



FLEXIBILIZACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO PARA EDIFICACIONES DE PORTICOS DE DOS PISOS

AUTOR: JONATHAN ARGUERO MACIAS

DIRECTOR: ING. ROBERTO AGUIAR FALCONI
PH.D.

OPONENTE: ING. ERNESTO PRO ZAMBRANO

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Realizar el cálculo y diseño estructural de un edificio de dos plantas en varios estados de carga para comparación y obtención de resultados que permitan evaluar la Norma Ecuatoriana de la Construcción que se encuentra vigente.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Presentar información de la edificación a diseñar: ubicación, requerimientos funcionales, esquema arquitectónico y una investigación acerca de este tipo de sistemas.
- Realizar el análisis modal espectral del edificio utilizando el programa computacional CEINCI - LAB y el espectro de aceleraciones del reglamento analizado.
- Estudiar los resultados obtenidos del análisis estructural como son: periodos, modos de vibración, deflexiones y acciones internas, y realizar una comparación con los valores recomendados en las Normativas.
- Realizar el diseño estructural del edificio que incluye, diseño de vigas, columnas, y losas.

METODOLOGÍA

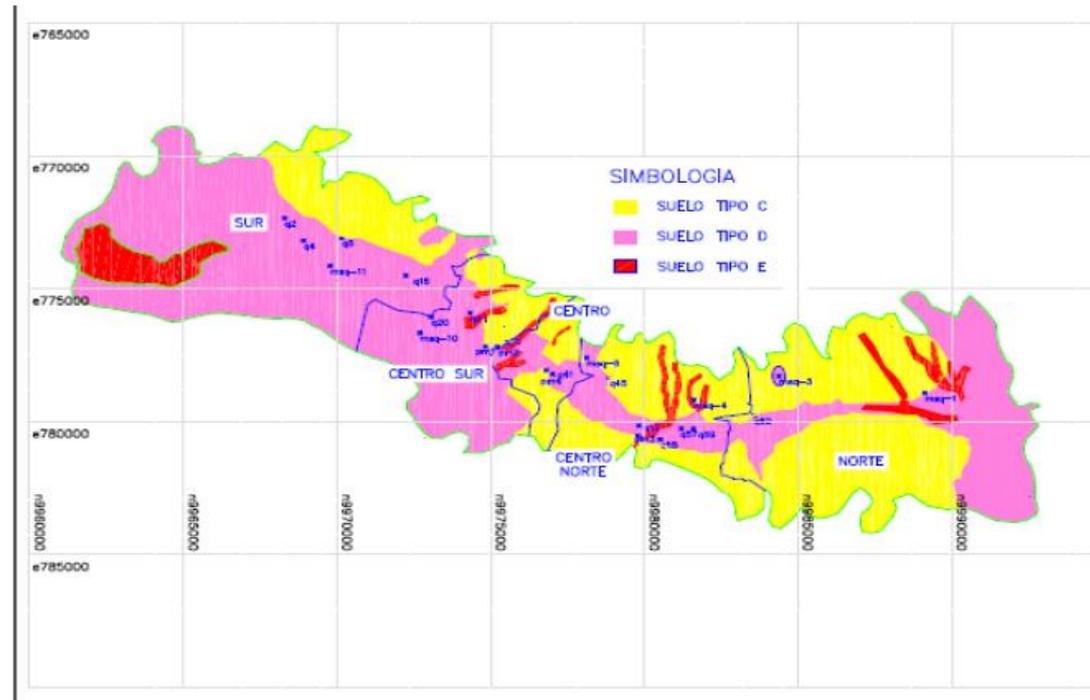
- Revisión del esquema arquitectónico.
- Recopilación de información sobre la mecánica de suelos.
- Pre dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Diseño de los elementos estructurales.
- Modelamiento de la estructura en el programa CEINCI - LAB.
- Análisis modal espectral.
- Revisar los modos de vibración, períodos y deflexiones, los mismos que se comprueban con los valores propuestos en las normativas revisadas.

Datos Generales de la ciudad de Quito.

- Los datos generales de la ciudad son:
- Habitantes: 2'239.191
- Superficie: 49352 Km²
- Densidad poblacional de 45.37 hab./Km².
- De acuerdo al último Censo Nacional de Población y Vivienda provisto por el INEC en el 2011, Quito es la segunda ciudad más poblada de Ecuador, con 2'239.191 habitantes, siendo la mayoría mujeres (51,50%) en su distrito metropolitano.

Clasificación de los suelos en Quito.

El NEC 15 clasifica a los suelos en categorías desde la A hasta la F, partiendo de esto se realizó un estudio que permitió mostrar los tipos de suelo en base a su ubicación en la ciudad de Quito, como se observa en la Figura a continuación mostrada



(Aguilar, Espectros de control para la ciudad de Quito-Ecuador, 2015)

Normativa Utilizada (NEC 15, ACI 318-14)

- En el presente trabajo se utilizaron dos normativas vigentes, el ACI 318-14 y la norma NEC15, capítulo 10 enfocado en viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5 m, además de un tercer criterio el cual evaluó las dimensiones y reforzamientos sin sismo y que por lo general se usaban en el pasado.

PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

- Los pórticos especiales resistentes a momento son lo que presentan mayor capacidad de disipación de energía por lo que se diseñan con un factor de respuesta elevado.
- Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas y en menor medida en los paneles nodales de las columnas.
- La estructura debe diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas.
- Con estos requisitos se logra que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable.

PÓRTICOS ORDINARIOS RESISTENTES A MOMENTO

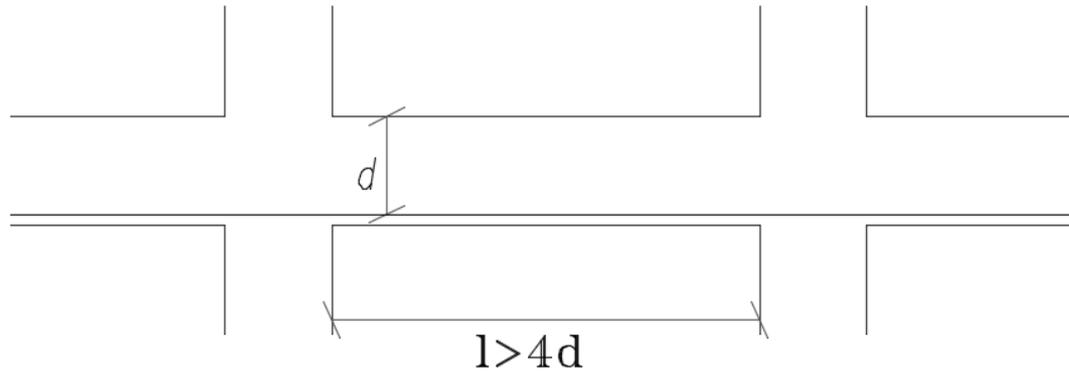
- Los pórticos ordinarios resistentes a momento o convencionales se diseñan para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, menores que las esperadas en pórticos especiales o intermedios.
- Por esta razón, muchas de las restricciones y condiciones descritas previamente no se aplican a los pórticos ordinarios.
- El factor de modificación de respuesta es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos.

PÓRTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTO

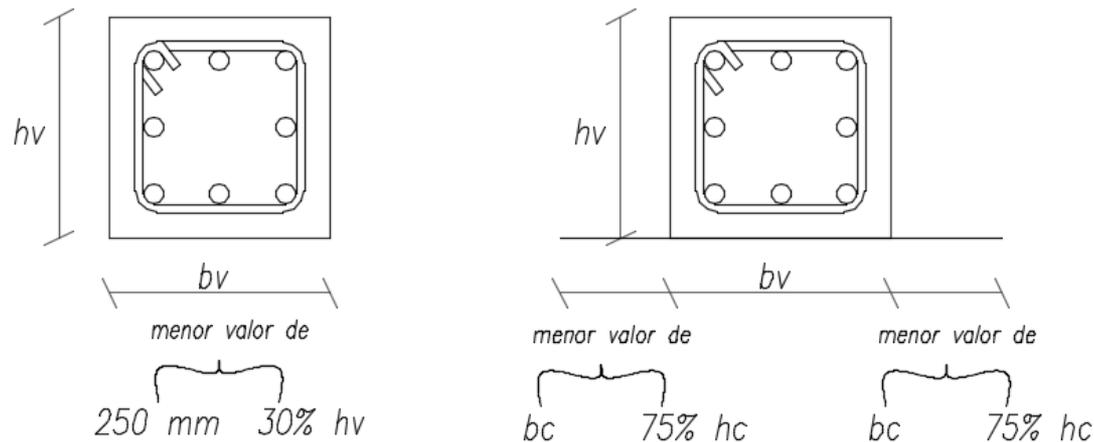
- Los pórticos intermedios resistentes a momento son los que presentan capacidad de disipación de energía moderada y, acorde a ello, se diseñan con un factor de modificación de respuesta menor que los pórticos especiales.
- Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas.
- Se requiere también del uso de conexiones precalificadas y los extremos de las vigas se consideran como zonas protegidas.

REQUERIMIENTOS MINIMOS PARA VIGAS SEGÚN CODIGO ACI 318/14

- Para marcos especiales, la luz libre debe ser mayor a cuatro veces el peralte efectivo



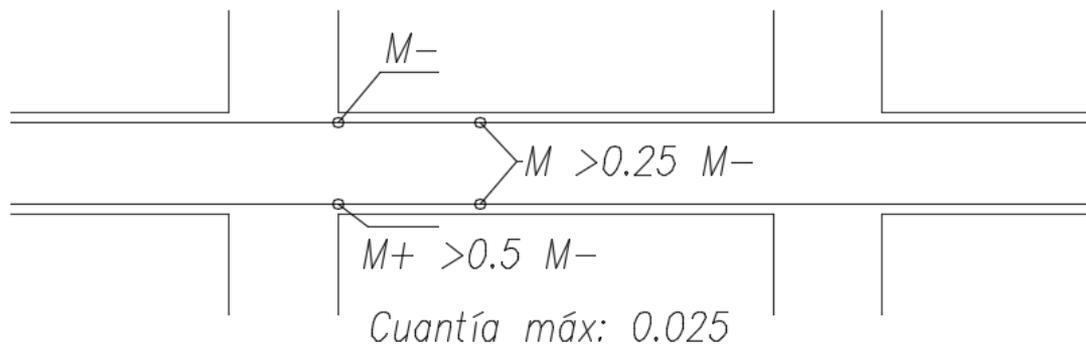
- El ancho mínimo debe ser el menor valor entre 250 mm y el 30% de la altura del elemento; el ancho de la viga puede ser mayor que el de la columna, pero, hacia cada extremo, no puede exceder el ancho de la columna o el 75% del largo de la columna



REFUERZO LONGITUDINAL

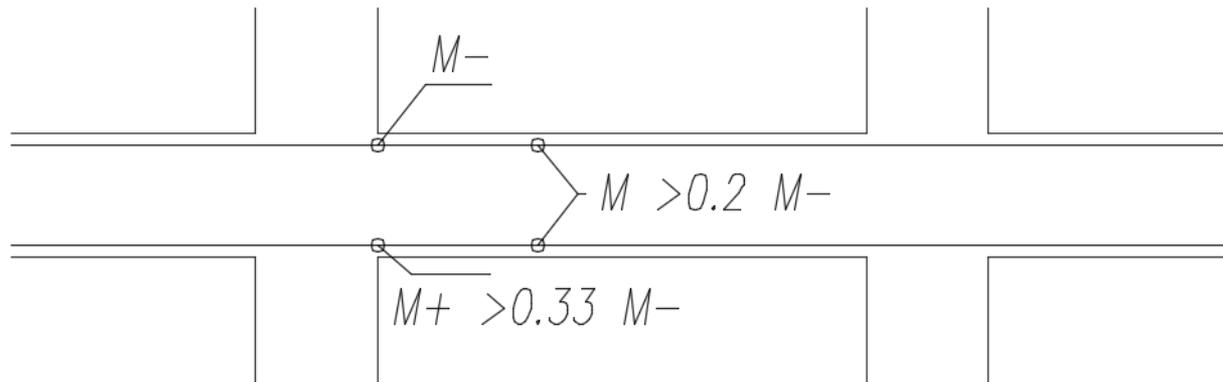
- Para marcos especiales, la cuantía máxima de acero es 0.025; la resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser por lo menos la mitad de la resistencia a momento negativo; en cualquier sección en toda la longitud de la viga, la resistencia debe ser por lo menos la cuarta parte de la resistencia máxima de la cara del nudo.

Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)



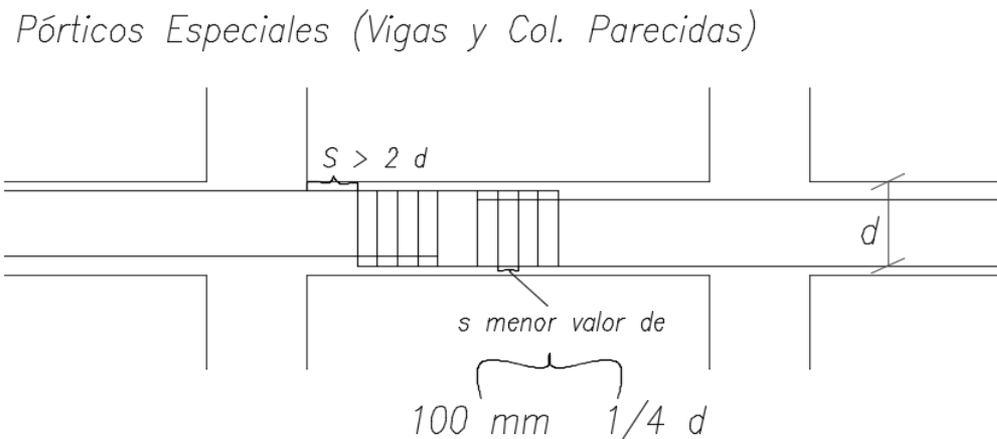
- Para marcos intermedios, no existe límite superior de cuantía de acero; en la cara del nudo, se requiere que la resistencia a momento positivo sea por lo menos un tercio del negativo; en la viga, la resistencia debe ser por lo menos un quinto de la máxima.

Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)



EMPALME DE VARILLAS LONGITUDINALES

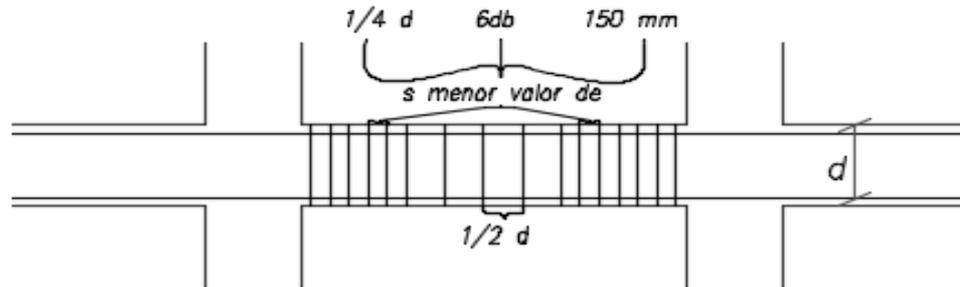
- Para marcos especiales, se exige encerrar los empalmes con estribos separados al menor valor entre la cuarta parte del peralte efectivo y 100 mm; no permite empalmes en nudos, a una distancia de la cara del nudo igual a dos veces la altura del elemento, ni donde el análisis indique que pueda ocurrir fluencia por flexión. En marcos intermedios no existen restricciones.



REFUERZO TRANSVERSAL

- Para marcos especiales, en zonas de posible fluencia por flexión (a una distancia de la cara del nudo, igual a dos veces el peralte del elemento) se requiere que los estribos estén separados por el mínimo entre: la cuarta parte del peralte efectivo, seis veces el menor diámetro de las varillas longitudinales y 150 mm; fuera de las zonas de posible fluencia, la separación debe ser menor que la mitad del peralte de la viga.

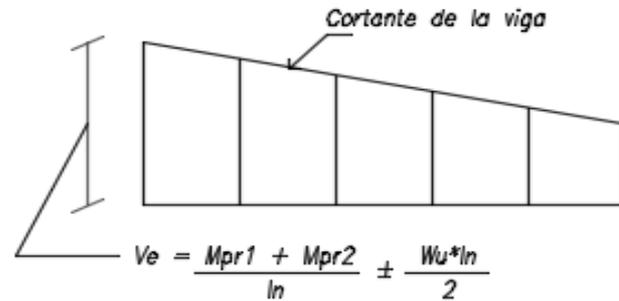
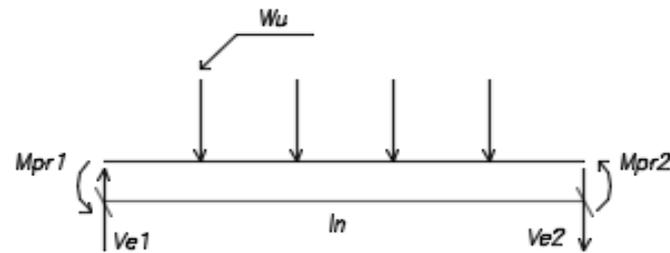
Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)



Se diseña también para cortante cuando

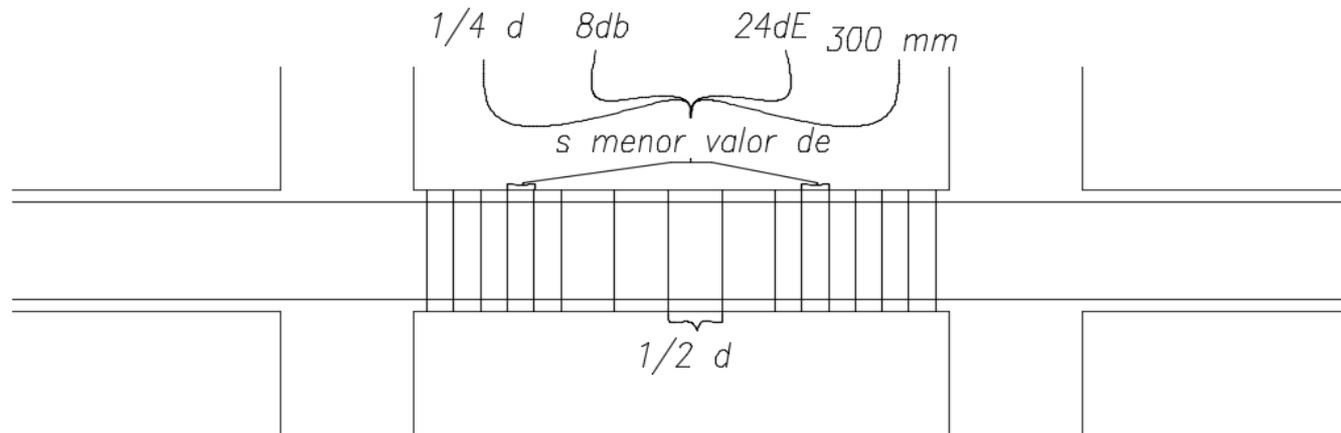
$$V_s > V_e/2 \text{ y } P_u < A_g \cdot f'_c / 20$$

$$V_e = V_D + V_L + V_s$$



- Para marcos intermedios, es igual con excepción de la separación mínima de estribos en zonas de posible fluencia, el código dispone como el mínimo entre: la cuarta parte del peralte efectivo, ocho veces el menor diámetro de las varillas longitudinales, veinticuatro veces el diámetro del estribo y 300 mm.

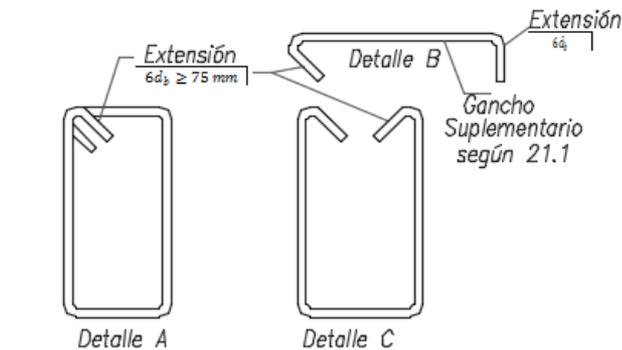
Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)



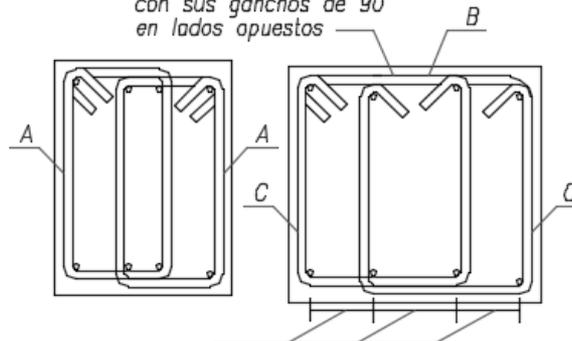
FORMA DEL ESTRIBO

- Esta exigencia solamente existe para marcos especiales, y consiste en cumplir con uno de los dos detalles propuestos en la figura.

Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)



Ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal con sus ganchos de 90° en lados opuestos

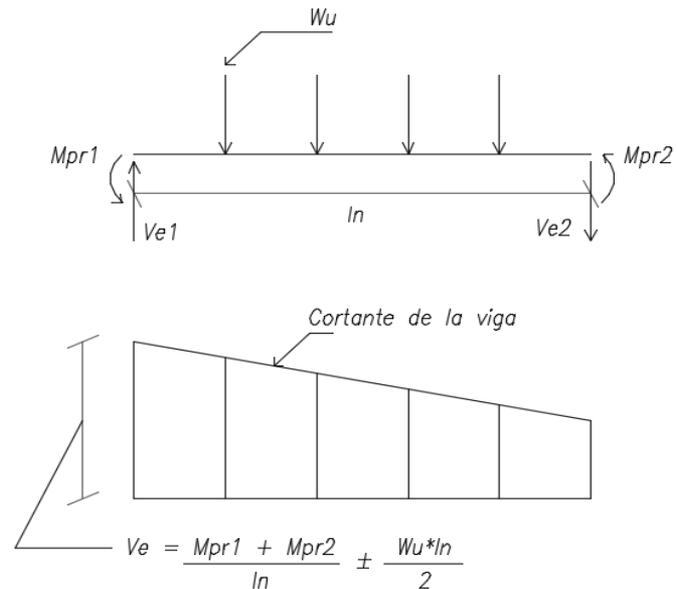


Separación máxima entre barras soportadas por ramas de ganchos suplementarios o estribos de confinamiento = 350 mm.

FUERZAS PARA DISEÑO POR CORTANTE

- Para marcos especiales, la fuerza de diseño se calcula considerando las cargas estáticas, suponiendo que en los extremos de la viga actúan los momentos resistentes probables de signo opuesto.

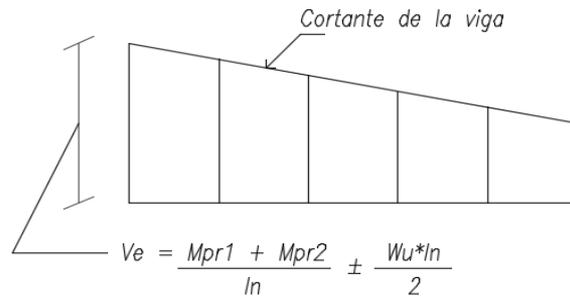
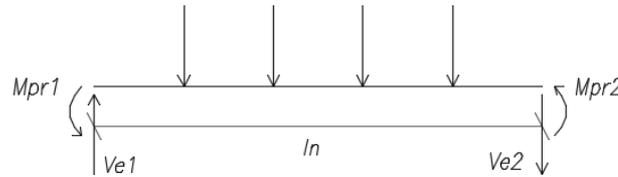
Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)



- Para marcos intermedios, la fuerza de diseño es la mayor entre: el corte por cargas estáticas más el producido suponiendo que los momentos resistentes nominales de signo opuesto actúan en los extremos de la viga, o el máximo cortante obtenido del análisis, considerando el doble de la aportación del cortante sísmico en las combinaciones que correspondan.

Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)

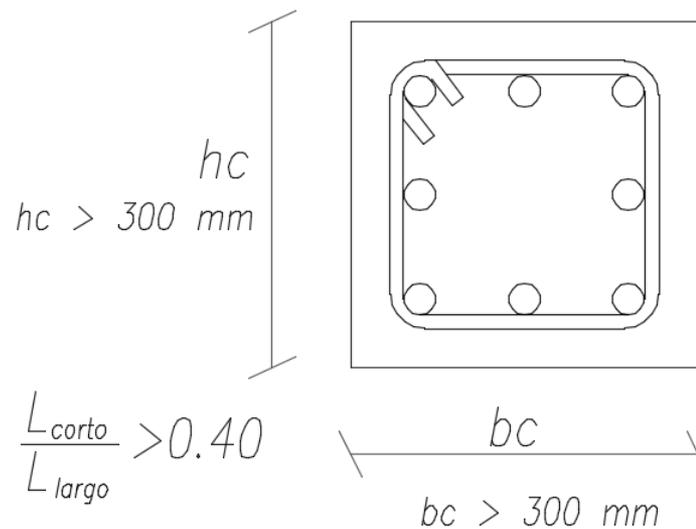
Wu = mayor entre combinaciones de W con sismo normal y W con el doble del sismo



$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

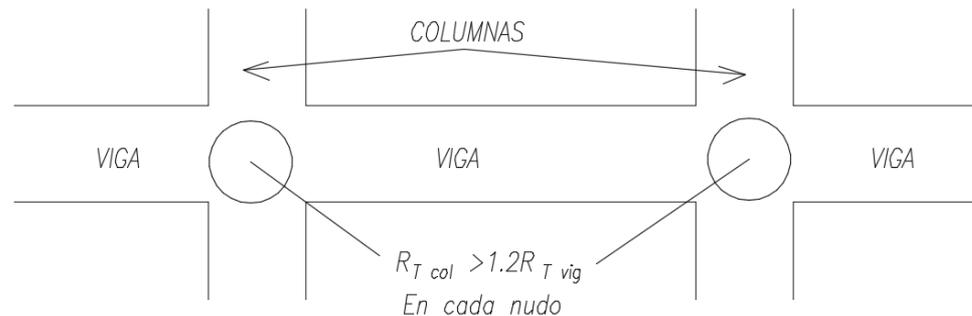
REQUERIMIENTOS MINIMOS PARA COLUMNAS SEGÚN CODIGO ACI 318/14

- Para marcos especiales, la mínima dimensión de la sección debe ser 300 mm y la relación entre las dimensiones corta y larga de la sección del elemento no puede ser menor que 0.40. En marcos intermedios no se proponen restricciones geométricas.



RESISTENCIA A FLEXION

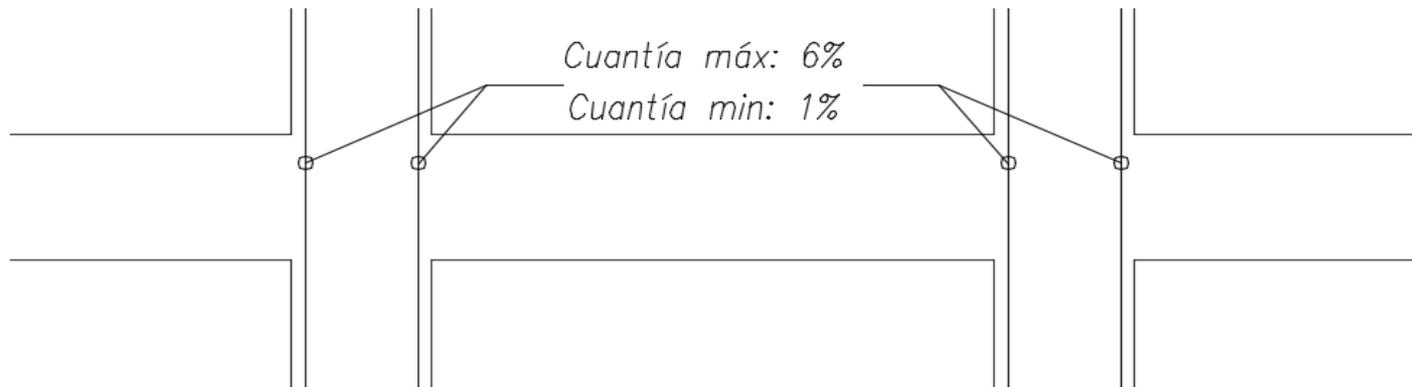
- Para marcos especiales, se pide que la suma de las resistencias nominales a flexión de las columnas que llegan a un nudo sea mayor que 1.20 veces la suma de las resistencias nominales de las vigas que llegan a ese nudo; si esta disposición no se cumple en alguna columna, la rigidez lateral de esta no debe incluirse en el modelo matemático. Para marcos intermedios no existe esta exigencia.



REFUERZO LONGITUDINAL

- Para marcos especiales, se limita el área máxima de acero al 6% del área gruesa de la sección. Para marcos intermedios, se mantienen los mismos límites.

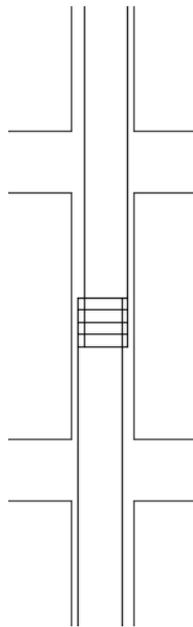
Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)



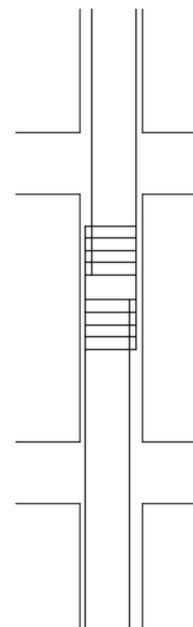
EMPALME DE VARILLAS LONGITUDINALES

- En marcos especiales, solamente se permiten en la zona central del elemento. Para marcos intermedios no existen limitaciones.

*Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)
Solo en la zona central*



Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)



REFUERZO TRANSVERSAL

- Para marcos especiales, se exige que los estribos donde se requiere mayor confinamiento, se coloquen en una distancia del nudo igual al máximo entre: la mayor dimensión del elemento, un sexto de la longitud libre y 450 mm; los estribos donde se requiere mayor confinamiento deben tener una separación igual al menor entre: un cuarto de la menor dimensión del elemento, seis veces el diámetro de la menor varilla longitudinal y S_o .
- $100 \text{ mm} \leq S_o = 100 + \frac{(350 - h_x)}{3} \leq 150 \text{ mm}$

- Donde h_x es la mayor separación entre patas de estribos en la sección; adicionalmente, el área del estribo (A_{sh}) debe ser mayor que lo requerido por las siguientes ecuaciones:

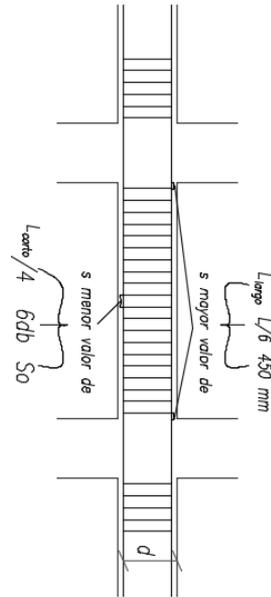
- $$A_{sh1} = 0,30 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

- $$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

- Donde s es la separación entre estribos, b_c es la sección de la zona encerrada por el estribo, A_g es el área gruesa de la sección, A_{ch} es el área confinada por el estribo, f'_c y f_{yt} son la resistencia a compresión del hormigón y a fluencia de los estribos.

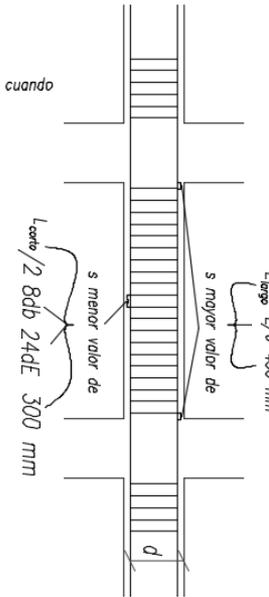
- Para marcos intermedios, la zona de mayor confinamiento se define de la misma manera que en los marcos especiales; la separación de estribos en esa zona debe ser el menor entre: ocho veces el diámetro de la menor varilla longitudinal, veinticuatro veces el diámetro del estribo, la mitad de la menor dimensión de la sección y 300 mm; fuera de la zona de confinamiento, se mantienen las exigencias de elementos no sismo-resistentes.

*Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)
Solo en la zona central*



Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)

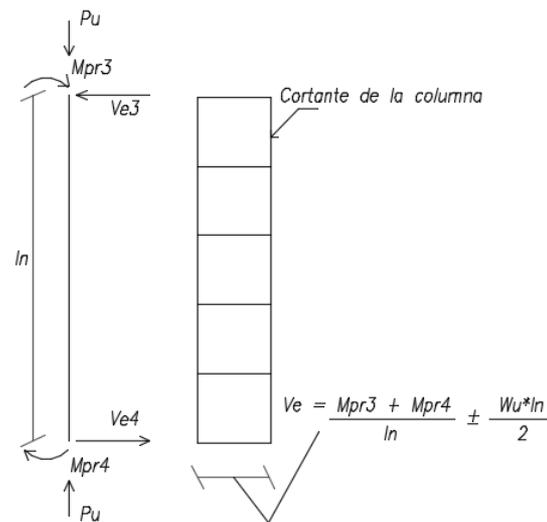
*Se diseña también para cortante cuando
 $V_s > V_e/2$ y $P_u < A_g * f'_c / 20$
 $V_e = V_D + V_L + V_s$*



FUERZAS PARA DISEÑO POR CORTANTE

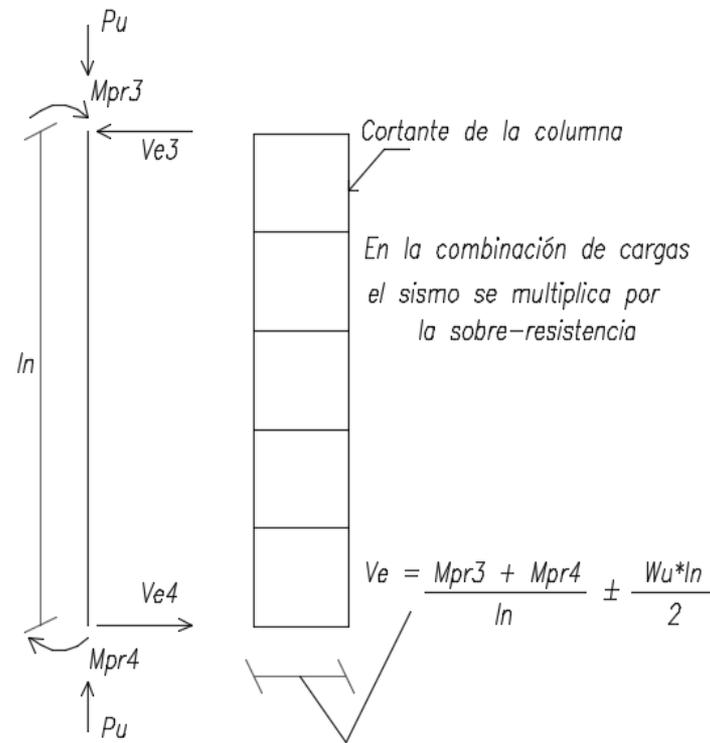
- Para marcos especiales, se realiza de manera similar que en las vigas, pero se debe incluir el efecto de la interacción del momento con las cargas axiales. Para marcos intermedios, aplica lo mismo anterior, pero la afectación del sismo en las combinaciones se debe multiplicar por el factor de sobre-resistencia que indica la norma.

Pórticos Especiales (Vigas y Col. Parecidas)



- Para marcos intermedios, aplica lo mismo anterior, pero la afectación del sismo en las combinaciones se debe multiplicar por el factor de sobre-resistencia Ω que indica la norma.

