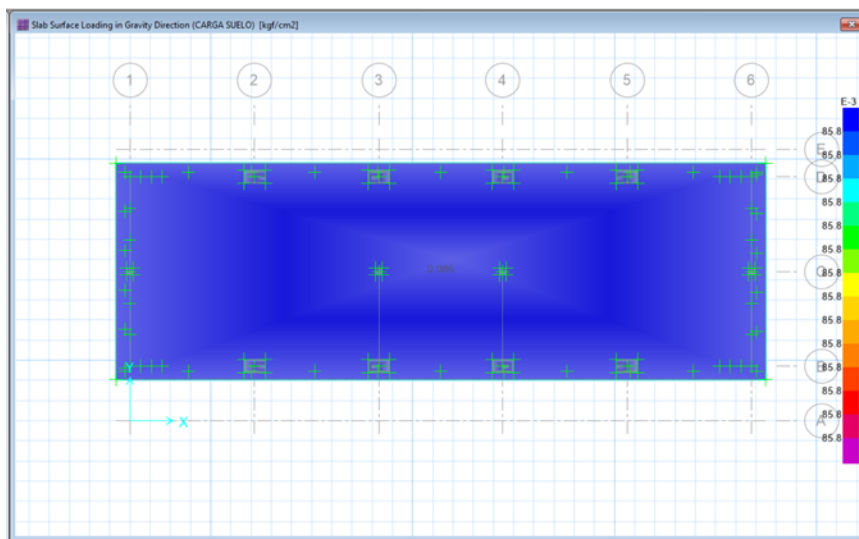
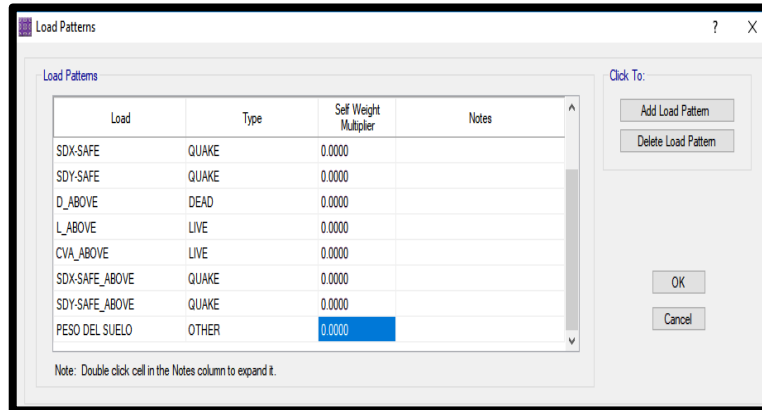
### DEFINICION Y ASIGNACION DEL SUELO DE APOYO



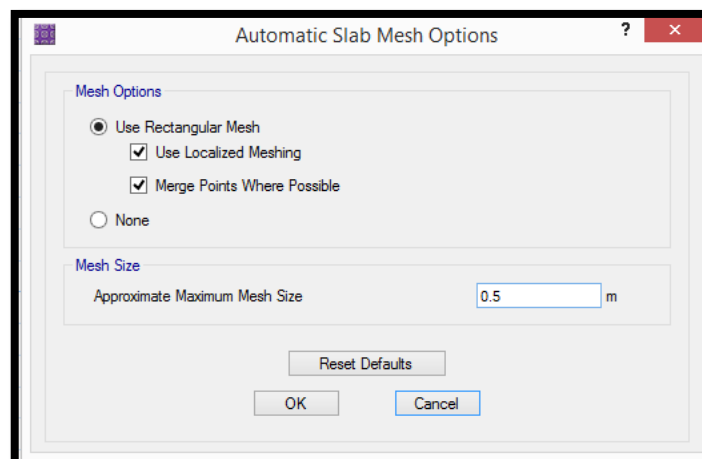
### RESTRICCIONES DE MOVIMIENTO DEL SUELO



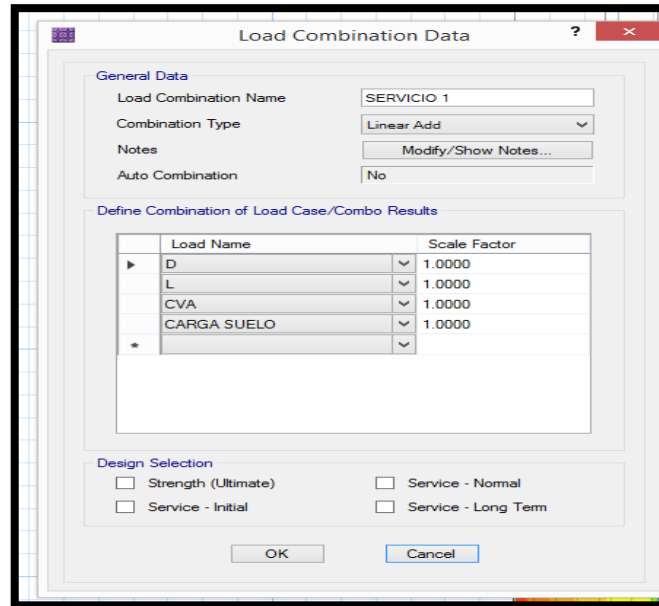
ASIGNAR PESO DEL SUELO



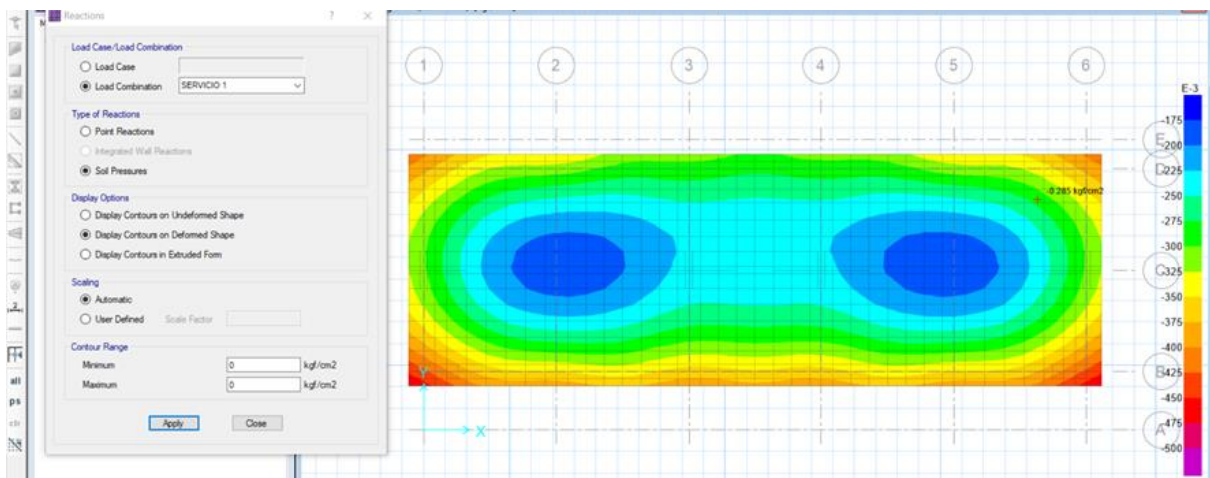
DESIGNACION MALLA DE ELEMENTOS FINITOS



CARGAS Y REACCIONES DE ACUERDO A E.060, 15.2



PARA CONDICIONES SIN SISMO



$q < q_{adms} = 0.29 \text{ kg/cm}^2$

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 2

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SX-SAFE	0.8000
*	

Design Selection

Strength (Ultimate)  Service - Normal

Service - Initial  Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 3

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SX-SAFE	-0.8000
*	

Design Selection

Strength (Ultimate)  Service - Normal

Service - Initial  Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 4

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SY-SAFE	0.8000
*	

Design Selection

Strength (Ultimate)  Service - Normal

Service - Initial  Service - Long Term

OK Cancel

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: SERVICIO 5

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
D	1.0000
L	1.0000
CVA	1.0000
CARGA SUELO	1.0000
SY-SAFE	-0.8000
*	

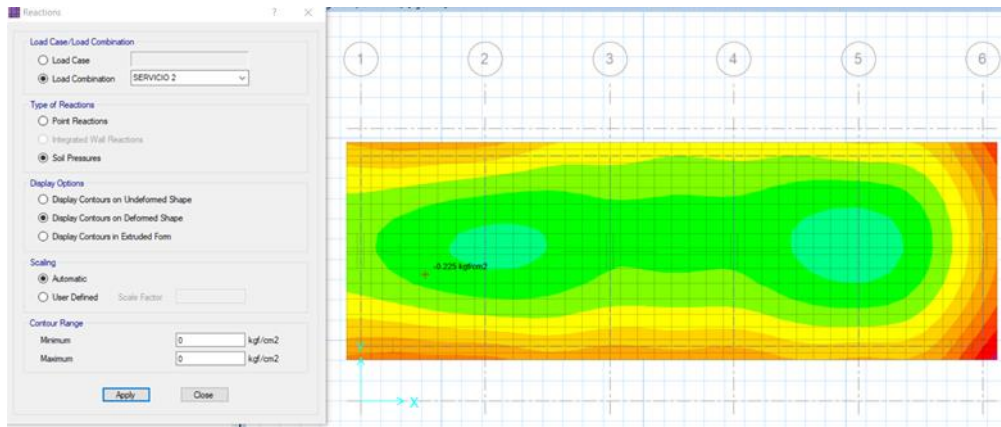
Design Selection

Strength (Ultimate)  Service - Normal

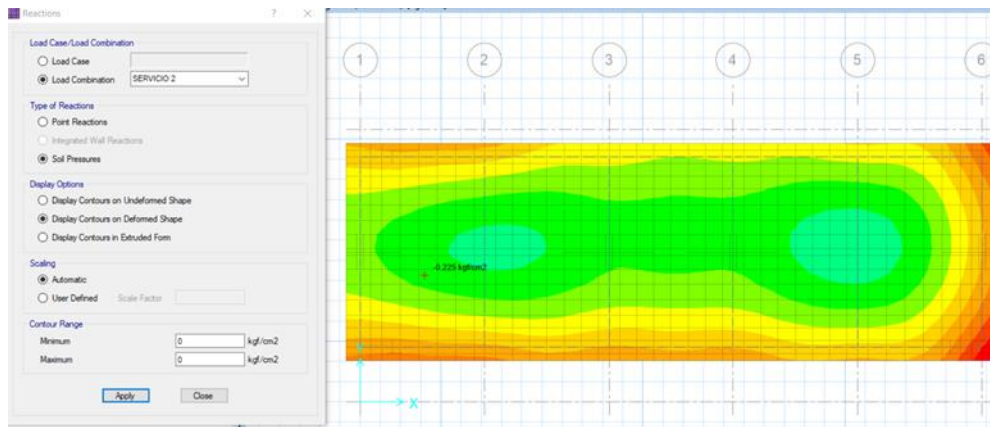
Service - Initial  Service - Long Term

OK Cancel

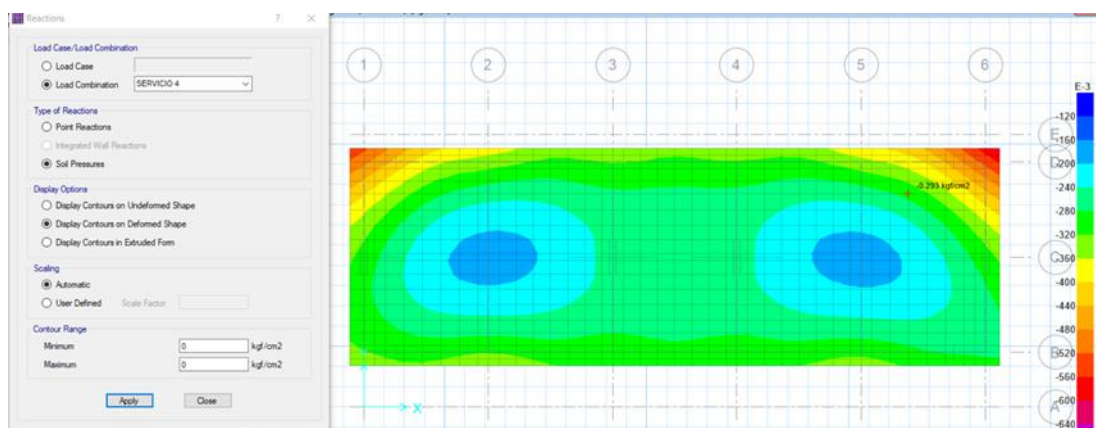
PARA CONDICIONES CON SISMO, DE ACUERDO A E.060, 15.2.4 Y 15.2.5.