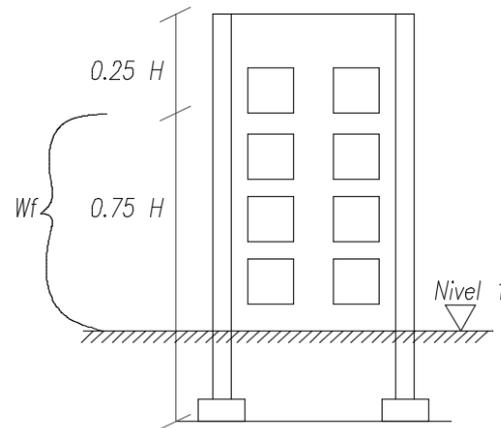
Pórticos Intermedios (Vigas Descolgadas)



REQUERIMIENTOS MINIMOS PARA VIGAS Y COLUMNAS SEGÚN CODIGO NEC 15

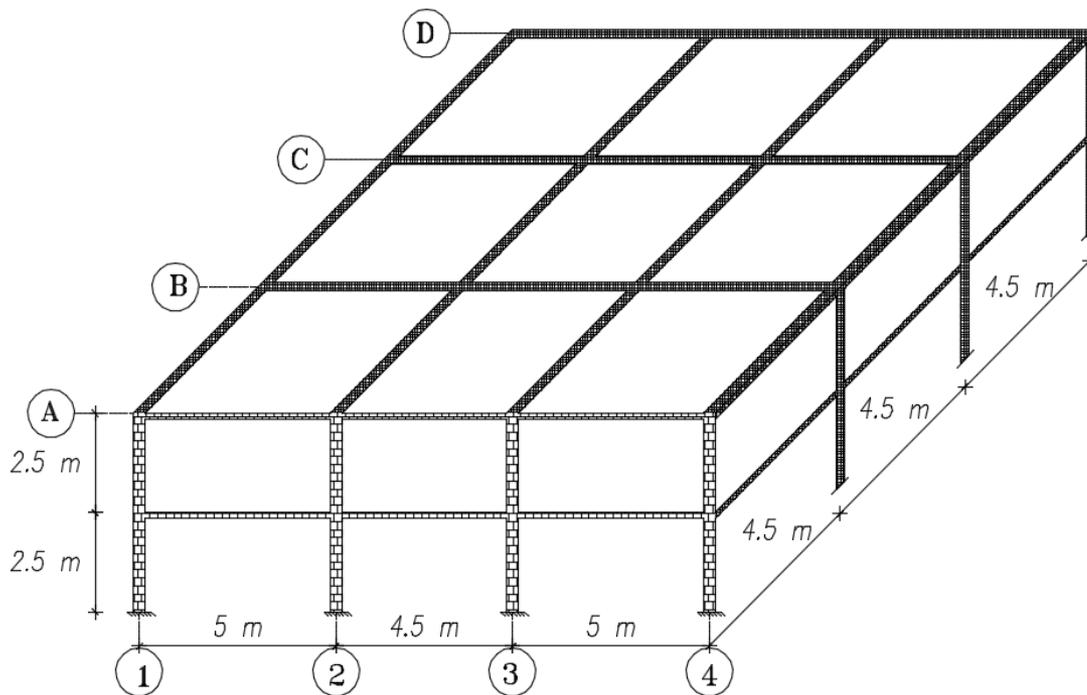
- La única diferencia entre la norma NEC 15 y la norma ACI-318 es la forma en que se revisa el criterio columna fuerte - viga débil.
- El momento último de diseño se calcula con:
- $S_{CP} = \phi^0 \omega_f S_E$
- Donde ϕ^0 es la relación de capacidad en sobre-resistencia de las rotulas plásticas en las vigas (M_0) que llegan al nudo, junto a la sección que se diseña, y la capacidad requerida por el análisis (M_{req}). La capacidad en sobre resistencia se estima a partir de la cuantía real de acero de las vigas, considerando propiedades máximas esperadas de los materiales.
- $$\phi^0 = \frac{M_0^- + M_0^+}{M_{req}^- + M_{req}^+}$$

- ω_f es un factor de amplificación dinámica. Este valor se aplica desde el primer nivel de la estructura hasta un nivel a $3/4$ de la altura total de la misma.



- $\omega_f = 1,15 + 0,13 \left(\frac{\mu}{1,8} - 1 \right) > 1,15$
- Donde μ es la ductilidad, que puede ser tomada como la mitad del valor de reducción de respuesta sísmica (R) adoptado.
- SE es la demanda obtenida de las combinaciones del análisis.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA



Vigas	Primer piso
	b = 30 cm
	h = 40 cm
	Segundo piso
	b = 30 cm
	h = 35 cm
Columnas	Pórticos Interiores
	b = 40 cm
	h = 40 cm
F'c	280 Kg/cm ²
Fy	4200 Kg/cm ²
E	15100 √f'c = 252671
Espectro	NEC 15
Tipo de Suelo	D
Zona Sísmica	0,4 g
Región	Sierra
n =	2,48
Fa =	1,2
Fs =	1,28
Fd =	1,19

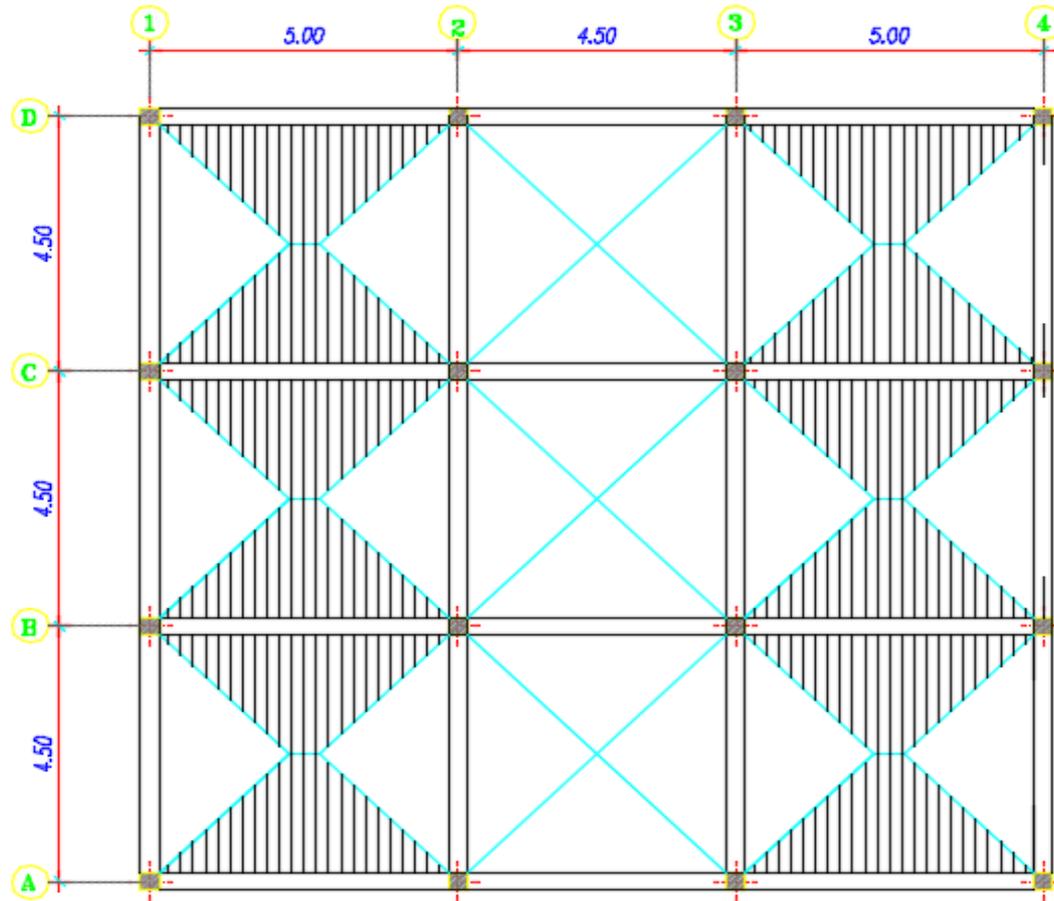
PRE DISEÑO

- $$h_{lmin} = \frac{L_n(800+0,071*fy)}{36000+5000*\beta*[\alpha_m-0,2]} \quad (4)$$
- La fórmula que se indicó nos proporcionará la altura mínima para una losa maciza por lo que es necesario definir una altura equivalente de una losa alivianada. En la tabla 3 se presentan valores equivalentes entre losas macizas y alivianadas para distintas alturas.

Losa Maciza	Losa Alivianada
h (cm)	h (cm)
10.88	15.00
14.50	20.00
18.06	25.00
21.54	30.00
24.96	35.00

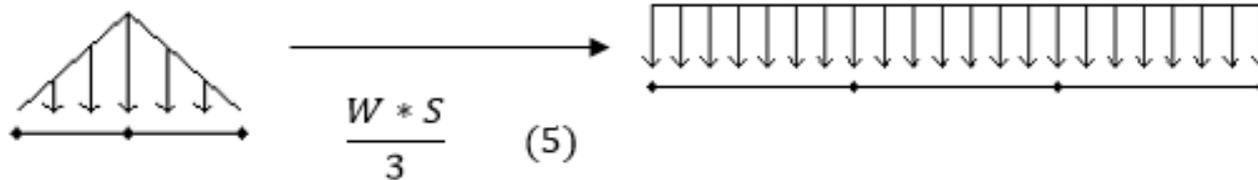
	Luz libre mayor (m)	h min losa maciza (cm)	h equiv losa alivianada (cm)
Sentido X	5	15,25	20
Sentido Y	4,5	10,00	15

- MOSAICO DE CARGAS



- Tomamos como altura mínima de losa los 20 cm
- Peso propio losa:
- Nervios: $3,60 * 0,10 * 0,20 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 172,8 \text{ Kg/m}^2$
- Alivianamientos: $8 * (0,40 * 0,20 * 0,20 * 1000 \text{ Kg/m}^3) = 128 \text{ Kg/m}^2$
- C.Compresión: $0,05 * 1,00 * 1,00 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 120 \text{ Kg/m}^2$
- Paredes: $= 40 \text{ Kg/m}^2$
- Acabados: $= 39,2 \text{ Kg/m}^2$
- **Carga Muerta (C.M.)** $= 500 \text{ Kg/m}^2$
- **Carga Viva (C.V.)** $= 200 \text{ Kg/m}^2$

Transformación de carga triangular a trapezoidal

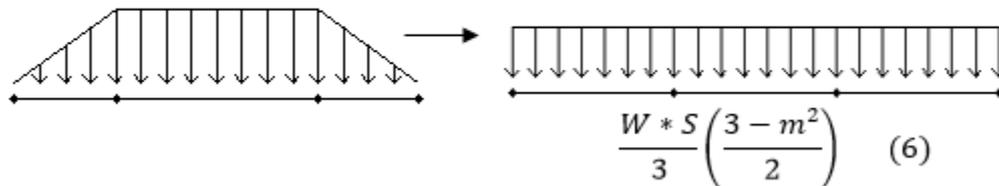


Donde:

W = La carga inicial (T/m²)

S = Luz corta (m)

Transformación de carga trapezoidal a triangular



Donde:

W = La carga inicial (T/m²)

m = S/L

S = Luz corta (m)

L = Luz larga (m)

En las siguientes tablas veremos el resumen de cargas actuantes sobre la estructura:

PORTICO A y D		
Luz (m)	C.M. (T/m)	C.V. (T/m)
5,00	0,82	0,33
4,50	0,75	0,30
5,00	0,82	0,33
PORTICO B y C		
Luz (m)	C.M. (T/m)	C.V. (T/m)
5,00	1,64	0,66
4,50	1,50	0,60
5,00	1,64	0,66
PORTICO 1 y 4		
Luz (m)	C.M. (T/m)	C.V. (T/m)
4,50	0,75	0,30
4,50	0,75	0,30
4,50	0,75	0,30
PORTICO 2 y 3		
Luz (m)	C.M. (T/m)	C.V. (T/m)
4,50	1,50	0,60
4,50	1,50	0,60
4,50	1,50	0,60

- **CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL**

- $$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} * W \quad (7)$$

- Donde:

- V Cortante basal total de diseño

- I Factor de importancia

- $S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración en función del período T_a en seg.

- R Factor de reducción de resistencia sísmica.

- \emptyset_P Coeficiente de regularidad en planta igual a 1.

- \emptyset_E Coeficiente de regularidad en elevación igual a 1.