**CONDICION DE SERVICIO 2**  
**(CARGAS DE SERVICIO+80%SISMOX) < 1.30\*qadms**

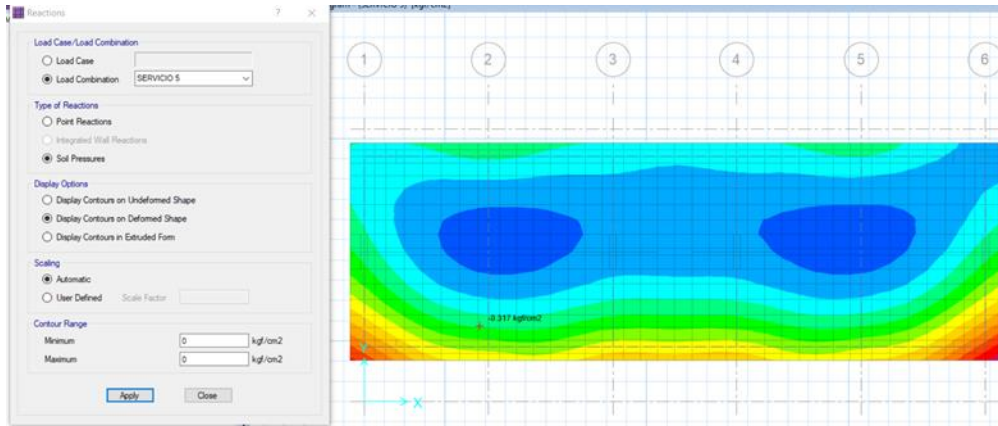


**CONDICION DE SERVICIO 3**  
**(CARGAS DE SERVICIO-80%SISMOX) < 1.30\*qadms**



**CONDICION DE SERVICIO 4**  
**(CARGAS DE SERVICIO+80%SISMOY) < 1.30\*qadms**

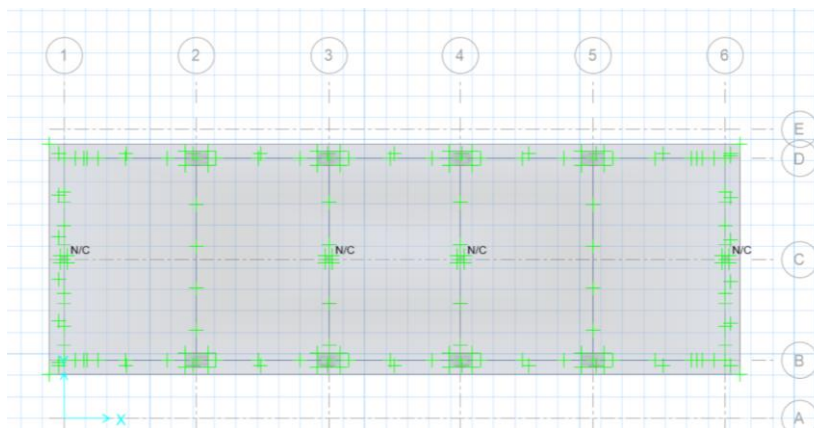




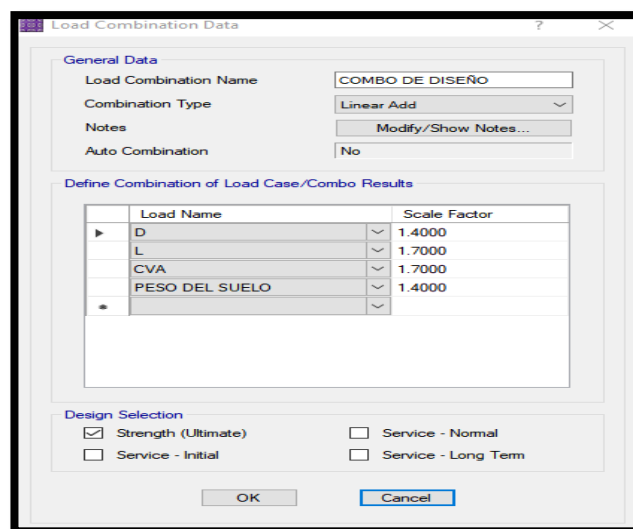
**CONDICION DE SERVICIO 5  
(CARGAS DE SERVICIO-80%SISMOY) < 1.30\*qadms**

**Considerar mejorar las condiciones geotecnicas del suelo bajo el bloque en analisis para llegar a la profundidad de desplante que asegure la capacidad portante del analisis.**

**CHEQUEO DE PUNZONAMIENTOS**



**COMBINACIONES DE DISEÑO**

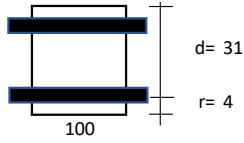


DISEÑO DE LOSAS

Diseño de platea de cimentacion (tramos criticos en la direccion X-X)

1.- Caracteristicas geometricas

b (cm)=	100
h (cm)=	35
r (cm)=	4
d (cm)=	31



2.- Caracteristicas del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	65.85
As min (cm2)=	5.58
As max (cm2)=	49.39
Mcr (ton-m)=	5.92
n=	9.2

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

3.- Caracteristicas de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m/m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	Asd (cm2)	Asd<Asmax?
Mu MAX (-)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok
Mu MAX (+)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

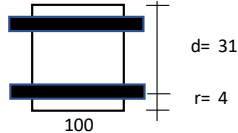
4.- Armado del acero (corrido)

Seccion	Dv (pulg)	S (cms)	S asumido (cms)	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	As tot > Asd?
Mu MAX (-)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok
Mu MAX (+)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok

Diseño de platea de cimentacion (tramos criticos en la direccion Y-Y)

1.- Caracteristicas geometricas

b (cm)=	100
h (cm)=	35
r (cm)=	4
d (cm)=	31



2.- Caracteristicas del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	65.85
As min (cm2)=	5.58
As max (cm2)=	49.39
Mcr (ton-m)=	5.92
n=	9.2

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

3.- Caracteristicas de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m/m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	Asd (cm2)	Asd<Asmax?
Mu MAX (-)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok
Mu MAX (+)	3.40	0.69	2.93	No	0.026	Ok	-	2.93	Ok

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero (corrido)

Seccion	Dv (pulg)	S (cms)	S asumido (cms)	As consid. (cm2)	φ Mn (T-m)	As tot > Asd?
Mu MAX (-)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok
Mu MAX (+)	5/8	45.00	20	9.90	11.16	Ok

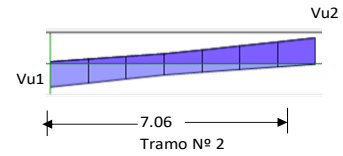
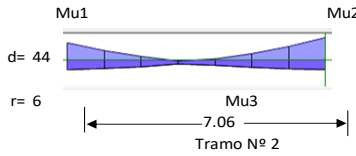
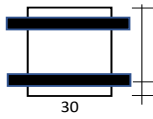


VIGA DE CIMENTACION

Diseño de una viga rectangular (VA-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	50
r (cm)=	6
d (cm)=	44
L (m)=	7.06
Tramo N°=	2



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	28.04
As min (cm2)=	3.19
As max (cm2)=	21.03
Mcr (ton-m)=	3.62
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	10.14
φVc (Ton)=	8.62
So (cms)=	10
2d (cms)=	88

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000  
Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 9 @0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	2.60	1.24	1.59	No	0.033	Ok	-	1.59
Mu2	2.30	1.10	1.40	No	0.029	Ok	-	1.40
Mu3	3.30	1.58	2.02	No	0.042	Ok	-	2.02

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo					As bastones					As final				
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.19	5/8	3	5.94	Ok	9.36	Mu1			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.36
						Mu2			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.36

As (+)

As continuo					As bastones					As final				
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
3.19	5/8	3	5.94	Ok	9.35	Mu3			0.00	45.00	0.00	5.94	Ok	9.35

5.- Verificación de cuantía máxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	5.94	5.94	14.02	Ok
Mu2	5.94	5.94	14.02	Ok
Mu3	5.94	5.94	14.02	Ok

6.- Diseño por cortante

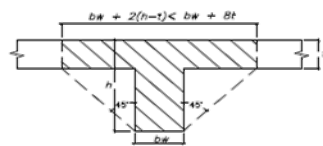
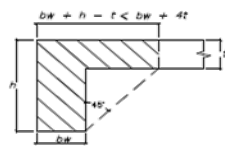
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.08	Ok		3/8	2	1.43	22.00	25

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 9 @0.10; Resto @ 0.25 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	Itr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	4.0582	5.94	10.97	72,827	1,693	61	5,572.99	Ok	1.1817	0.0724	Ok
Ms2	3.9665	5.94	10.97	72,827	1,655	60	5,447.07	Ok	1.1817	0.0708	Ok
Ms3	3.1800	5.94	25.60	329,527	22	30	71.92	Ok	1.3260	0.0010	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

3.20 < 31.86 Cumple

t (cm)=	5
h-t (cm)=	45
Tipo=	Interior
Bsup=	70
Acp (cm2)=	1700
Pcp (cm)=	300
r (cm)=	4.79
Xo (cm)=	20.4125
Yo (cm)=	40.4125
Aoh (cm2)=	824.92
Ao (cm2)=	701.18
Ph (cm)=	121.65

Tcr= 0.32 ton-m  
Tu= 0.15 ton-m

Tipo de torsion= Compatibilidad

Tud= 0.00 ton-m

At/s = 0

Av/s = 0

Al (cm2) = 0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 25.00

Adicional al acero longitudinal calculado

**PATIO FORMACION:**

**CODIGOS Y ESTANDARES PARA EL DISEÑO DE COBERTURA METALICA**

- Reglamento Nacional De Edificaciones (RNE)
- Norma Peruana de cargas (E-020)
- Norma Peruana De Estructuras Metálicas (E-090)
- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI -318-02).
- AISC Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design ASD 1989
- UBC Uniform Building Code 1997
- International Building Code (IBC 2000)
- American Institute of Steel Construction: Manual ASD 89

**ESPECIFICACIONES**

- Velocidad de diseño de viento: 80 km/h
- Sobrecarga (S/C): 30 kg/m<sup>2</sup> (techo con cobertura liviana)

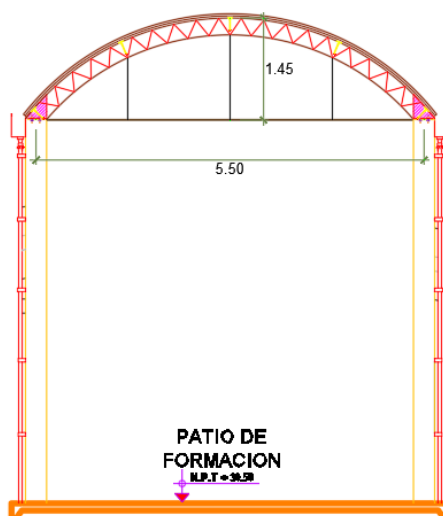
**CARGAS**

I.- Análisis por carga vertical o de servicio

- Carga viva
- Carga muerta

II.- Análisis de Viento

Nivel	Cargas	tn/m <sup>2</sup>
Primero (Típico)	CM	Variable (Dependerá del Metrado de Cargas)
	CV	0.30



**CARGA DINAMICAS PUNTUALES EN LA ESTRUCTURA**

**Cargas Muerta:** cargas sobre estructura metálica (peso de cobertura aprox. + luminarias = 10.00 kg/m<sup>2</sup>)       $W_d=10.00$  kg/m<sup>2</sup>