- $$S_a = n * Z * F_a \quad (8)$$

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

$$\begin{aligned}
 Sa &= 2,48 * 0,4 * 1,2 \\
 &= 1,19 \\
 W &= 195,75 \\
 V &= \frac{1 * 1,19 * 195,75}{4} \\
 &= 58,24 \quad (T)
 \end{aligned}$$

$$F_x = \frac{V * W_x * h_x}{\sum (W_i * h_i)}$$

Tabla 6

Distribución de Cortante sobre la edificación

Piso	Altura de piso (m)	Nivel hi (m)	Area (m2)	Peso wi (t/m2)	Peso Wi (t)	Wi x hi (t-m)	Fx (t)
2	2,50	5,00	195,75	0,50	97,88	489,38	38,82
1	2,50	2,50	195,75	0,50	97,88	244,69	19,41
TOTAL					195,75	734,06	

DISEÑO DE VIGAS

- Mediante la realización de los diagramas se obtuvieron los siguientes resultados para momentos en (T*m):

PORTICO A, D, 1 y 4

2 PISO

CM	-1,32	-1,78	-1,35	-1,35	-1,78	-1,32
CV	-0,53	-0,72	-0,54	-0,54	-0,72	-0,53
SISMO	10,41	-9,24	8,98	-8,96	9,08	-10,17
CM	1,02		0,55		1,02	
CV	0,41		0,22		0,41	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

1 PISO

CM	-1,54	-1,75	-1,30	-1,30	-1,75	-1,54
CV	-0,62	-0,70	-0,52	-0,52	-0,70	-0,62
SISMO	15,72	-14,47	14,68	-14,64	14,21	-15,32
CM	0,92		0,60		0,92	
CV	0,37		0,24		0,37	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

PORTICO B, C, 2 y 3

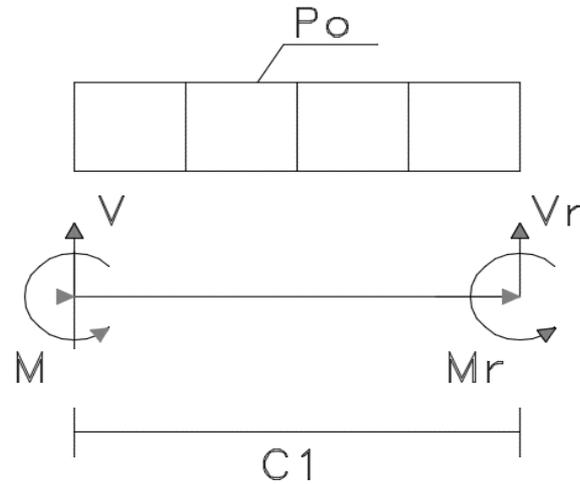
2 PISO

CM	-2,64	-3,56	-2,70	-2,70	-3,56	-2,64
CV	-1,06	-1,44	-1,08	-1,08	-1,44	-1,06
SISMO	10,41	-9,24	8,98	-8,96	9,08	-10,17
CM	2,04		1,10		2,04	
CV	0,82		0,44		0,82	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

1 PISO

CM	-3,08	-3,50	-2,60	-2,60	-3,50	-3,08
CV	-1,24	-1,40	-1,04	-1,04	-1,40	-1,24
SISMO	15,72	-14,47	14,68	-14,64	14,21	-15,32
CM	1,84		1,20		1,84	
CV	0,74		0,48		0,74	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

Con estos momentos se obtuvieron los momentos en cara de elementos (T*m) mediante las ecuaciones de equilibrio.



$$V_R = P_o * C_1 - V$$

$$M_R = \frac{P_o * C_1^2}{2} - M$$

PORTICO A Y D CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

CM	-1,31	-1,77	-1,34	-1,34	-1,77	-1,31
CV	-0,52	-0,71	-0,53	-0,53	-0,71	-0,52
SISMO	10,40	-9,23	8,97	-8,95	9,07	-10,16
CM	1,02		0,55		1,02	
CV	0,41		0,22		0,41	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

1 PISO

CM	-1,53	-1,74	-1,29	-1,29	-1,74	-1,53
CV	-0,61	-0,69	-0,51	-0,51	-0,69	-0,61
SISMO	15,71	-14,46	14,67	-14,63	14,20	-15,31
CM	0,92		0,60		0,92	
CV	0,37		0,24		0,37	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

PORTICO B Y C CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

CM	-2,63	-3,55	-2,69	-2,69	-3,55	-2,63
CV	-1,05	-1,43	-1,07	-1,07	-1,43	-1,05
SISMO	10,40	-9,23	8,97	-8,95	9,07	-10,16
CM	2,04		1,10		2,04	
CV	0,82		0,44		0,82	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

1 PISO

CM	-3,07	-3,49	-2,59	-2,59	-3,49	-3,07
CV	-1,23	-1,39	-1,03	-1,03	-1,39	-1,23
SISMO	15,71	-14,46	14,67	-14,63	14,20	-15,31
CM	1,84		1,20		1,84	
CV	0,74		0,48		0,74	
SISMO	0,00		0,00		0,00	

- A continuación se realizan las combinaciones de carga más críticas:

PORTICO A Y D CARA DE ELEMENTOS

2 PISO 1.2*CM+1,6*CV+0.5*E (T*m)

2,79	-7,88	2,03	-6,93	1,27	-7,49
1,88		1,01		1,88	

1 PISO

5,04	-10,42	4,97	-9,68	3,91	-10,47
1,70		1,10		1,70	

PORTICO B Y C CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

0,36	-11,17	-0,46	-9,42	-2,01	-9,92
3,76		2,02		3,76	

1 PISO

2,20	-13,64	2,58	-12,07	0,69	-13,31
3,39		2,21		3,39	

PORTICO A Y D CARA DE ELEMENTOS

2 PISO 0.9*CM+1.0*E (T*m)

9,22	-10,82	7,76	-10,16	7,48	-11,34
0,92		0,50		0,92	

1 PISO

14,33	-16,03	13,51	-15,79	12,63	-16,69
0,83		0,54		0,83	

PORTICO B Y C CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

8,03	-12,43	6,55	-11,37	5,88	-12,53
1,84		0,99		1,84	

1 PISO

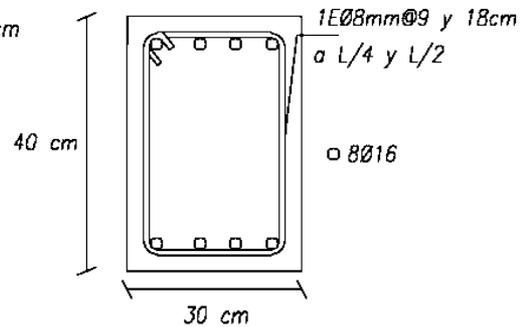
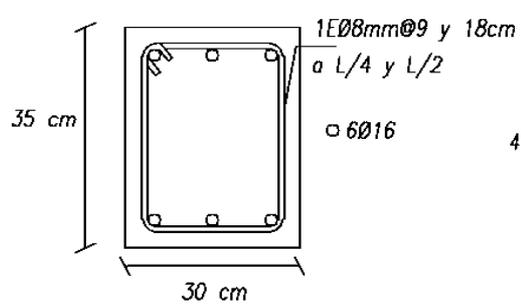
12,95	-17,60	12,34	-16,96	11,06	-18,07
1,66		1,08		1,66	

Portico		Comb 1 1.4CM + 1.7 CV + 0.5 E			Comb 2 0.9CM + 1 E			Envolvente			Dimensiones		
		(T*m)			(T*m)			(T*m)			(cm)		
		Mu lz	Mu +	Mu der	Mu lz	Mu +	Mu der	Mu lz	Mu +	Mu der	base	Altura	d
A-D-1-4	Piso 2	2,79	1,88	7,88	9,22	0,92	10,82	9,22	1,88	10,82	30,00	35,00	32,00
		2,03	1,01	6,93	7,76	0,50	10,16	7,76	1,01	10,16	30,00	35,00	32,00
		1,27	1,88	7,49	7,48	0,92	11,34	7,48	1,88	11,34	30,00	35,00	32,00
	Piso 1	5,04	1,70	10,42	14,33	0,83	16,03	14,33	1,70	16,03	30,00	40,00	37,00
		4,97	1,10	9,68	13,51	0,54	15,79	13,51	1,10	15,79	30,00	40,00	37,00
		3,91	1,70	10,47	12,63	0,83	16,69	12,63	1,70	16,69	30,00	40,00	37,00
B-C-2-3	Piso 2	0,36	3,76	11,17	8,03	1,84	12,43	8,03	3,76	12,43	30,00	35,00	32,00
		0,46	2,02	9,42	6,55	0,99	11,37	6,55	2,02	11,37	30,00	35,00	32,00
		2,01	3,76	9,92	5,88	1,84	12,53	5,88	3,76	12,53	30,00	35,00	32,00
	Piso 1	2,20	3,39	13,64	12,95	1,66	17,60	12,95	3,39	17,60	30,00	40,00	37,00
		2,58	2,21	12,07	12,34	1,08	16,96	12,34	2,21	16,96	30,00	40,00	37,00
		0,69	3,39	13,31	11,06	1,66	18,07	11,06	3,39	18,07	30,00	40,00	37,00

- Obtenemos la cuantía máxima y mínima para comparar con la cuantía calculada que obtuvimos y obtener un armado para el elemento.

- $$\rho = \frac{0,85 * f'c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * \phi * b * h^2}} \right)$$

CUANTIA CALCULADA			AS CALCULADO			AS MAX	AS MIN	TIPO DE ARMADO
			(cm ²)					
ρ IZ	ρ CEN	ρ DER	As IZ	As CEN	As DER	(cm ²)	(cm ²)	
0,009	0,002	0,010	9,02	1,58	9,84	13,71	3,20	Simplemente Armada
0,007	0,001	0,010	7,49	0,84	9,17	13,71	3,20	Simplemente Armada
0,007	0,002	0,011	7,20	1,58	10,36	13,71	3,20	Simplemente Armada
0,010	0,001	0,011	12,17	1,22	12,75	15,85	3,70	Simplemente Armada
0,009	0,001	0,011	11,40	0,79	12,54	15,85	3,70	Simplemente Armada
0,009	0,001	0,012	10,59	1,22	13,35	15,85	3,70	Simplemente Armada
0,007	0,003	0,012	7,77	3,20	11,49	13,71	3,20	Simplemente Armada
0,006	0,002	0,011	6,25	1,70	10,39	13,71	3,20	Simplemente Armada
0,005	0,003	0,012	5,57	3,20	11,59	13,71	3,20	Simplemente Armada
0,009	0,002	0,013	10,88	2,47	14,19	15,85	3,70	Simplemente Armada
0,009	0,001	0,012	10,32	1,60	13,60	15,85	3,70	Simplemente Armada
0,008	0,002	0,013	9,17	2,47	14,62	15,85	3,70	Simplemente Armada



PORTICO A, D, 1 Y 4

2 PISO

CM	-1,96	-1,69	-2,14
CV	-0,79	-0,67	-0,86
SISMO	-4,32	-4,39	-4,24
CM	2,14	1,69	1,96
CV	0,86	0,67	0,79
SISMO	4,32	4,39	4,24

1 PISO

CM	-2,01	-1,69	-2,09
CV	-0,81	-0,67	-0,84
SISMO	-6,64	-7,17	-6,50
CM	2,09	1,69	2,01
CV	0,84	0,67	0,81
SISMO	6,64	7,17	6,50

PORTICO B, C, 2 Y 3

2 PISO

CM	-3,92	-3,38	-4,28
CV	-1,58	-1,34	-1,72
SISMO	-4,32	-4,39	-4,24
CM	4,28	3,38	3,92
CV	1,72	1,34	1,58
SISMO	4,32	4,39	4,24

1 PISO

CM	-4,02	-3,38	-4,18
CV	-1,62	-1,34	-1,68
SISMO	-6,64	-7,17	-6,50
CM	4,18	3,38	4,02
CV	1,68	1,34	1,62
SISMO	6,64	7,17	6,50

Con el mismo procedimiento visto anteriormente se encuentran los cortantes en cara de elemento (T):

PORTICO A Y D CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

CM	-1,95	-1,68	-2,13
CV	-0,78	-0,66	-0,85
SISMO	-4,31	-4,38	-4,23
CM		2,13	1,68
CV		0,85	0,66
SISMO		4,31	4,38

1 PISO

CM	-2,00	-1,68	-2,08
CV	-0,80	-0,66	-0,83
SISMO	-6,63	-7,16	-6,49
CM		2,08	1,68
CV		0,83	0,66
SISMO		6,63	7,16

PORTICO B Y C CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

CM	-3,91	-3,37	-4,27
CV	-1,57	-1,33	-1,71
SISMO	-4,31	-4,38	-4,23
CM		4,27	3,37
CV		1,71	1,33
SISMO		4,31	4,38

1 PISO

CM	-4,01	-3,37	-4,17
CV	-1,61	-1,33	-1,67
SISMO	-6,63	-7,16	-6,49
CM		4,17	3,37
CV		1,67	1,33
SISMO		6,63	7,16

PORTICO A Y D CARA DE ELEMENTOS

2 PISO $1.2*CM+1,6*CV+0.5*E$ (T)

-5,75	-5,26	-6,03
6,07	5,26	5,71

1 PISO

-7,00	-6,65	-7,07
7,14	6,65	6,93

PORTICO B Y C CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

-9,36	-8,36	-9,98
10,02	8,36	9,32

1 PISO

-10,71	-9,75	-10,92
10,99	9,75	10,64

PORTICO A Y D CARA DE ELEMENTOS

2 PISO 0.9*CM+1.0*E (T)

-6,07	-5,89	-6,15
6,23	5,89	5,99

1 PISO

-8,43	-8,67	-8,36
8,50	8,67	8,29

PORTICO B Y C CARA DE ELEMENTOS

2 PISO

-7,83	-7,41	-8,07
8,15	7,41	7,75

1 PISO

-10,24	-10,19	-10,24
10,38	10,19	10,10

Portico		Comb 1 1.4CM + 1.7 CV + 0.5 E		Comb 2 0.9CM + 1 S		Envolvente		Dimensiones	
		(T)		(T)		(T)		(cm)	
		Vu lz	Vu der	Vu lz	Vu der	Vu lz	Vu der	base	d
A-D-1-4	Piso 2	5,75	6,07	6,07	6,23	6,07	6,23	30,00	32,0
		5,26	5,26	5,89	5,89	5,89	5,89	30,00	32,0
		6,03	5,71	6,15	5,99	6,15	5,99	30,00	32,0
	Piso 1	7,00	7,14	8,43	8,50	8,43	8,50	30,00	37,0
		6,65	6,65	8,67	8,67	8,67	8,67	30,00	37,0
		7,07	6,93	8,36	8,29	8,36	8,29	30,00	37,0
B-C-2-3	Piso 2	9,36	10,02	7,83	8,15	9,36	10,02	30,00	32,0
		8,36	8,36	7,41	7,41	8,36	8,36	30,00	32,0
		9,98	9,32	8,07	7,75	9,98	9,32	30,00	32,0
	Piso 1	10,71	10,99	10,24	10,38	10,71	10,99	30,00	37,0
		9,75	9,75	10,19	10,19	10,19	10,19	30,00	37,0
		10,92	10,64	10,24	10,10	10,92	10,64	30,00	37,0