**Carga Viva reducida:** 30 Kg/m<sup>2</sup>       $W_{lr}=30.00$  kg/m<sup>2</sup>

**Carga de viento:**

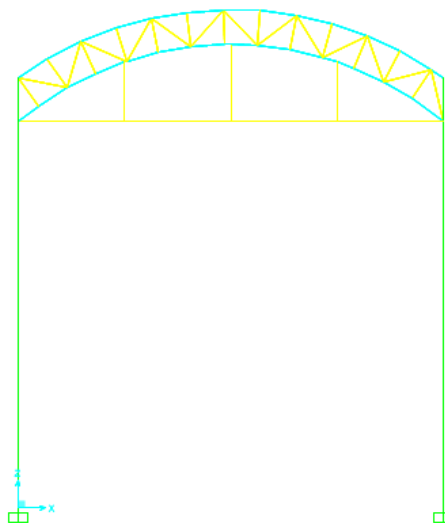
Se calcula según la expresión:  $Ph= 0.005.c.V^2$  (kg/m<sup>2</sup>)  
Velocidad de diseño: 80 km/h (Ver mapa eólico- Zona: Piura)  
Angulo de inclinación de superficie ( $\theta$ ): 18.63° (Promedio)

Determinación de factor de forma C:

DESCRIPCION	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Arcos	+0.8	-0.5

Determinación de cargas de presión y succión Ph (Kg/m<sup>2</sup>):

DESCRIPCION	Presión	Succión
Barlovento		
Sotavento	25.60	-16.00



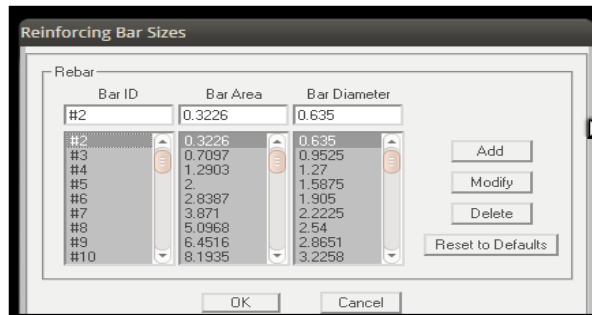
**ESTRUCTURACION**

Especificaciones – materiales empleados:

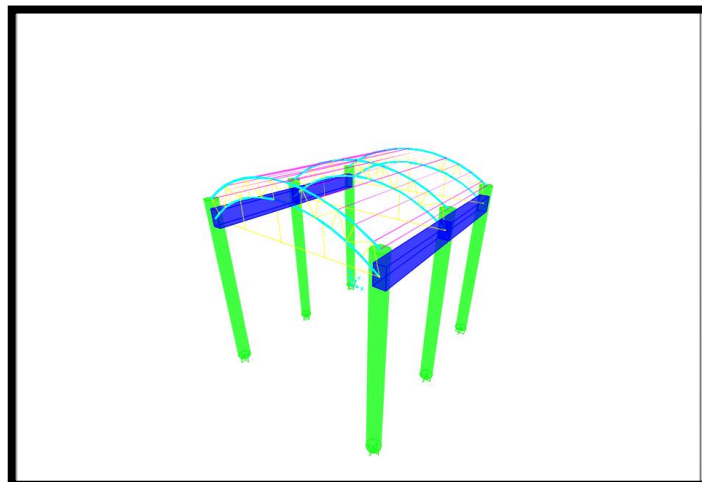
- ACERO :** Arcos metalicos:  $F_y = 36$  KSI,  $\lambda_c = 7.85$  Tn/m<sup>3</sup>,  $E_c = 2,000,000$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 $F_u = 58$  KSI,  $u = 0.30$   
 corrugado:  $F_y = 4200$  Kg/cm<sup>2</sup>,  $\lambda_c = 7.85$  Tn/m<sup>3</sup>,  $E_c = 2,100,000$  Kg/cm<sup>2</sup>
- SOLDADURA:** Electroodos:  $F_{exx} = 60$  KSI (E60 XX - AWS, para acero liso) (en varillas)  
 $F_{exx} = 70$  KSI (E60 XX - AWS, para acero corrug.)
- COBERTURA:**  $P_u = 8.50$  kg/m<sup>2</sup> (Calaminon curvo CU-6; catalogo fabricante)

**ARCOS METALICOS:** El tipo de miembros estructurales empleados son varillas de acero liso y corrugado, con las siguientes características:

Nro	Diametro (Ø)		Peso	Area	Perimetro	
	Barra #	pulg.				cm
2		1/4	0.6350	0.2483	0.3167	1.99
3		3/8	0.9525	0.5586	0.7126	2.99
4		1/2	1.2700	0.9931	1.2668	3.99
5		5/8	1.5875	1.5518	1.9793	4.99
6		3/4	1.9050	2.2346	2.8502	5.98
7		7/8	2.2225	3.0415	3.8795	6.98
8		1	2.5400	3.9726	5.0671	7.98



Diseño del arco metálico (modelo tridimensional):



MODELAMIENTO EN SAP2000 V.22.0 DE LA ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL

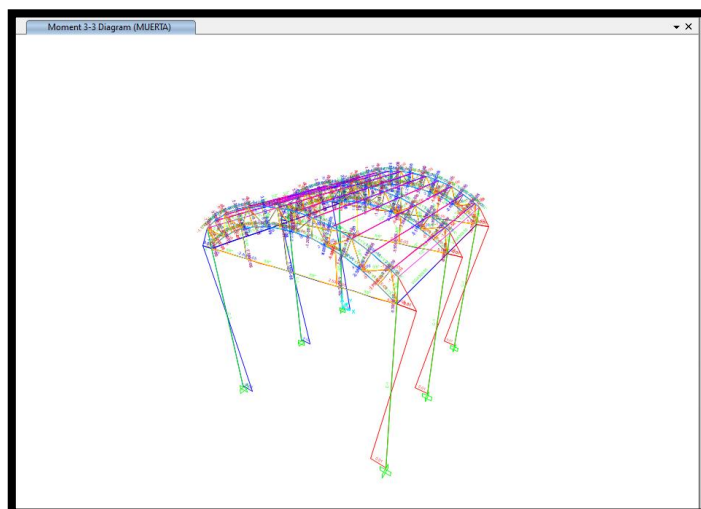
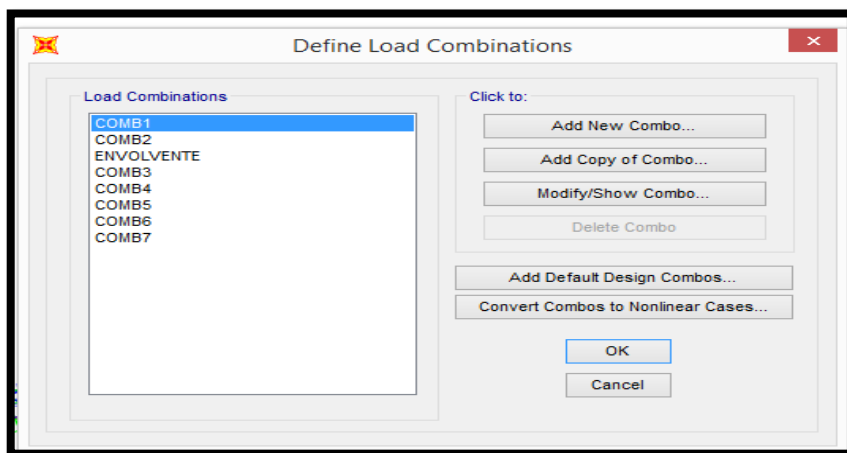


DIAGRAMA DE CARGA AXIAL POR CARGA MUERTA EN ESTRUCTURA ( $W_d$ )

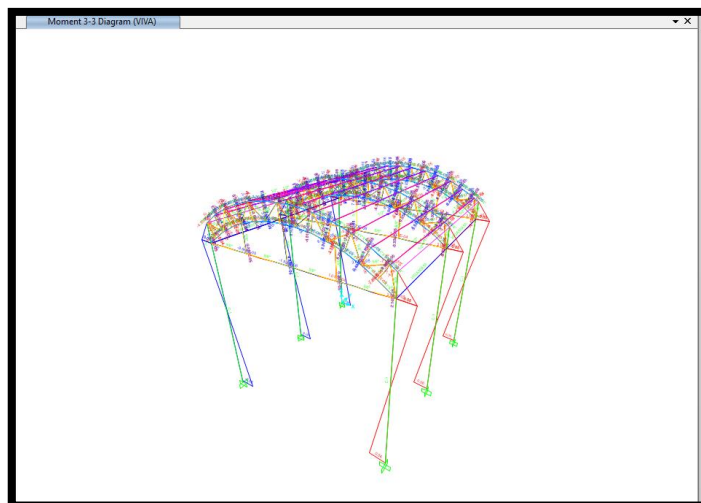
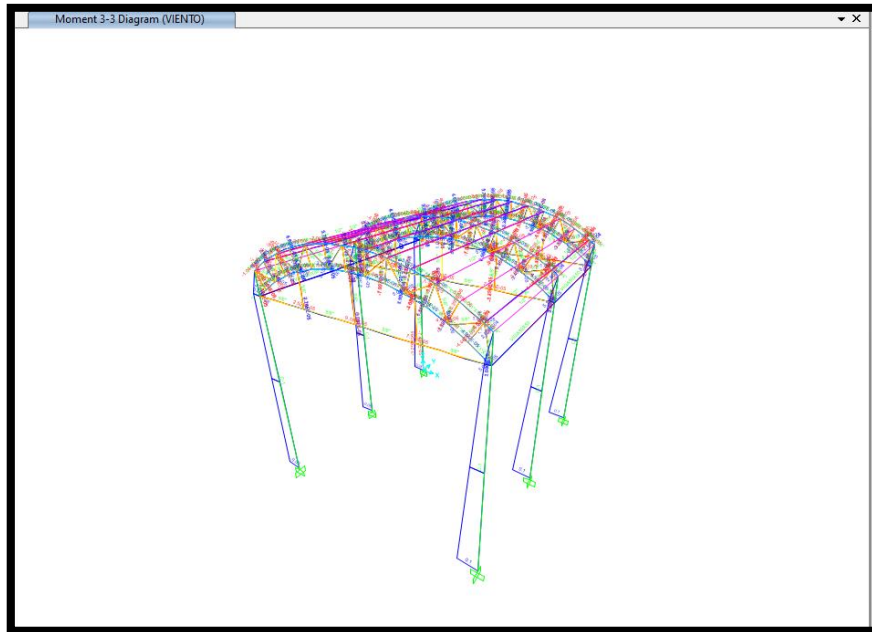


DIAGRAMA DE CARGA AXIAL POR CARGA VIVA EN ESTRUCTURA ( $W_l$ )



ASIGNACION DE CARGA VIENTO EN ESTRUCTURA ( $W_w$ )

**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VM-1)**

ELEMENTO	$P_u$ (kgs)	L (cms)	Diseño en	$\phi$	$A_{gmin}$ (cm <sup>2</sup> )	Codigo	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	r (cm)	$A_g > A_{gmin}?$	$\lambda = KL/r$	$\lambda_{max}$	$\lambda_{cr}$	$\phi \cdot F_{cr}$ (kgs)	$P_{nr}$ (kgs)	$P_{nr} > P_u?$
DIAGONAL C	-960.00	62.00	Compresion	0.85		#5	1.98	0.40		156.22	200.00	1.7260	633.08	1,253.08	Ok
DIAGONAL T	1,948.00	65.00	Tension	0.90	0.86	#5	1.98	0.40	Ok	163.78	300.00			5,148.23	Ok
MONTANTE	-317.00	45.00	Compresion	0.85		#5	1.98	0.40		113.39	200.00	1.2527	1114.99	2,206.94	Ok
BRIDA SUPERIOR	-3,294.20	45.00	Compresion	0.85		2L 1 x 1/4	5.65	2.20		20.47	200.00	0.2262	2104.95	11,882.74	Ok
BRIDA INFERIOR	-6,117.20	45.00	Compresion	0.85		2L 1 x 1/4	5.65	2.20		20.47	200.00	0.2262	2104.95	11,882.74	Ok
COLGADOR	1.11	100.00	Tension	0.90	0.00	#5	1.98	0.40	Ok	251.97	300.00			5,148.23	Ok
TENSOR	881.60	138.00	Tension	0.90	0.39	#5	1.98	0.40	Ok	347.72	300.00			5,148.23	Ok

**CARGAS EN ESTRUCTURA**

**I) CARGAS EN VIGUETAS**

**I.1) CARGAS DE SERVICIO EN VIGUETAS**

Wd = 10.00 kg/m<sup>2</sup>  
 Wlr = 30.00 kg/m<sup>2</sup>

**Datos:**

L (m)= Longitud de vigueta = 3.01  
 b (m)= Separacion entre nudos de viguetas = 0.45  
 S (m)= Separacion entre viguetas = 1.75

**CARGA MUERTA (PD) :** PD=Wd (S) = 17.50  
**CARGA VIVA (PL) :** PL=Wlr (S) = 52.50

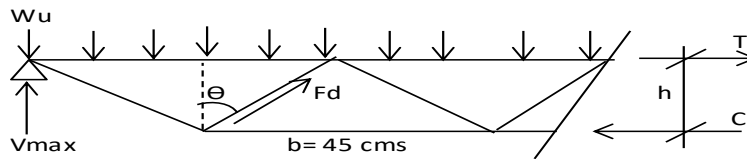
**I.2) COMBINACIONES**

Wu1= 1.4PD = 24.50 kgs  
 Wu2= 1.2PD + 1.6PL = 105.00 kgs → Wu (kgs)= 105.00

**I.3) ESFUERZOS MAXIMOS**

Mmax= (1/8)Wu.L<sup>2</sup>= 118.91 kg-m  
 Vmax= (1/2)Wu.L= 158.03 kg

**I.4) ESFUERZOS ELEMENTOS**



h=L/20 → 15.05      h (cms)= 45.00  
 C=T= Mmax/d, donde d=0.95h →      C(kgs)=T(kgs)= 278.16  
 Fd=(Vmax-Wu.b/2)/cos(θ) →      Fd (kgs)= 150.26  
 Ld= h/cos(θ) →      Ld (cms)= 50.31

**II) CARGAS VIGA PRINCIPAL**

**Datos:**

A = Ancho Tributario entre eje de viga principal = 3.01  
 B = Ancho Tributario considerado en brida superior = 0.45  
 n = Numero de bridas superiores consideradas = 1.00

**II.1) CARGAS DE SERVICIO EN VIGA PRINCIPAL**

**CARGA MUERTA (Pd) :** Pd=Wd (A) (B)/n en kgs = 13.545  
**CARGA VIVA (Plr) :** Plr=Wlr (A) (B)/n en kgs = 40.635

**II.2) CARGAS DE VIENTO EN VIGA PRINCIPAL**

θ prom = 13 grados  

	GLB	X-X	Y-Y	
Ph	25.6	5.76	24.94	<b>PRESION</b>
	-16.0	-3.60	-15.59	<b>SUCCION</b>

**CARGA DE VIENTO (PW) :** PW=Ph (A) (B)/n  
 PWx= PH (SEN θ)  
 PWz= PH (COS θ)

**BARLOVENTO (PRESION)**  
 PWx = 7.80  
 PWz = 33.79  
**SOTAVENTO (SUCCION)**  
 PWx = -4.88  
 PWz = -21.12



**DISEÑO DE VIGUETA**

**ELEMENTO: BRIDA INFERIOR EN TENSION**

T= 1878.20 kg  
 Fy= 2530 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$ = 0.90 (traccion)  
 b= 45.00 cm (longitud entre nudos)  
 S= 175.00 cm (separacion entre viguetas)  
 L= 301.00 cm (longitud total de vigueta)

Ag(min)=  $P_u / (\phi \cdot F_y)$  Ag(min)= 0.82 cm<sup>2</sup>

Cable=  $\phi 1/2"$  Ag= 1.27 cm<sup>2</sup>  
 r= 0.32

Ag > Ag(min)? **Ok**

**Carga resistente:**

Fu= 4080 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$ = 0.75  
 U= 0.85

Pnr=  $\phi \cdot A_g \cdot U \cdot F_u$  Pnr= 3303.27 Kg

Pnr > Pu? **Ok**

**Verificacion de esbeltez**

$\lambda = K \cdot L / r$   $\lambda = 140.63$   
 K= 1

$\lambda < 300$ ? **Ok**

**ELEMENTO: DIAGONAL EN COMPRESION**

Pu= 150.26 kg  
 Fy= 2530 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi$ = 0.85 (compresion)  
 L= 50.31 cm

Cable=  $\phi 1/2"$  Ag= 1.27 cm<sup>2</sup>  
 r= 0.32

**Verificacion de esbeltez**

$\lambda = K \cdot L / r$   $\lambda = 157.22$   
 K= 1

$\lambda < 200$ ? **Ok**

**Esbeltez reducida**

$\lambda_c = (\lambda / \pi) \cdot \text{raiz}(F_y / E)$   $\lambda_c = 1.73707385$

**Esuerzo de fluencia**

$\phi \cdot F_{cr} = 625.03$

**Fuerza Ultima**

$\phi \cdot P_n = A_g \cdot (\phi \cdot F_{cr})$   $\phi \cdot P_n = 793.791047$

$\phi \cdot P_n > P_u$ ? **Ok**

**ELEMENTO: BRIDA SUPERIOR**

Pu= 278.16 kg  
Cable= 2L 1"X1"X3/16"

Ag= 4.385 cm<sup>2</sup>  
x= 0.752 cm  
y= 0 cm  
rx= 2.03 cm  
ry= 1.96 cm  
rz= 0.498 cm  
Cw= 0  
J= 0.102 cm<sup>4</sup>

$$r0^2 = x^2 + y^2 + rx^2 + ry^2$$

$$r0^2 = 8.53 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - (x^2 + y^2) / r0^2$$

$$H = 0.93$$

(b/2)/rz= **45.18**  
(b/2)/rx= **11.08**  
(L/2)/ry= **76.79**

**Verificacion de esbeltez**

$\lambda = K.L/r$   
K= 1

$\lambda = 76.79$

$\lambda < 200?$  **Ok**

**Esbeltez reducida**

$$\lambda_c = (\lambda/\pi) \cdot \text{raiz}(F_y/E)$$

$$\lambda_c = 0.85$$

**Esuerzo de fluencia**

$$\phi \cdot F_{cr} = 1591.16$$

**Fuerza Ultima**

$$\phi \cdot P_n = A_g \cdot (\phi \cdot F_{cr})$$

$$\phi \cdot P_n = 6977.23$$

$\phi \cdot P_n > P_u?$  **Ok**

**RESISTENCIA DE CORDON DE SOLDADURA FILETE EN ANGULOS**

Espesor = 1/2 PULGADAS  
Soldadura= SAS SOLDADURA DE ARCO SUMERGIDO  
Tipo= 70 DENOMINACION TIPO E70XX

Te= 0.46 PULGADAS  
R= 14.60 KIP/PULG → 258.67 TON/M

Nº de cordones= 2

Resistencia total de la soldadura = 1,557.17 TON > Pu? **Ok**

**RESISTENCIA DE CORDON DE SOLDADURA FILETE EN UNION CON VIGAS**

Espesor = 1/8 PULGADAS  
Soldadura= SAS SOLDADURA DE ARCO SUMERGIDO  
Tipo= 60 DENOMINACION TIPO E60XX

Te= 0.13 PULGADAS  
Resistencia= 3.38 KIP/PULG → 59.79 TON/M

Angulo de: 1/8 pulg → 0.01 m

Nº angulos que llegan a la viga → 2

∅ acero liso 1/2 pulg → 0.04 m

Nº aceros que llegan a la viga → 0

**TOTAL 0.01 m**

Resistencia total de soldadura 0.76 TON > Vmax? **Ok**



**DISEÑO DE UNIONES****ELEMENTO:** CARTELAS (C /ELEMENTO SOLDADO)

$P_u = -3294.20 \text{ kg}$  (Max. Esfuerzo axial en arco)  
 $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$   
 $F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 0.90$  (traccion)

Asumimos "t" plancha = 1/4 pulg

**Bloque de corte**

$b_1 \text{ (cms)} = 45.00$  (longitud mayor del bloque de corte)  
 $b_2 \text{ (cms)} = 20.00$  (longitud menor del bloque de corte)  
 $s \text{ (cms)} = 50.00$  (ancho del bloque de corte)

Avg = area total en corte = $(b_1 + b_2) \cdot t$	Avg (cm <sup>2</sup> ) =	41.28
Ans = area neta en corte = Avg	Ans (cm <sup>2</sup> ) =	41.28
Atg = area total en traccion = $s \cdot t$	Atg (cm <sup>2</sup> ) =	31.75
Ant = area neta en traccion = Atg	Ant (cm <sup>2</sup> ) =	31.75

**Caso 1) Fractura de traccion + Fluencia de corte**

$\phi \cdot P_{bc} = 0.75 \cdot (F_u \cdot Ant + 0.60 F_y \cdot Avg)$   
 $\phi \cdot P_{bc} = 144146.59 \text{ Kg}$

**Caso 2) Fractura de corte + Fluencia de traccion**

$\phi \cdot P_{bc} = 0.75 \cdot (0.60 F_u \cdot Ans + F_y \cdot Atg)$   
 $\phi \cdot P_{bc} = 136026.53 \text{ Kg}$

**Controla:****Caso 1) Fractura de traccion + Fluencia de corte** $\phi \cdot P_{bc} = 144146.59 \text{ kgs}$  $\phi \cdot P_{bc} > P_u?$  **Ok****Resistencia de bloque de corte adecuada**

**DISEÑO DE MENSULA**

**I) DATOS GENERALES:**

$f'c$  (kg/cm<sup>2</sup>)= 210  
 $f_y$  (kg/cm<sup>2</sup>)= 4200

**II) DATOS DE COLUMNA:**

Ancho (b en cms): 40.00  
Espesor (t en cms): 40.00

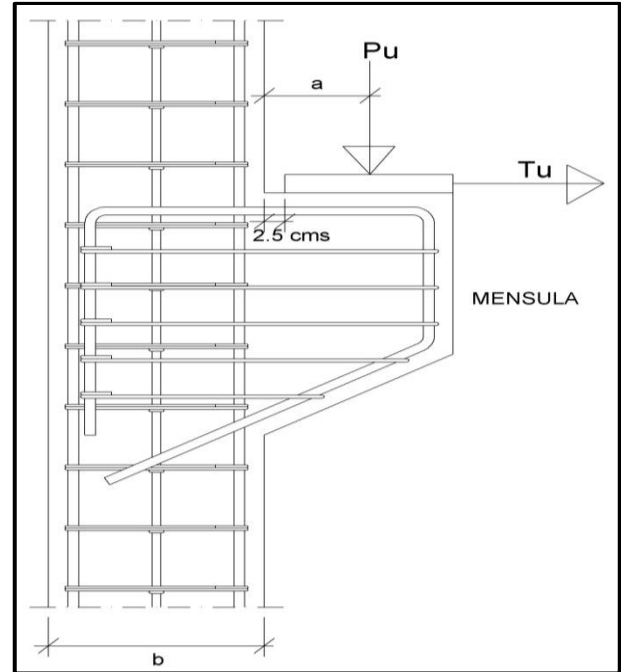
**III) DATOS DE CARGAS:**

$P_u$  (ton)= 4.88  
 $T_u$  (ton)= 0.20

**IV) DIMENSIONES DE APOYO:**

$A_1 = P_u / \phi (0.85 \cdot f'c)$   
 $\phi = 0.70$   $A_1 = 39.056 \text{ cm}^2$   
 $La = A_1 / t$  (Long. De apoyo)  $La = 0.98 \text{ cms}$   
**Usar  $La = 20.00 \text{ cms}$**

Usar apoyo minimo de: 20 x 40 cms



**V) CALCULO DE "a":**

$a = (2/3) \cdot La + 2.5$   $La = 15.83 \text{ cms}$  **Usar  $a = 16.00 \text{ cms}$**

**VI) ALTURA TOTAL DE LA MENSULA:**

$d = P_u / \phi (56 \cdot t)$   
 $\phi = 0.85$   $d = 2.56 \text{ cms}$  **Usar  $d = 42.50 \text{ cms}$**   
 **$a/d < 1?$  Ok**  
**Usar  $H = 45.00 \text{ cms}$**

**VII) REFUERZO DE CORTE- FRICCION ( $A_vf$ ):**

$A_vf = P_u / \phi (f_y \cdot \phi)$   $\phi = 0.85$   
 $A_vf = 0.98 \text{ cm}^2$   $\phi = 1.4(\lambda)$  para concreto vaciado monoliticamente  
 $\lambda = 1$  para concreto normal

**VIII) REFUERZO POR FLEXION ( $A_f$ ):**

$M_u = P_u \cdot a + T_u \cdot (H - d)$   $M_u = 0.79 \text{ ton-m}$   
 $A_f = M_u / (0.85 \cdot f_y \cdot 0.90d)$   $A_f = 0.58 \text{ cm}^2$