Nº Barras	∅	Av (cm ²)	s(cm)	Vc (kg/cm ²)	VS (kg/cm ²)	Comprobación		
	(mm)					VU(Kg/cm ²)	lz	der
2	8	1,01	18,00	8513,85	7506,31	12015,12	ok	ok
2	8	1,01	18,00	8513,85	7506,31	12015,12	ok	ok
2	8	1,01	18,00	8513,85	7506,31	12015,12	ok	ok
2	8	1,01	18,00	9844,14	8679,17	13892,49	ok	ok
2	8	1,01	18,00	9844,14	8679,17	13892,49	ok	ok
2	8	1,01	18,00	9844,14	8679,17	13892,49	ok	ok
2	8	1,01	18,00	8513,85	7506,31	12015,12	ok	ok
2	8	1,01	18,00	8513,85	7506,31	12015,12	ok	ok
2	8	1,01	18,00	8513,85	7506,31	12015,12	ok	ok
2	8	1,01	18,00	9844,14	8679,17	13892,49	ok	ok
2	8	1,01	18,00	9844,14	8679,17	13892,49	ok	ok
2	8	1,01	18,00	9844,14	8679,17	13892,49	ok	ok

DISEÑO DE COLUMNAS

- Para el diseño se realizó el análisis a flexocompresión biaxial de una columna esquinera, una externa y una interna con los momentos encontrados (T^*m).

PORTICO A, D, 1 Y 4

CM	1,32		0,44	0,44		1,32
CV	0,53		0,18	0,18		0,53
SISMO	-10,41		-9,11	-9,02		-5,09
CM		1,00	0,33		0,33	1,00
CV		0,40	0,13		0,13	0,40
SISMO		-3,06	-7,05		-6,99	-3,02
CM	0,54		0,12	0,12		0,54
CV	0,22		0,05	0,05		0,22
SISMO	-9,61		-7,53	-7,44		-4,65
CM		0,29	0,06		0,06	0,29
CV		0,12	0,02		0,02	0,12
SISMO		-11,61	-12,83		-12,70	-11,23

PORTICO B, C, 2 Y 3

CM	2,64		0,87	0,87		2,64
CV	1,06		0,35	0,35		1,06
SISMO	-10,41		-9,11	-9,02		-5,09
CM		2,00	0,65		0,65	2,00
CV		0,80	0,27		0,27	0,80
SISMO		-3,06	-7,05		-6,99	-3,02
CM	1,08		0,25	0,25		1,08
CV	0,43		0,10	0,10		0,43
SISMO	-9,61		-7,53	-7,44		-4,65
CM		0,57	0,12		0,12	0,57
CV		0,23	0,05		0,05	0,23
SISMO		-11,61	-12,83		-12,70	-11,23

$$1.2*CM+1,6*CV+0.5*E$$

PORTICO A Y D

-2,77		-3,74	-3,69		-0,11
	0,31	-2,92		-2,89	0,33
-3,81		-3,54	-3,50		-1,32
	-5,27	-6,31		-6,24	-5,08

PORTICO B Y C

-0,34		-2,95	-2,91		2,32
	2,15	-2,31		-2,28	2,17
-2,82		-3,31	-3,26		-0,34
	-4,75	-6,19		-6,12	-4,56

0.9*CM+1.0*E

PORTICO A Y D

-9,22		-8,71	-8,62		-3,90
	-2,16	-6,75		-6,69	-2,12
-9,12		-7,42	-7,33		-4,16
	-11,35	-12,78		-12,64	-10,97

PORTICO B Y C

-8,03		-8,33	-8,24		-2,71
	-1,26	-6,47		-6,40	-1,22
-8,64		-7,31	-7,22		-3,67
	-11,10	-12,72		-12,59	-10,72

- El diseño se lo realizo por el método de curvas de interacción realizado por el Ingeniero Marcelo Romo. Al ser columnas cortas no se adjunta el chequeo de esbeltez.

COLUMNA A1

Fy	4200	Kg/cm ²
f'c	280	Kg/cm ²
bc	40	cm
hc	40	cm
r	3	cm
Pu	13,54	T
Mux	11,35	T*m
Muy	11,35	T*m

Factor de dimensión de núcleo

$$g = (hc - 2r) / bc$$

$$g = 0,9$$

$$Mu = \sqrt{Mux^2 + Muy^2}$$

$$Mu = 16,05 \quad T*m$$

$$Tg(\alpha) = Mux / Muy$$

$$\alpha = 45,00 \quad ^\circ$$

COMPROBACIÓN DE ESBELTEZ

$$\lambda = \frac{L}{r} \quad \lambda = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Simplificando

L = Longitud de columna

r = radio de giro

I = Inercia de la columna

A = Area de la columna

h = Altura de la columna

$$\lambda = \frac{L}{0,3 * h}$$

$$\lambda = \frac{2,5 \text{ m}}{0,3 * 0,40 \text{ m}}$$

$$\lambda = 20,83$$

Si la relación de esbeltez λ es menor a 22 para estructuras no arriostradas no es esbelta

- Al obtener un ángulo de 45° se toma la cuantía directamente sin hacer el proceso de interpolación.

$$x = \frac{Mu}{f'c * bc^{\frac{3}{2}} * hc^{\frac{3}{2}}}$$

x = 0,090

$$y = \frac{Pu}{f'c * bc * hc}$$

y = 0,030

De los diagramas de interacción de columnas

$\rho_{t_{45}} = 0,015$

$As = \rho * bc * hc$

As =	24,00	cm ²
12	∅	16

mm = 24,13 cm²

COLUMNA A2

f'c	280	Kg/cm ²
bc	40	cm
hc	40	cm
r	3	cm
Pu	7,38	T
Mux	12,78	T*m
Muy	12,78	T*m

Factor de dimensión de núcleo

$g = (hc - 2r) / bc$

g = 0,9

$Mu = \sqrt{Mux^2 + Muy^2}$

Mu = 18,07 T*m

$Tg(\alpha) = Mux / Muy$

$\alpha = 45,00^\circ$

$$x = \frac{Mu}{f'c * bc^{\frac{3}{2}} * hc^{\frac{3}{2}}}$$

x = 0,101

$$y = \frac{Pu}{f'c * bc * hc}$$

y = 0,016

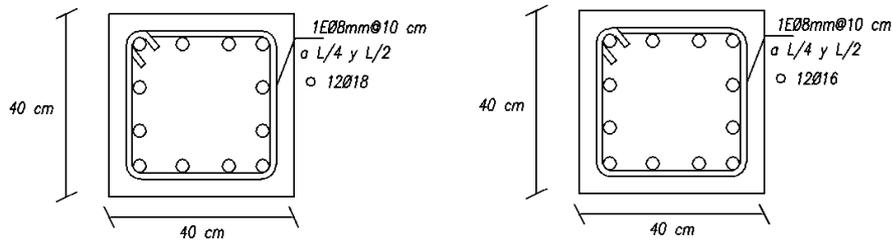
De los diagramas de interacción de columnas

$$\rho_{t_{45}} = 0,018$$

$$A_s = \rho * bc * hc$$

$$A_s = 28,80 \text{ cm}^2$$

$$12 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm} = 30,54 \text{ cm}^2$$



COLUMNA B2

f'c	280	Kg/cm ²
bc	40	cm
hc	40	cm
r	3	cm
Pu	14,23	T
Mux	11,10	T*m
Muy	11,10	T*m

Factor de dimensión de núcleo

$$g = (hc - 2r) / bc$$

$$g = 0,9$$

$$Mu = \sqrt{Mux^2 + Muy^2}$$

$$Mu = 15,70 \text{ T*m}$$

$$Tg(\alpha) = Mux / Muy$$

$$\alpha = 45,00^\circ$$

$$x = \frac{Mu}{f'c * bc^2 * hc^2}$$

$$x = 0,088$$

$$y = \frac{Pu}{f'c * bc * hc}$$

$$y = 0,032$$

De los diagramas de interacción de columnas

$$\rho_{t_{45}} = 0,015$$

$$A_s = \rho * bc * hc$$

$$A_s = 24,00 \text{ cm}^2$$

$$12 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} = 24,13 \text{ cm}^2$$

- Para el diseño a cortante se realiza el respectivo chequeo a continuación mostrado:

COLUMNA A1

V = 13,42 T

$$Vu = \frac{V}{0,75 * bc * dc}$$

Vu = 12,09 Kg/cm2

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

Vc = 8,87 Kg/cm2

$$2,12 \sqrt{f'c} = 35,47$$

$$Vu - Vc = 3,22 \text{ Kg/cm2}$$

$Vu - Vc < 2,12 \sqrt{f'c}$ OK

ramales 2
 ϕ 8
 Av = 1,01 cm2

$$S = \frac{Av * Fy}{(Vu - Vc) * bc}$$

S = 32,77 cm

COLUMNA A2

V = 18,17 T

$$Vu = \frac{V}{0,75 * bc * dc}$$

Vu = 16,37 Kg/cm2

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

Vc = 8,87 Kg/cm2

$$2,12 \sqrt{f'c} = 35,47$$

$$Vu - Vc = 7,50 \text{ Kg/cm2}$$

$Vu - Vc < 2,12 \sqrt{f'c}$ OK

ramales 2
 ϕ 8
 Av = 1,01 cm2

$$S = \frac{Av * Fy}{(Vu - Vc) * bc}$$

S = 14,07 cm

COLUMNA B2

V = 16,42 T

$$Vu = \frac{V}{0,75 * bc * dc}$$

Vu = 14,79 Kg/cm2

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

Vc = 8,87 Kg/cm2

$$2,12 \sqrt{f'c} = 35,47$$

$$Vu - Vc = 5,92 \text{ Kg/cm2}$$

$Vu - Vc < 2,12 \sqrt{f'c}$ OK

ramales 2
 ϕ 8
 Av = 1,01 cm2

$$S = \frac{Av * Fy}{(Vu - Vc) * bc}$$

S = 17,82 cm

ARMADURA TRANSVERSAL POR CONFINAMIENTO

Máximo Valor entre:

$$Ash1 = \frac{0,30 * s * h' * f'c}{Fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$Ash2 = \frac{0,09 * s * h' * f'c}{Fy}$$

s = espaciamiento de estribos

h' = dimensión perpendicular al sentido de análisis medido
centro a centro del estribo exterior