**IX) REFUERZO DIRECTO A TRACCION ( $A_n$ ):**

$A_n = T_u / \phi f_y$   $A_n = 0.06 \text{ cm}^2$

**X) DETERMINACION DE  $A_s$ :**

$A_{s1} = A_f + A_n$   $A_{s1} = 0.63 \text{ cm}^2$   
 $A_{s2} = (2/3) A_vf + A_n$   $A_{s2} = 0.71 \text{ cm}^2$   
 $A_{smin} = 0.04 (f'c / f_y) \cdot t \cdot d$   $A_{smin} = 3.4 \text{ cm}^2$   
**Usar  $A_s = 3.40 \text{ cms}$**   
**D var. = 3/4 pulg**  
**# var. = 2.00 (min. a usar)**

**XI) VERIFICACION DEL REFUERZO POR CORTE ( $A_h$ ):**

$A_h = 0.50 (A_s - A_n)$   $A_h = 1.67 \text{ cm}^2$   
**D est. = 3/8 pulg**  
**# est. = 2.00 (min. a usar)**

VERIFICACION BIAxIAL DE COLUMNA

CALCULO DE COLUMNA CIRCULAR D=40 CM

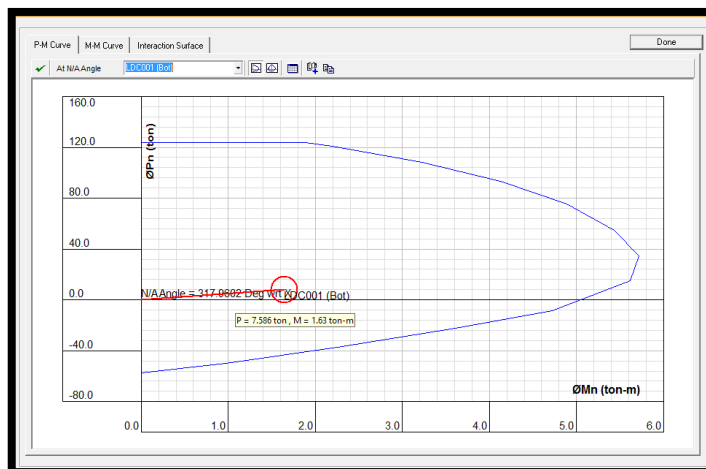
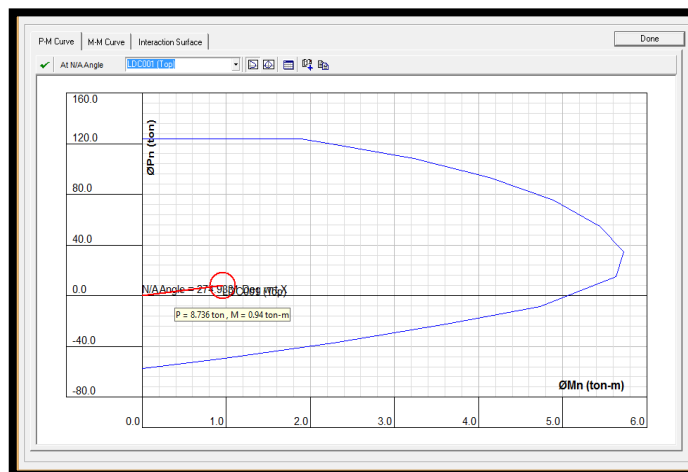
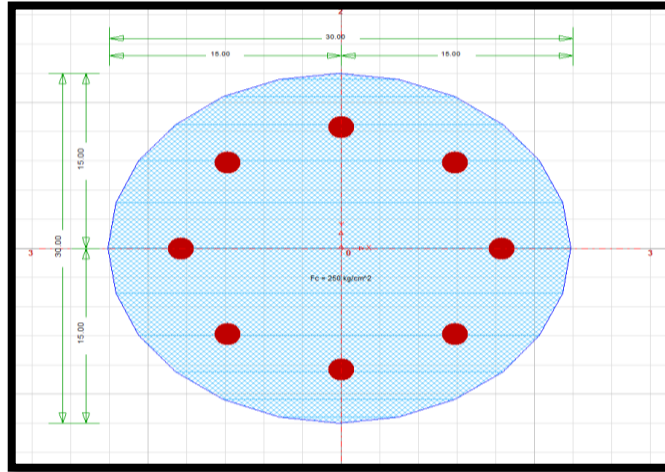
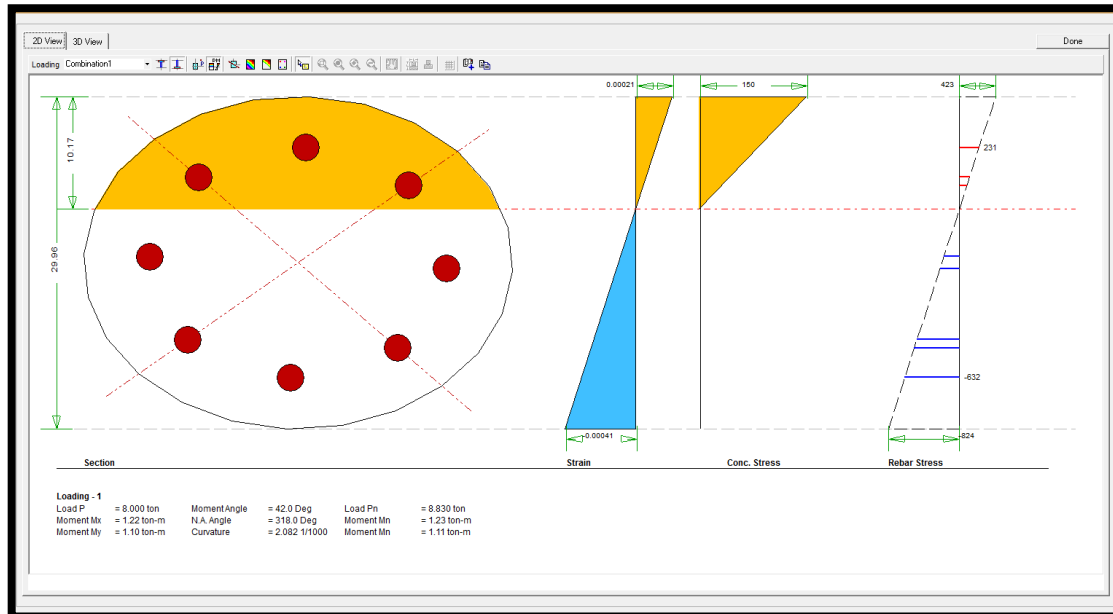


DIAGRAMA DE INTERACCION BIAxIAL EN CSI COL  
PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA

Bottom End		Top End											
Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	8.000	1.22	1.10	1.64	42.0	N/A	N/A	0.43	318.0	9.47	4	OK

RATIO DE CAPACIDAD  $\leq 1$



ESFUERZOS DE COMPRESION Y TRACCION CON ESTADO DE CARGA BIAxIAL EN COLUMNA

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 5/8 Diametro de refuerzo vertical de menor dimension  
 H (mts)= 4.3 Altura de columna  
 So (cms)= 10  
 Lo (cms)= 71 } Zona de confinamiento 1@0.05; 7 @0.10

Seccion	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu < φ Vc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	8.00	0.12	4.40	Ok		3/8	2	1.43	10.5	20

Utilizar: 1 φ 3/8 1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.20 m



**ESPECTRO SISMICO DE DISEÑO (E.030)**  
(DECRETO SUPREMO N° 003-2018-VIVIENDA)

<b>CATEGORIA DE EDIFICIO</b>	A
<b>Tipo de categoria: A1 o A2?</b>	A2
<b>ZONA SISMICA</b>	4
<b>TIPO DE SUELO</b>	S3

<b>U</b>	1.5
<b>Z</b>	0.45
<b>TP</b>	1.00
<b>TL</b>	1.60
<b>S</b>	1.10

**1.- ZONIFICACION**

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

<b>MATERIAL DE ESTRUCTURA</b>	CONCRETO ARMADO
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	PORTICOS
<b>R<sub>o</sub></b>	2.5
<b>ESTRUC. REG.(1), IRREG. (2)</b>	1
<b>NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA</b>	1.00
<b>NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA</b>	1.00
<b>R = R<sub>o</sub> x (I<sub>a</sub> o I<sub>p</sub>)</b>	2.5

**2.- CONDICIONES GEOTECNICAS**

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	S0	S1	S2	S3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

T (s)	C	ZUCS/R
0.00	2.50	0.7425
0.02	2.50	0.7425
0.04	2.50	0.7425
0.06	2.50	0.7425
0.08	2.50	0.7425
0.10	2.50	0.7425
0.12	2.50	0.7425
0.14	2.50	0.7425
0.16	2.50	0.7425
0.18	2.50	0.7425
0.20	2.50	0.7425
0.25	2.50	0.7425
0.30	2.50	0.7425
0.35	2.50	0.7425
0.40	2.50	0.7425
0.45	2.50	0.7425
0.50	2.50	0.7425
0.55	2.50	0.7425
0.60	2.50	0.7425
0.65	2.50	0.7425
0.70	2.50	0.7425
0.75	2.50	0.7425
0.80	2.50	0.7425
0.85	2.50	0.7425
0.90	2.50	0.7425
0.95	2.50	0.7425
1.00	2.50	0.7425
2.00	1.00	0.2970
3.00	0.44	0.1320
4.00	0.25	0.0743
5.00	0.16	0.0475
6.00	0.11	0.0330
7.00	0.08	0.0242
8.00	0.06	0.0186
9.00	0.05	0.0147
10.00	0.04	0.0119

**PERIODOS "Tp" Y "TL"**

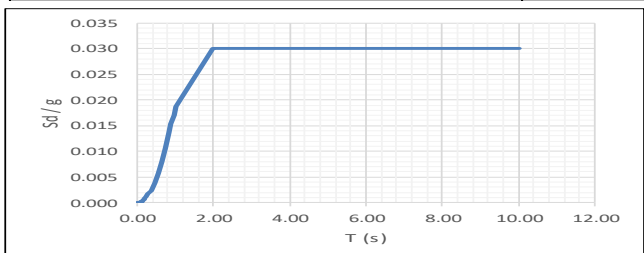
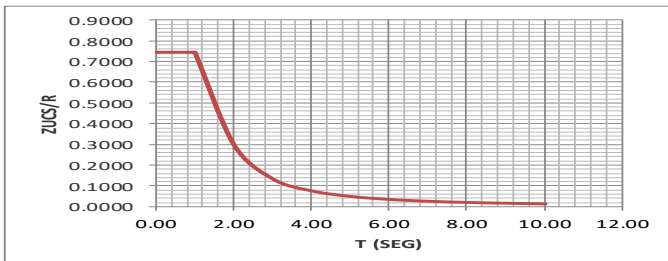
	S0	S1	S2	S3
TP	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

**3.- SISTEMAS ESTRUCTURALES**

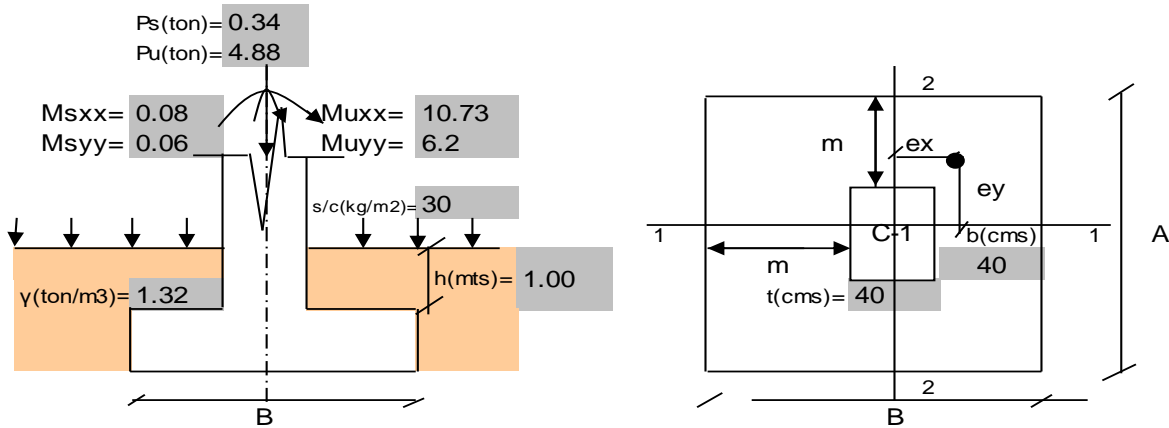
SISTEMA ESTRUCTURAL	R <sub>o</sub>
<b>ACERO</b>	
PORTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF)	8
PORTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTOS (IMF)	7
PORTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTOS (OMF)	6
PORTICOS ESPECIALES CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (SCBF)	8
PORTICOS ORDINARIOS CONCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS (OCBF)	6
PORTICOS EXCENTRICAMENTE ARRIOSTRADOS	8
<b>CONCRETO ARMADO</b>	
PORTICOS	8
DUAL	7
I	6
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
<b>ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA</b>	
ALBAÑILERIA ARMADA	3
ALBAÑILERIA CONFINADA	3
<b>MADERA</b>	
MADERA	7

**4.- REGULARIDAD ESTRUCTURAL**

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	I <sub>a</sub>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN ALTURA	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	0.75
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL	0.75
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	0.50
IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA	0.50
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	0.90
IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	0.90
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.80
DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	0.60
<b>IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>I<sub>p</sub></b>
NO TIENE IRREGULARIDAD EN PLANTA	1.00
IRREGULARIDAD TORSIONAL	0.75
IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	0.60
ESQUINAS ENTRANTES	0.90
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85
SISTEMAS NO PARALELOS	0.90



### Diseño de zapata aislada Z-1



**1.- Características generales**

$\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )=	0.29	(A 1.00 MTS)
$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )=	210	
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )=	4200	
$\Phi$ (aplastamiento)=	0.55	

**Zapata**  
Peso(%Ps)= 500

**2.- Predimensionado de zapata**

$\sigma_n$ (ton/m <sup>2</sup> )=	1.55
$A_z$ (m <sup>2</sup> )=	1.32
$m$ (mts)=	0.40
$e_x$ =	0.24
$e_y$ =	0.18

(Referenciales)

$m$ (mts)=	0.37	(asumir)	} Dimensiones finales
$A$ (mts)=	1.15	} $A_z$ (m <sup>2</sup> )= 1.32	
$B$ (mts)=	1.15		
$q_{m\acute{a}x}$ =	0.81	Ton/m <sup>2</sup>	
$q_{m\acute{a}x} \leq \sigma_t$ ?		OK	

**Transferencia de esfuerzos:**

$\Phi P_n$ = 399.84 Ton

No necesita bastones adicionales en soporte vertical

**3.- Dimensionamiento en elevación**

$e_{u1}$ =	2.20
$e_{u2}$ =	1.27

**Punzonamiento:**

$A_p$ =	0.63	m <sup>2</sup>
$b_o$ =	3.32	m

**Flexión:**

$V_{act}$ =	-4.458	Ton
$\Phi V_{uc}$ =	32.28	Ton

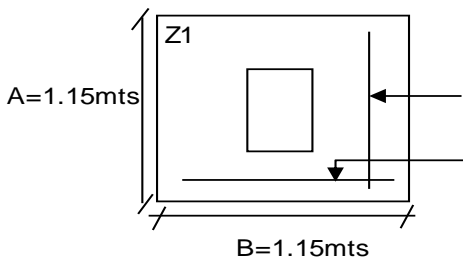
$q_{m\acute{a}x}$ =	70.48	Ton/m <sup>2</sup>
$d$ (cms)=	43.00	(asumir)
$h$ (cms)=	50.00	

$V_c$ =	31.28	Ton/m <sup>2</sup>
$V_{uc}$ =	135.49	Ton/m <sup>2</sup>

$V_{act} \leq \Phi V_{uc}$ ? OK

**4.- Cálculo de As por flexión:**

Direcc.1-1	} $\rightarrow$	$M_u$ =	0.12	Ton-m	} 1/2 @ 0.15 mts
		$A_s$ =	8.90	cm <sup>2</sup>	
		$d_b$ =	1/2	pulg	
Direcc.2-2	} $\rightarrow$	$M_u$ =	0.12	Ton-m	} 1/2 @ 0.15 mts
		$A_s$ =	8.90	cm <sup>2</sup>	
		$d_b$ =	1/2	pulg	



1/2 @ 0.15 mts

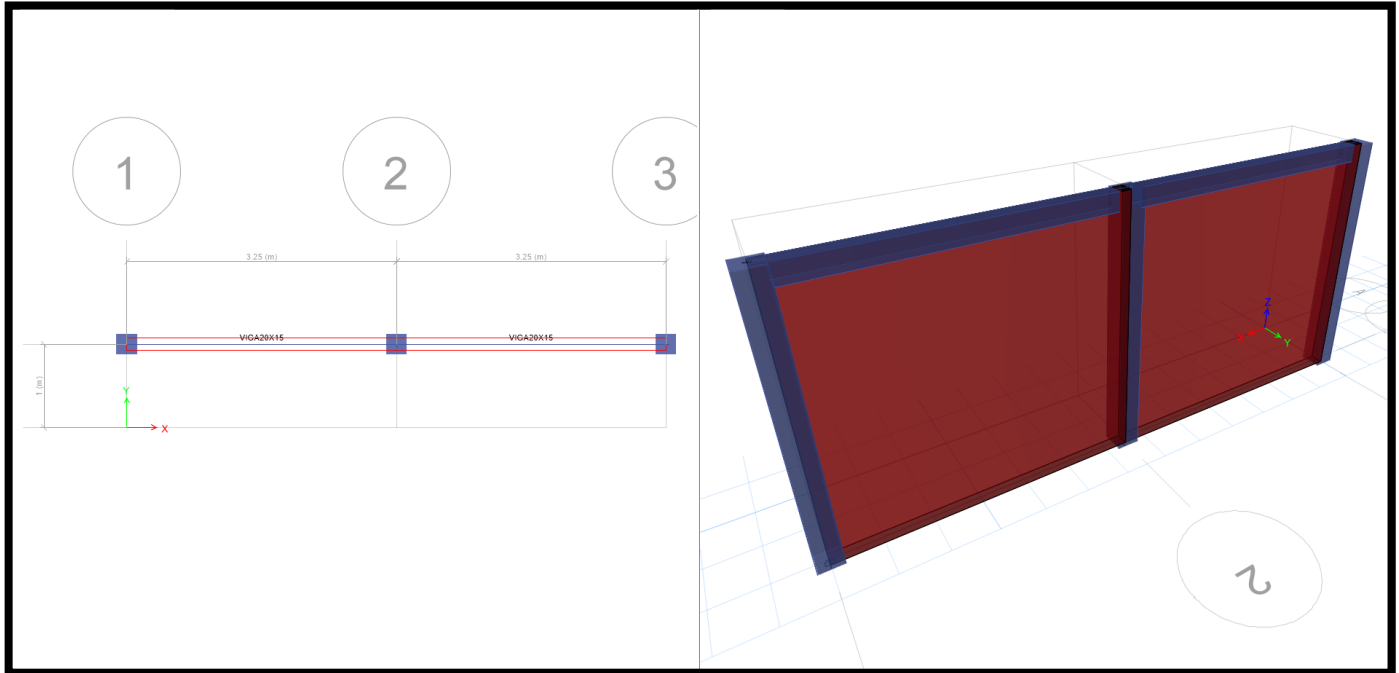
1/2 @ 0.15 mts

Peso= 1.59 ton

% Ps= 466.76

**Peso asumido ok**

DISEÑO DE CERCO PERIMETRICO



**DISEÑO DE CERCO PERIMETRICO COLEGIO CURA MORI**

<b>Datos</b>		<b>Valores</b>
Ubicación	cura mori	4
Tipo de edificación	instituciones educativas	A2
Tipo de Suelo	flexible < 1.2kg/cm <sup>2</sup>	S3
Zona sísmica		Z: 0.45
Factor de uso		U: 1.50
Factor de amplificación del suelo		S: 1.10
Peso específico del terreno		1320 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del muro		1800 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto simple		2300 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto armado		2400 kg/m <sup>3</sup>
Angulo de fricción (ver anexo 1) o Estd. Suel		21
Coefficiente de fricción (ver anexo 1)		0.3
Esfuerzo permisible del terreno		0.29 kg/cm <sup>2</sup>

$$k_a = \tan^2(45^\circ \pm \frac{\phi}{2}) \quad E_a = \frac{1}{2} k_a \gamma s h^2 \cdot B \quad E_p = \frac{1}{2} k_p \gamma s h p^2 \cdot B$$

ka+	0.47
ka-	2.12
Ea	701.45 kg
Ep	3143.82 kg

Elemento	Peso (ton)	Ps (ton)	d(m) resp A	Mv (ton · m)
V2	0	0	3.45	0
M2	0	0	3.45	0
V1	72	26.73	3.35	89.5455
M1	675	250.59375	2.00	501.1875
S/C	86.25	32.0203125	0.63	20.01269531
VC	0	0	0.50	0
R	2640	980.1	1.00	980.1
C	2300	853.875	0.25	213.46875
	5773.25	2143.32		1804.31

**1 Fuerza Resistente (Hr)**

Hr=f.P+E <sub>p</sub>	4875.80 kg
Fuerza actuante (H <sub>a</sub> )	2844.77 kg
F.SD > 1.50	1.71 ok

**2 Momento Resistente**

$$M_r = P \cdot X + E_p \cdot x \cdot h p / 3$$

Mr	3871.91
F.SV > 1.50	2.15 ok

**3 Esfuerzos sobre el terreno**

$$\sigma_{1,2} = P \pm \frac{6P \cdot x \cdot e}{b \cdot x^2}$$

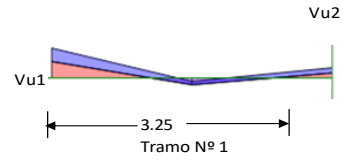
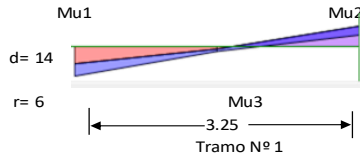
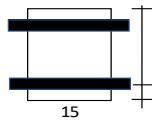
xa= (Mr-Mv)/P	0.36 m
e	-0.04 m
a/6 > e	0.33 ok
σ <sub>1</sub>	0.25 ok

DISEÑO DE VIGA

Diseño de una viga rectangular (VS-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	15
h (cm)=	20
r (cm)=	6
d (cm)=	14
L (m)=	3.25
Tramo N°=	1



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	4.46
As min (cm2)=	0.51
As max (cm2)=	3.35
Mcr (ton-m)=	0.29
n=	9.2

Para cortante:

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$	
Vc (Ton)=	1.61
φVc (Ton)=	1.37
So (cms)=	10
2d (cms)=	28

Para control de fisuración:

Condición	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)= 31,000  
Wo (mm)= 0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 3@0.10

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	0.07	0.21	0.13	No	0.018	Ok	-	0.13
Mu2	0.07	0.21	0.13	No	0.018	Ok	-	0.13
Mu3	0.05	0.15	0.09	No	0.013	Ok	-	0.09

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de tracción, se desprecia los efectos de la compresión cuando el As en tracción fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexión

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
0.51	1/2	1	1.27	Ok	0.62	Mu1			0.00	15.00	0.00	1.27	Ok	0.62
						Mu2			0.00	15.00	0.00	1.27	Ok	0.62

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.>Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
0.51	1/2	1	1.27	Ok	0.62	Mu3			0.00	15.00	0.00	1.27	Ok	0.62

5.- Verificación de cuantía máxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	1.27	1.27	2.23	Ok
Mu2	1.27	1.27	2.23	Ok
Mu3	1.27	1.27	2.23	Ok

6.- Diseño por cortante

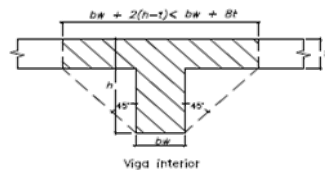
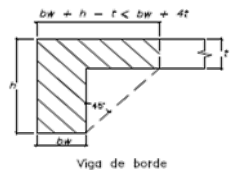
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	0.15	Ok		1/4	2	0.63	7.00	15

Utilizar: 1 φ 1/4 ; 1@0.05; 3 @0.10; Resto @ 0.15 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	ltr (cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	1.2200	1.27	3.96	1,488	7,575	324	14,906.47	Ok	1.5974	0.2619	Ok
Ms2	2.0000	1.27	3.96	1,488	12,418	532	24,436.83	Ok	1.5974	0.4294	No
Ms3	0.6600	1.27	3.95	1,485	4,108	176	8,076.97	Ok	1.5971	0.1419	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left( \frac{Vu}{bw d} \right)^2 + \left( \frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c} \right)$$