Ag = Área de la sección total de hormigón

Ac = Área del núcleo de la columna entre ejes de estribos

Ash = Área total de refuerzo transversal

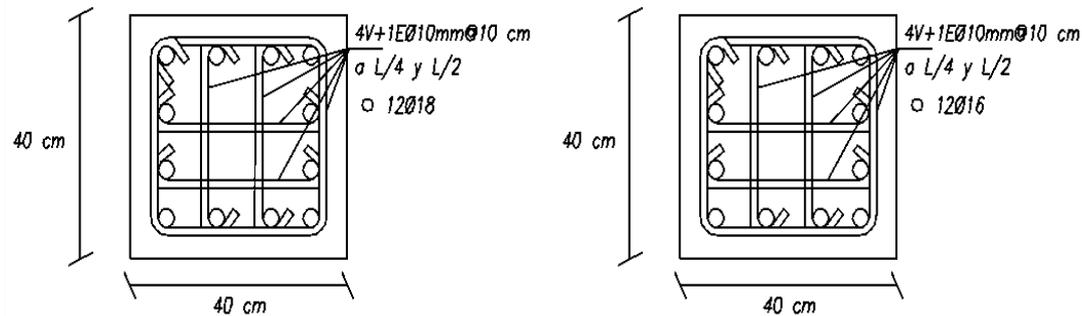
Ash1= 2,61 cm²

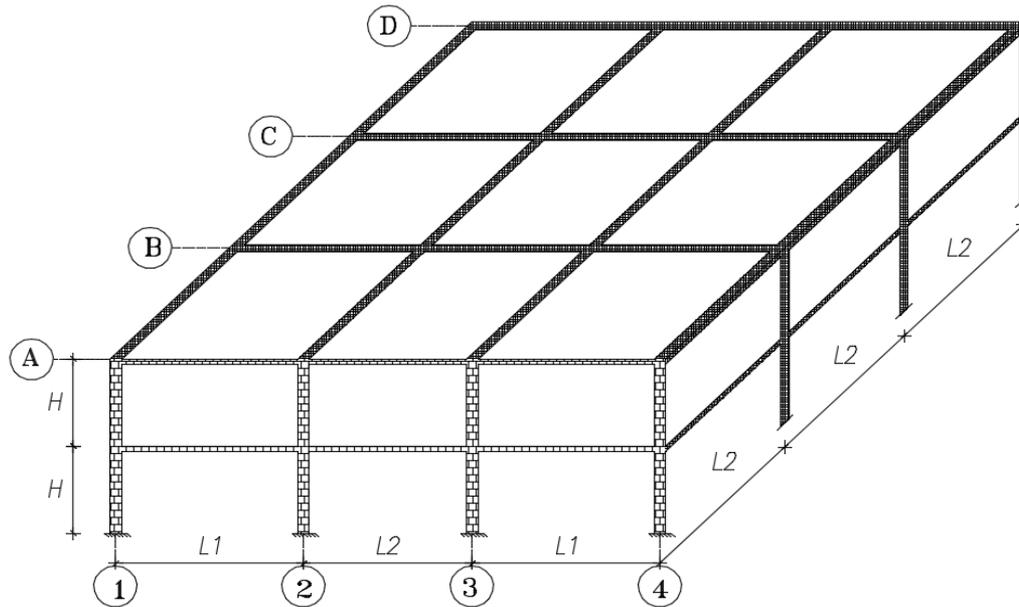
Ash2= 2,04 cm²

Al tener una columna simétrica el análisis en los dos sentidos es el mismo y se arma como muestra la Figura 25.

4V+1E Ø10 mm @ 10 cm a L/2 y L/4

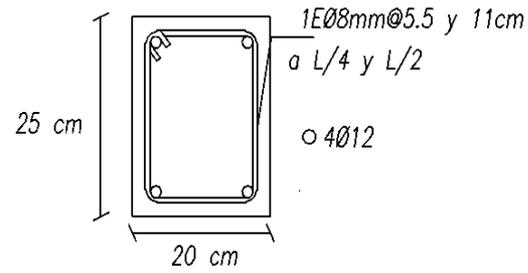
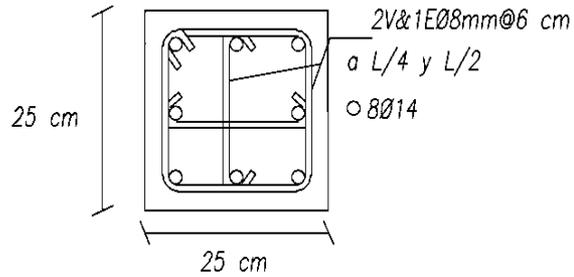
4	Ø	10	mm	=	3,14	cm ²
---	---	----	----	---	------	-----------------





F'c	210 Kg/cm ²	CASO 1,2,3,5	F'c	280 Kg/cm ²	CASO 4 y 6
Fy	4200 Kg/cm ²				

L1	3 m
L2	3 m
H	2,5 m
Vigas	b = 20 cm h = 25 cm
Columnas	b = 25 cm h = 25 cm
Diseño	Menores a ACI 318-14



hc	25	cm
bc	25	cm
L	1,25	m

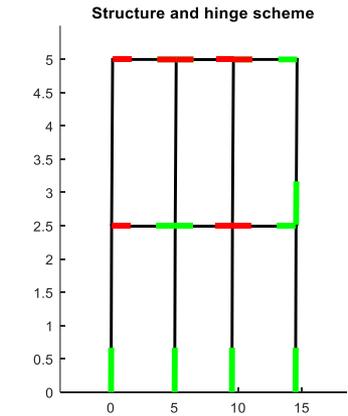
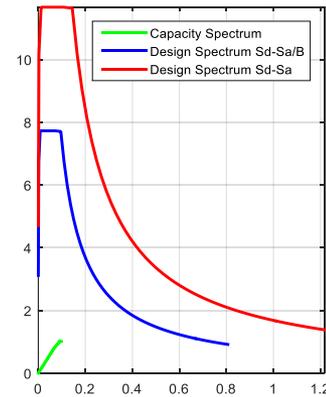
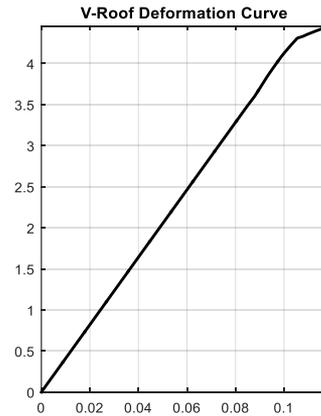
cm4	
Inercia	I/L
32552,08	1041,67

P	P < 0.5
0,2500	Si cumple

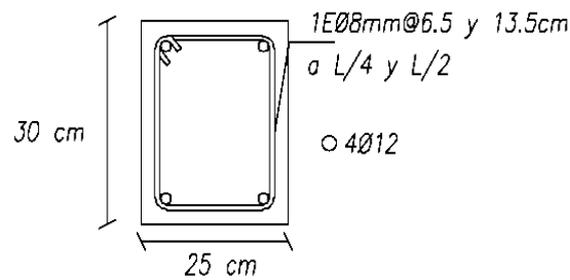
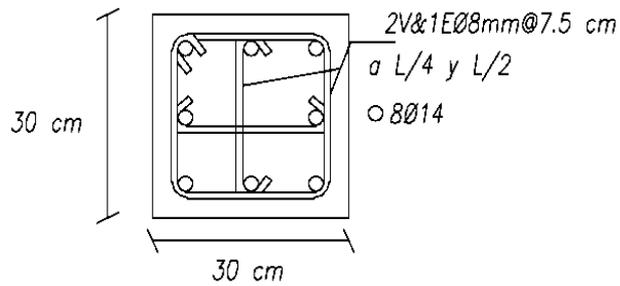
hv	25	cm
bv	20	cm
L	3	m

cm4	
Inercia	I/L
26041,67	260,42

DATOS ESPECTRO NEC 15	
Sd_dem=	Inf
Dt_dem=	Inf
Vo_dem=	4,455
Num Cycle=	2000
MaxDrift(percent)=	Inf



CASO 1



hc	30	cm
bc	30	cm
L	1,25	m

cm4	
Inercia	I/L
67500,00	2160,00

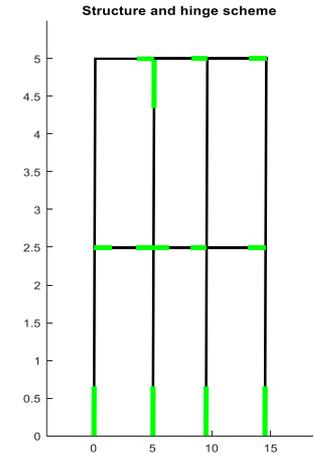
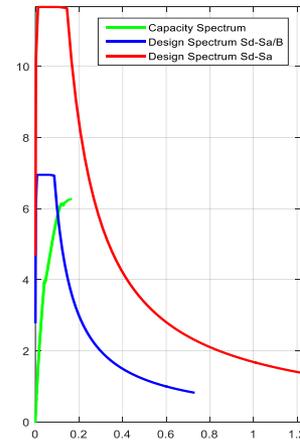
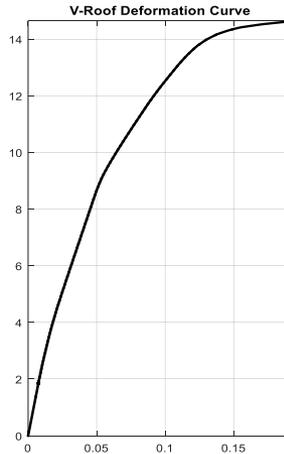
P	P < 0.5
0,2604	Si cumple

hv	30	cm
bv	25	cm
L	3	m

cm4	
Inercia	I/L
56250,00	562,50

L1	5 m
L2	4,5 m
H	2,5 m
Vigas	b = 25 cm h = 30 cm
Columnas	b = 30 cm h = 30 cm
Diseño	ACI 318-14

DATOS ESPECTRO NEC	
Sd_dem=	0,102
Dt_dem=	0,102
Vo_dem=	13,727
Num Cycle=	6051
MaxDrift(percent)=	2,523



CASO 2

hc	30	cm
bc	30	cm
L	1,25	m

hv	30	cm
bv	25	cm
L	3	m

cm4	
Inercia	I/L
67500,00	2160,00

cm4	
Inercia	I/L
56250,00	562,50

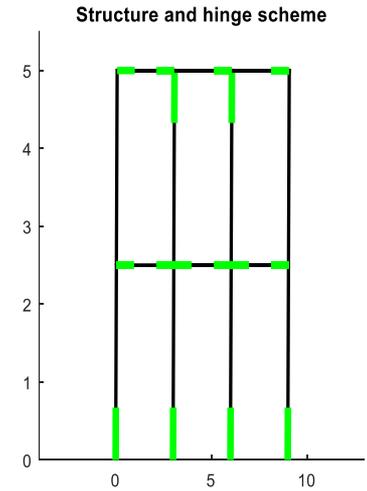
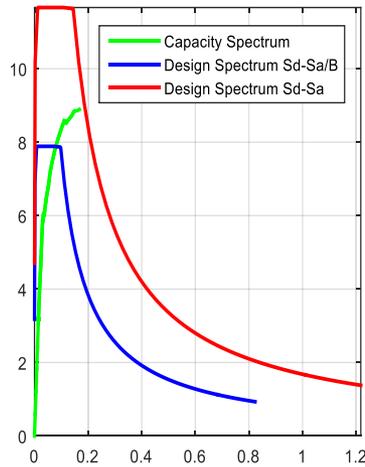
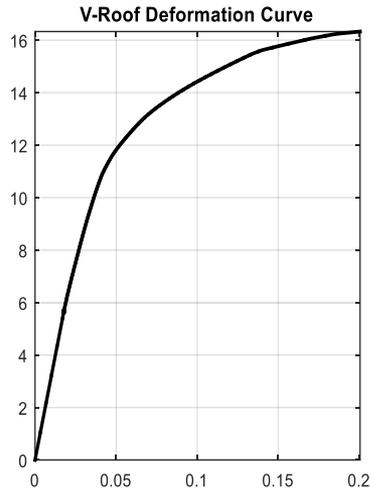
P	P < 0.5
0,2604	Si cumple

L1	3 m
L2	3 m
H	2,5 m
<u>Vigas</u>	b = 25 cm
	h = 30 cm
<u>Columnas</u>	b = 30 cm
	h = 30 cm
<u>Diseño</u>	ACI 318-14

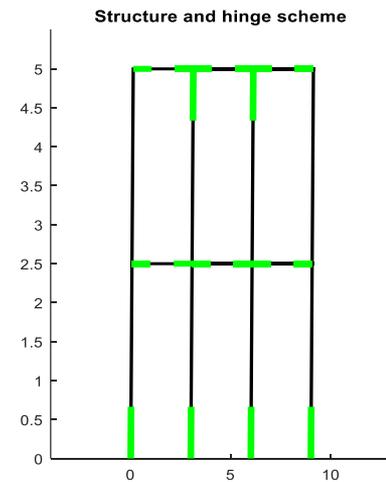
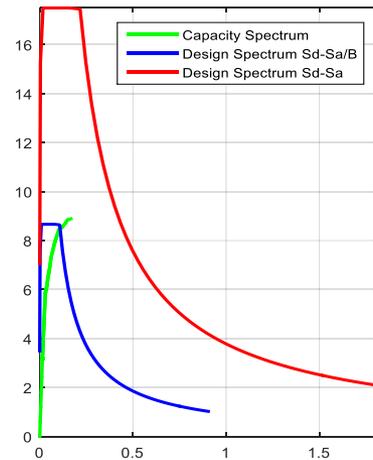
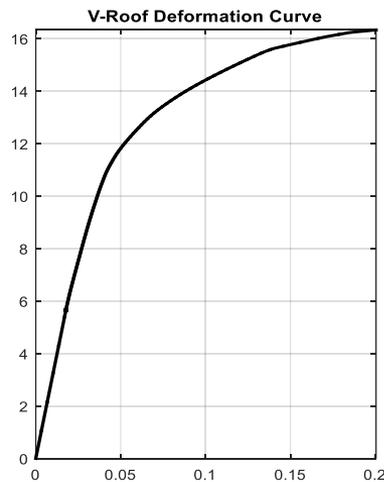
DATOS ESPECTRO NEC 15	
Sd_dem=	0,073
Dt_dem=	0,087
Vo_dem=	13,963
Num Cycle=	5919
MaxDrift(percent)=	1,751