28.37 < 30.68 Cumple

t (cm)=	5
h-t (cm)=	15
Tipo=	Interior
Bsup=	45
Acp (cm2)=	450
Pcp (cm)=	160

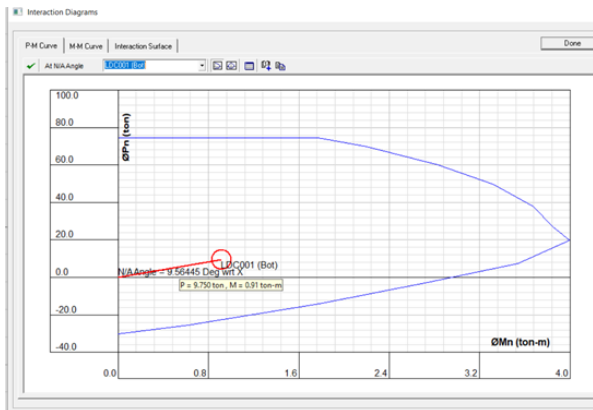
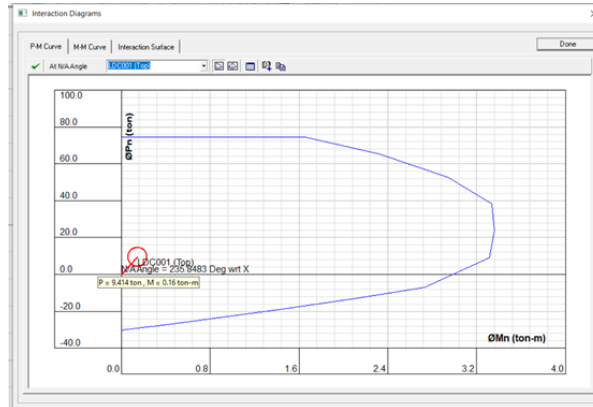
r (cm)=	4.64
Xo (cm)=	5.73
Yo (cm)=	10.73
Aoh (cm2)=	61.48
Ao (cm2)=	52.26
Ph (cm)=	32.92

Tcr=	0.04 ton-m
Tu=	0.04 ton-m
Tud=	0.00 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
At/s =	0
Av/s =	0
Al (cm2) =	0.00

Para φ 1/4 ; smax (cm)= 15.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

**VERIFICACION BIAIXIAL DE COLUMNA**

**CALCULO DE COLUMNA C-1 (0.25X0.25)**



**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Bottom End    Top End

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muz (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	83.560	4.99	11.53	12.56	66.6	N/A	N/A	0.44	324.2	30.83	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD ≤ 1**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN NO ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

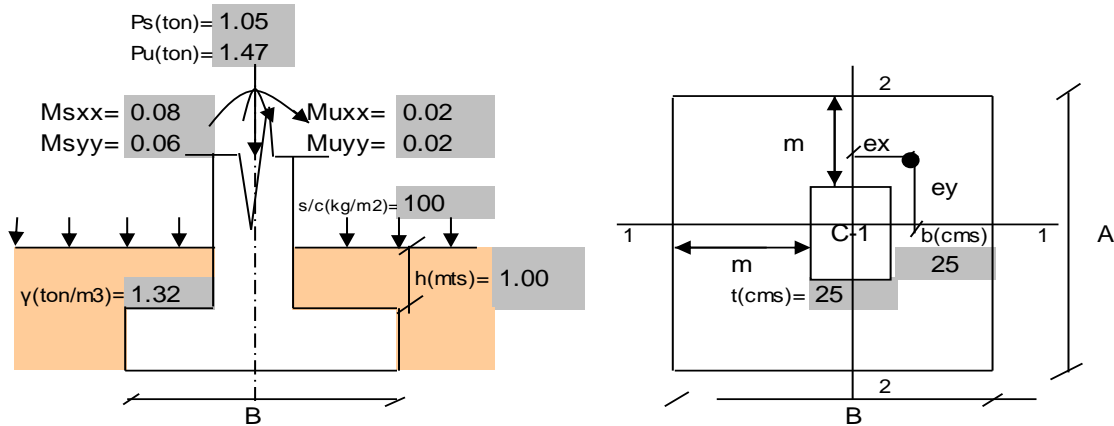
**PARA CORTANTE**

Dv (pulg)= 1/2    Diametro de refuerzo vertical de menor dimension  
 H (mts)= 3.0    Altura de columna  
 So (cms)= 10  
 Lo (cms)= 50    }    Zona de confinamiento    1@0.05; 5 @0.10

Sección	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	1.47	0.4	4.10	Ok		3/8	2	1.43	10.5	15

Utilizar:    1 φ    3/8    1@0.05; 5 @0.10; Resto @ 0.15 m

### Diseño de zapata aislada Z-1



#### 1.- Características generales

$\sigma$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 0.29 (A 1.00 MTS)  
 $f'c$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 210  
 $f_y$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 4200  
 $\Phi$ (aplastamiento)= 0.55

**Zapata**  
 Peso(%Ps)= 160

#### 2.- Predimensionado de zapata

$\sigma_n$ (ton/m<sup>2</sup>)= 1.48  
 $A_z$ (m<sup>2</sup>)= 1.84  
 $m$ (mts)= 0.60 } (Referenciales)  
 $e_x$ = 0.08  
 $e_y$ = 0.06

$m$ (mts)= 0.43 (asumir)  
 $A$ (mts)= 1.15  
 $B$ (mts)= 1.15 }  $A_z$ (m<sup>2</sup>)= 1.32 } Dimensiones finales  
 $q_{m\acute{a}x}$ = 1.35 Ton/m<sup>2</sup>  
 $q_{m\acute{a}x} \leq \sigma$ ? OK

#### Transferencia de esfuerzos:

$\Phi P_n$ = 156.19 Ton

No necesita bastones adicionales en soporte vertical

#### 3.- Dimensionamiento en elevación

$e_{u1}$ = 0.01  
 $e_{u2}$ = 0.01

#### Punzonamiento:

$A_p$ = 0.86 m<sup>2</sup>  
 $b_o$ = 2.72 m

#### Flexión:

$V_{act}$ = 0.029 Ton  
 $\Phi V_{uc}$ = 32.28 Ton

$q_{um\acute{a}x}$ = 1.27 Ton/m<sup>2</sup>  
 $d$ (cms)= 43.00 (asumir)

$h$ (cms)= 50.00

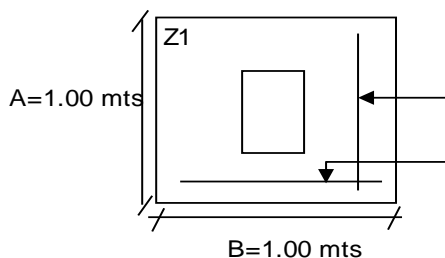
$V_c$ = 0.93 Ton/m<sup>2</sup>  
 $V_{uc}$ = 135.49 Ton/m<sup>2</sup>

$V_{act} \leq \Phi V_{uc}$ ? OK

#### 4.- Cálculo de As por flexión:

Direcc. 1-1 {  $M_u$ = 0.00 Ton-m  
 $A_s$ = 8.90 cm<sup>2</sup> → 1/2 @ 0.15 mts  
 $db$ = 1/2 pulg

Direcc. 2-2 {  $M_u$ = 0.00 Ton-m  
 $A_s$ = 8.90 cm<sup>2</sup> → 1/2 @ 0.15 mts  
 $db$ = 1/2 pulg



1/2 @ 0.15 mts

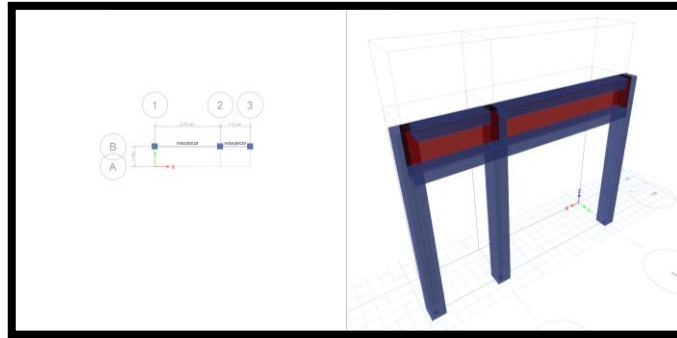
1/2 @ 0.15 mts

Peso= 1.59 ton

% Ps= 151.14

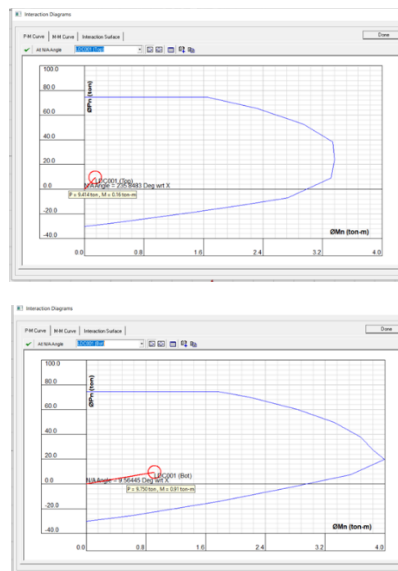
**Peso asumido ok**

**DISEÑO DE PORTADA**



**VERIFICACION BIAIXIAL DE COLUMNA**

**CALCULO DE COLUMNA C-2 (0.30X0.30)**



**DIAGRAMA DE INTERACCION BIAIXIAL EN CSI COL PARA DIFERENTES ESTADOS DE CARGA**

Capacity Calculation Results

Sr. No	Load Comb	Load Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	Combination1	83.560	4.99	11.53	12.56	66.6	N/A	N/A	0.44	324.2	30.83	4	OK

**RATIO DE CAPACIDAD ≤ 1**

**CALCULO DEL CORTANTE**

**LA SECCIÓN NO ES RESISTENTE A LAS CARGAS ACTUANTES.**

**PARA CORTANTE**  
 Dv (pulg)= 1/2      Diámetro de refuerzo vertical de menor dimension  
 H (mts)= 4.0      Altura de columna  
 So (cms)= 10  
 Lo (cms)= 66      Zona de confinamiento 1@0.05; 7 @0.10

Sección	Pu	Vu (Ton)	Vc (ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	3.13	0.15	6.14	Ok		3/8	2	1.43	13.0	15

Utilizar: 1 φ 3/8 1@0.05; 7 @0.10; Resto @ 0.15 m

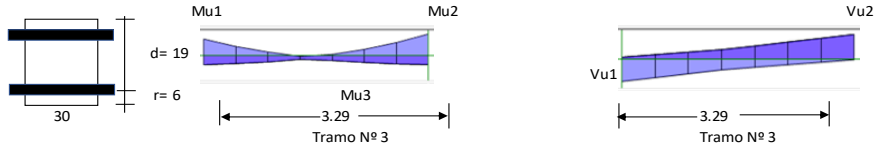


DISEÑO DE VIGA

Diseño de una viga rectangular (VA-1)

1.- Características geométricas

b (cm)=	30
h (cm)=	25
r (cm)=	6
d (cm)=	19
L (m)=	3.29
Tramo N°=	3



2.- Características del material

fy (kg/cm2)=	4200
f'c (kg/cm2)=	210
β1=	0.85
εc=	0.0030
εy=	0.0021

cb/d=	0.588
Asb (cm2)=	12.11
As min (cm2)=	1.38
As max (cm2)=	9.08
Mcr (ton-m)=	0.91
n=	9.2

Para cortante:

Vc = 0.53 √f'c b d	
Vc (Ton)=	4.38
φVc (Ton)=	3.72
So (cms)=	5
2d (cms)=	38

Para control de fisuración:

Condicion	Zo (kg/cm)	Wo (mm)
Exterior	26,000	0.40
Interior	31,000	0.33

Zo (kg/cm)=	31,000
Wo (mm)=	0.33

Zona de confinamiento 1@0.05; 7 @0.05

3.- Características de las cargas resistentes (Diseño por resistencia)

Seccion	Mu (ton-m)	a (cm)	As (cm2)	As>Asmin?	c/d	c/d<cb/d?	A's (cm2)	As (cm2)
Mu1	0.39	0.43	0.55	No	0.027	Ok	-	0.55
Mu2	0.39	0.43	0.55	No	0.027	Ok	-	0.55
Mu3	0.39	0.43	0.55	No	0.027	Ok	-	0.55

$$a = d - \left[ d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f'_c b} \right]^{1/2} \quad As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad c = \frac{a}{\beta_1}$$

El As considerado es de traccion, se desprecia los efectos de la compresion cuando el As en traccion fluye (c/d<Cb/d)

4.- Armado del acero por flexion

As (-)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	As consid.> Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid. (cm2)	Ld (cm)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid. (cm2)	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
1.38	5/8	2	3.96	Ok	2.61	Mu1			0.00	20.00	0.00	3.96	Ok	2.61
						Mu2			0.00	20.00	0.00	3.96	Ok	2.61

As (+)

As continuo						As bastones					As final			
Asmin	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	As consid.> Asmin?	φ Mn (T-m)	Seccion	Dv (pulg)	# Var.	As consid.	Ld (m)	φ Mn (T-m)	As tot. Consid.	As tot >As calc?	φ Mn (T-m)
1.38	5/8	2	3.96	Ok	2.61	Mu3			0.00	20.00	0.00	3.96	Ok	2.61

5.- Verificacion de cuantia maxima

Seccion	As (cm2)	A's (cm2)	0.5Asb	As-A's ≤ 0.5Asb?
Mu1	3.96	3.96	6.05	Ok
Mu2	3.96	3.96	6.05	Ok
Mu3	3.96	3.96	6.05	Ok

6.- Diseño por cortante

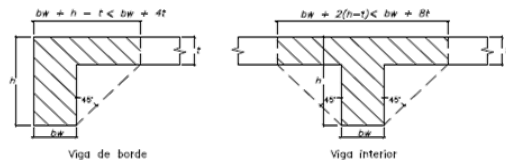
Seccion	Vu (Ton)	Vu < φVc?	Vs (ton)	Dv (pulg)	Ramas	Av (cm2)	S (cms)	Utilizar
Vu max	0.39	Ok		3/8	2	1.43	9.50	20

Utilizar: 1 φ 3/8 ; 1@0.05; 7 @0.05; Resto @ 0.20 m

7.- Control de fisuraciones

Seccion	Ms (ton-m)	As (cm2)	c (cm)	ltr(cm4)	fs (kg/cm2)	fc (kg/cm2)	Z (Kg/cm)	Z < Zo?	β	W (mm)	W < Wo?
Ms1	0.5600	3.96	12.77	40,378	15	30	42.44	Ok	1.9630	0.0009	Ok
Ms2	0.0500	3.96	12.77	40,378	15	30	42.44	Ok	1.9630	0.0009	Ok
Ms3	0.0200	3.96	12.77	40,377	15	30	42.44	Ok	1.9630	0.0009	Ok

8.- Diseño por torsion



Comprobar:

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw d}\right)^2 + \left(\frac{Tu Ph}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

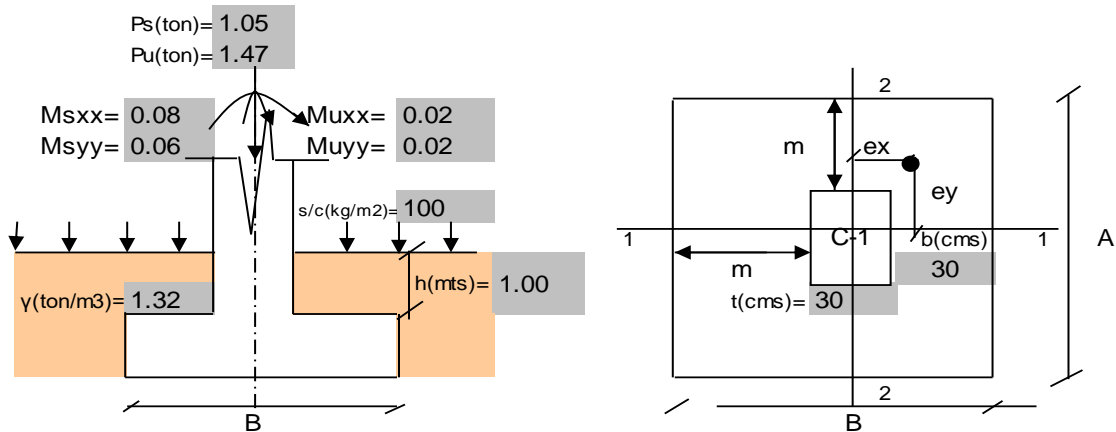
3.03 < 31.08 Cumple

t (cm)=	5	r (cm)=	4.79
h-t (cm)=	20	Xo (cm)=	20.4125
Tipo=	Interior	Yo (cm)=	15.4125
Bsup=	70	Aoh (cm2)=	314.61
Acp (cm2)=	950	Ao (cm2)=	267.42
Pcp (cm)=	250	Ph (cm)=	71.65

Tcr=	0.12 ton-m
Tu=	0.05 ton-m
Tipo de torsion=	Compatibilidad
Tud=	0.00 ton-m
At/s=	0
Av/s=	0
Al (cm2)=	0.00

Para φ 3/8 ; smax (cm)= 20.00  
Adicional al acero longitudinal calculado

**Diseño de zapata aislada Z-1**



**1.- Características generales**

$\sigma_t$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 0.29 (A 1.00 MTS)  
 $f'c$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 210  
 $f_y$ (kg/cm<sup>2</sup>)= 4200  
 $\Phi$ (aplastamiento)= 0.55

**Zapata**  
 Peso(%Ps)= 200

**2.- Predimensionado de zapata**

$\sigma_n$ (ton/m<sup>2</sup>)= 1.48  
 $A_z$ (m<sup>2</sup>)= 2.13 } (Referenciales)  
 $m$ (mts)= 0.60  
 $e_x$ = 0.08  
 $e_y$ = 0.06

$m$ (mts)= 0.43 (asumir)  
 $A$ (mts)= 1.20 }  $A_z$ (m<sup>2</sup>)= 1.44 } Dimensiones finales  
 $B$ (mts)= 1.20  
 $q_{m\acute{a}x}$ = 1.22 Ton/m<sup>2</sup>  
 $q_{m\acute{a}x} \leq \sigma_t$ ? OK

**Transferencia de esfuerzos:**

$\Phi P_n$ = 224.91 Ton

No necesita bastones adicionales en soporte vertical

**3.- Dimensionamiento en elevaci3n**

$e_{u1}$ = 0.01  
 $e_{u2}$ = 0.01

$q_{m\acute{a}x}$ = 1.16 Ton/m<sup>2</sup>  
 $d$ (cms)= 43.00 (asumir)       $h$ (cms)= 50.00

**Punzonamiento:**

$A_p$ = 0.91 m<sup>2</sup>  
 $b_o$ = 2.92 m

$V_c$ = 0.84 Ton/m<sup>2</sup>  
 $V_{uc}$ = 135.49 Ton/m<sup>2</sup>

**Flexi3n:**

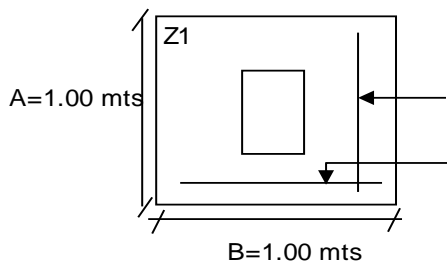
$V_{act}$ = 0.028 Ton  
 $\Phi V_{uc}$ = 33.69 Ton

$V_{act} \leq \Phi V_{uc}$ ? OK

**4.- Cálculo de As por flexi3n:**

Direcc.1-1 {  $M_u$ = 0.00 Ton-m  
                    $A_s$ = 9.29 cm<sup>2</sup> → 1/2 @ 0.16 mts  
                    $db$ = 1/2 pulg

Direcc.2-2 {  $M_u$ = 0.00 Ton-m  
                    $A_s$ = 9.29 cm<sup>2</sup> → 1/2 @ 0.16 mts  
                    $db$ = 1/2 pulg



1/2 @ 0.16 mts

1/2 @ 0.16 mts

Peso= 1.73 ton

% Ps= 164.57

**Peso asumido ok**

## **X.- CONSIDERACIONES ADICIONALES**

La memoria de cálculo estructural ha sido elaborada **Ing. Martin Francisco Fan Fiestas**, el cual ha proporcionado la arquitectura y Estudio de Suelos aprobada por la profesional responsable.

La presente memoria de cálculo es válida solo para la elaboración de este estudio denominado: **“RECUPERACION DEL LOCAL ESCOLAR 963 CON CODIGO LOCAL 636195 – CUCUNGURA – DISTRITO CURA MORI – PIURA - PIURA”**

## **XI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

La presente memoria de cálculo es el resumen de diseño de los elementos estructurales que han sido plasmados en los planos de estructuras, se ha tomado los planos arquitectónicos proporcionados por el solicitante.

El diseño estructural está en función a los parámetros dados en los estudios de suelos, por lo tanto, cualquier mal resultado o falla en dicho estudio no hace responsable al cálculo estructural.

El diseño estructural ha sido elaborado para la condición más desfavorable en lo que refiere a parte sísmica, por lo tanto, se debe reforzar los elementos estructurales tal como se ha indicado en el diseño alcanzado en los planos y sustentados por la presente memoria de cálculo.

El diseño de la subestructura (cimentaciones) está calculada para soportar cargas de los muros estructurales y de columnas, por lo tanto, se debe tener cuidado en los trabajos que se realicen en especial el sobrecimiento, así también como se ha podido apreciar el terreno es de baja capacidad portante y que ha sido necesario amarrar todos los elementos de la cimentación para contrarrestar los desplazamientos.

Debemos resaltar que, se han proyectado vigas que han sido diseñadas para trabajar de manera estructural con las columnas, por lo tanto, estos no deben alterados ni modificados, toda vez que estos están soportando cargas verticales y sísmicas, así también se debe dejar especificado en los planos y memoria que el sistema estructural es de muros de pórticos y albañilería confinada, según sea el caso. Se deberá aislar la estructura de concreto armado de la tabiquería interior o elementos no estructurales, puesto que estos no influyen en los análisis. Los muros que no sean aislados y se encuentren integrados a los elementos estructurales, podrían originar cambios de la masa calculada anteriormente.

En cuanto a los desplazamientos laterales, se ha verificado que todos los desplazamientos con las dimensiones dadas en planos de los elementos estructurales cumplen en ambos sentidos cumplen con la normativa E-030, de acuerdo con lo mostrado en la memoria de cálculo de cada módulo analizado. Se tiene en cuenta también que los periodos de vibración de cada módulo en los distintos modos de vibrar analizados son menores a la estipulada por la norma, que de acuerdo con el EMS, para el suelo de asentamiento de las estructuras es de  $T_p=1.00$  seg.

Todo esto de acuerdo a lo indicado en el estudio de suelos, a efectos de alcanzar mejores soportes del terreno, y la capacidad portante de la misma, ya que su valor ha sido tomado desde el nivel de terreno natural, por tal razón los esquemas que plante el profesional responsable del proyecto deben llegar a una capacidad portante mínima que se ha considerado  $0.29 \text{ kg/cm}^2$  siendo el coeficiente de balasto de  $0.95 \text{ kg/cm}^3$ , para lo cual deberá llegarse a una profundidad de desplante de 1.00 mts.

En casos que la profundidad de excavación supera los 1.50 m de longitud se debería entibar la excavación como medida de seguridad de las personas que laboran en el área, tal como indica norma E.050 (suelos) del Reglamento Nacional de Edificaciones, pero debido a la estabilidad del suelo, en este caso es permisible el entibado a partir de 2.00 m de profundidad.

Se debe seguir en lo posible con lo especificado en los planos, debiéndose respetar todas las indicaciones y recomendaciones que se indican en el estudio de suelos, en especial las profundidades de cimentación y el mejoramiento del terreno como se indica. Cualquier cambio de materiales, así como la geometría de los materiales, variaría la contemplación original del proyectista planteados en el proyecto, invalidando los cálculos asumidos para la conformación de este y por lo tanto deslindando responsabilidades por cualquier cambio efectuado sin previa consulta al proyectista.

Se alcanza la siguiente memoria de cálculo en físico, para que sea revisada y aprobada por el profesional correspondiente.