DATOS ESPECTRO FEMA 273	
Sd_dem=	0,103
Dt_dem=	0,124
Vo_dem=	15,192
Num Cycle=	6416
MaxDrift(percent)=	2,552

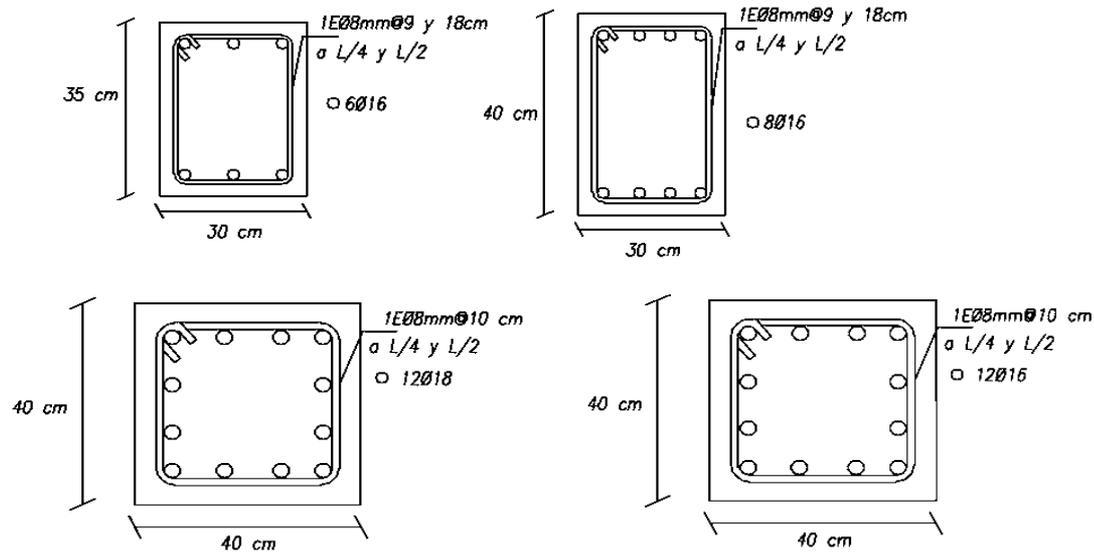
CASO 3



Curva de Capacidad para estructura con dimensiones mínimas establecidas en ACI con luz de 3 m, espectro NEC15.



Curva de Capacidad para estructura con dimensiones mínimas establecidas en ACI con luz de 3 m, espectro FEMA 273.



L1	5 m
L2	4,5 m
H	2,5 m
Vigas	Primer piso
	b = 30 cm
	h = 40 cm
	Segundo piso
	b = 30 cm
	h = 35 cm
Columnas	Pórticos Interiores
	b = 40 cm
	h = 40 cm
Diseño	ACI 318-14

hc	40	cm
bc	40	cm
L	1,25	m

hv	40	cm
bv	30	cm
L	5	m

hc	40	cm
bc	40	cm
L	1,25	m

PRIMER PISO

cm4	
Inercia	I/L
213333,33	3413,33

cm4	
Inercia	I/L
160000,00	960,00

cm4	
Inercia	I/L
213333,33	3413,33

P	P < 0.5
0,1406	Si cumple

CASO 4

SEGUNDO PISO

hc	40	cm
bc	40	cm
L	1,25	m

cm4

Inercia	I/L
213333,33	6826,67

hv	35	cm
bv	30	cm
L	5	m

cm4

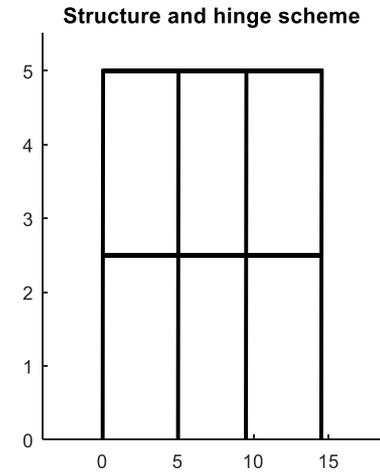
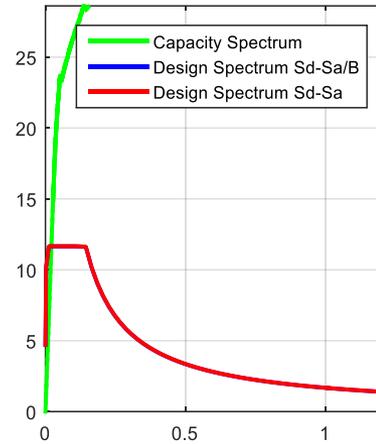
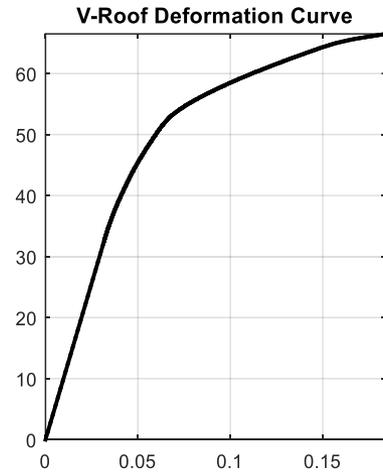
Inercia	I/L
107187,50	643,13

P	P < 0.5
0,0942	Si cumple

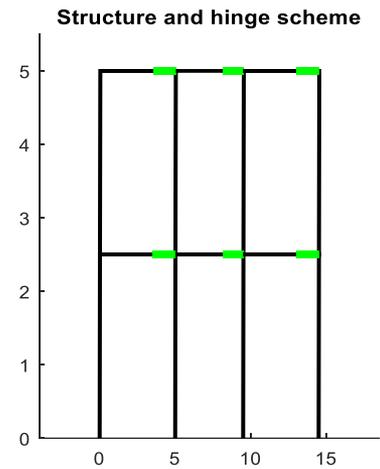
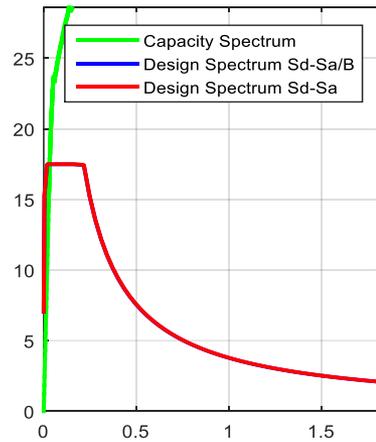
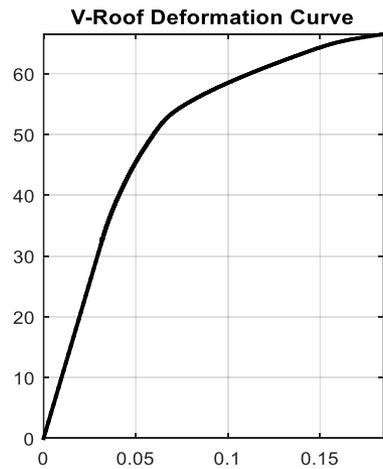
PORTICOS A Y D

DATOS ESPECTRO NEC 15	
Sd_dem=	0,028
Dt_dem=	0,034
Vo_dem=	35,036
Num Cycle=	3968
MaxDrift(percent)=	0,769

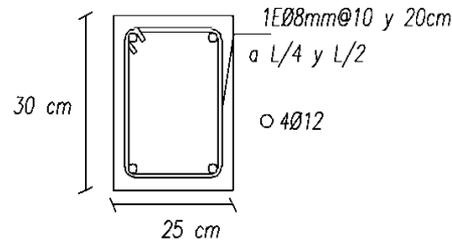
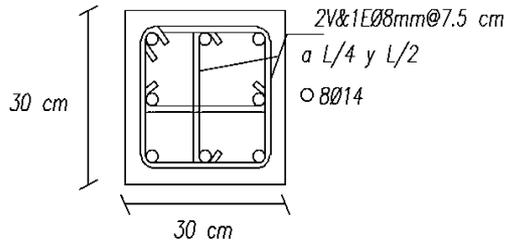
DATOS ESPECTRO FEMA 273	
Sd_dem=	0,040
Dt_dem=	0,048
Vo_dem=	44,533
Num Cycle=	7311
MaxDrift(percent)=	1,177



Curva de Capacidad pórtico A y D con dimensiones establecidas en ACI para las luces propuestas, espectro NEC15.



Curva de Capacidad pórtico A y D con dimensiones establecidas en ACI para las luces propuestas, espectro FEMA 273.



hc	30	cm
bc	30	cm
L	1,25	m

cm ⁴	
Inercia	I/L
67500,00	2160,00

P	P < 0.5
0,2604	Si cumple

hv	30	cm
bv	25	cm
L	3	m

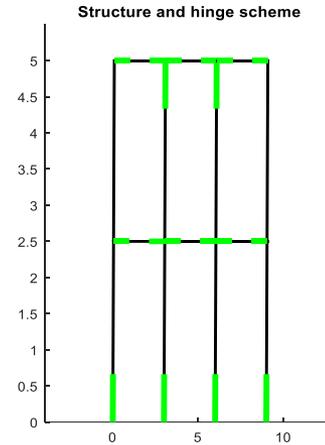
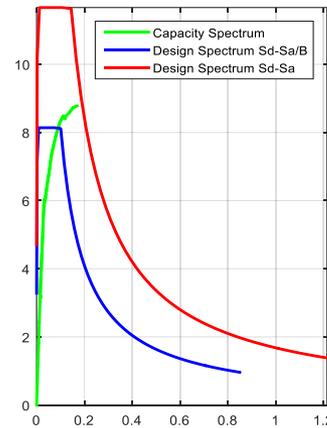
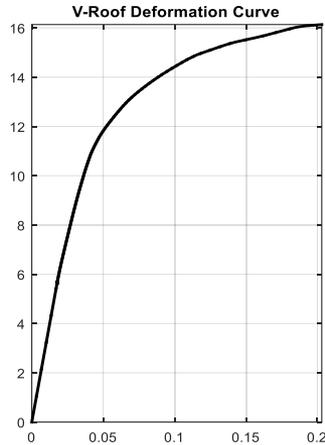
cm ⁴	
Inercia	I/L
56250,00	562,50

L1	3 m
L2	3 m
H	2,5 m
Vigas	b = 25 cm
	h = 30 cm
Columnas	b = 30 cm
	h = 30 cm
Diseño	<u>Menor número de</u>
	<u>estribos que ACI 318-14</u>

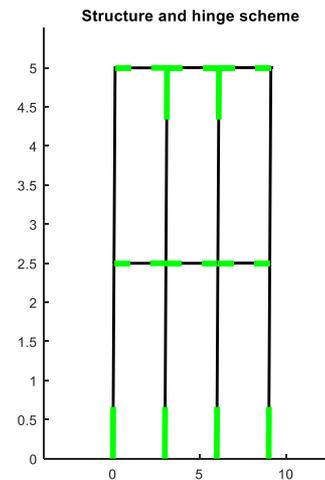
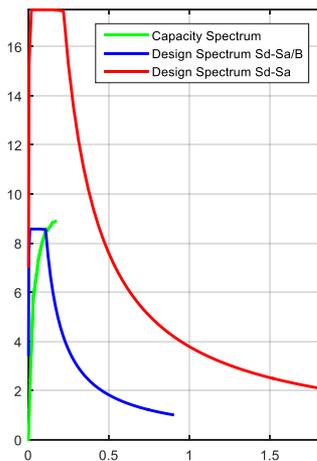
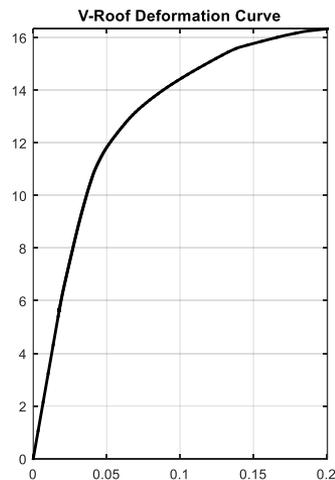
DATOS ESPECTRO NEC 15	
Sd_dem=	0,077
Dt_dem=	0,093
Vo_dem=	14,165
Num Cycle=	6002
MaxDrift(percent)=	1,871

DATOS ESPECTRO FEMA 273	
Sd_dem=	0,107
Dt_dem=	0,128
Vo_dem=	15,313
Num Cycle=	6464
MaxDrift(percent)=	2,639

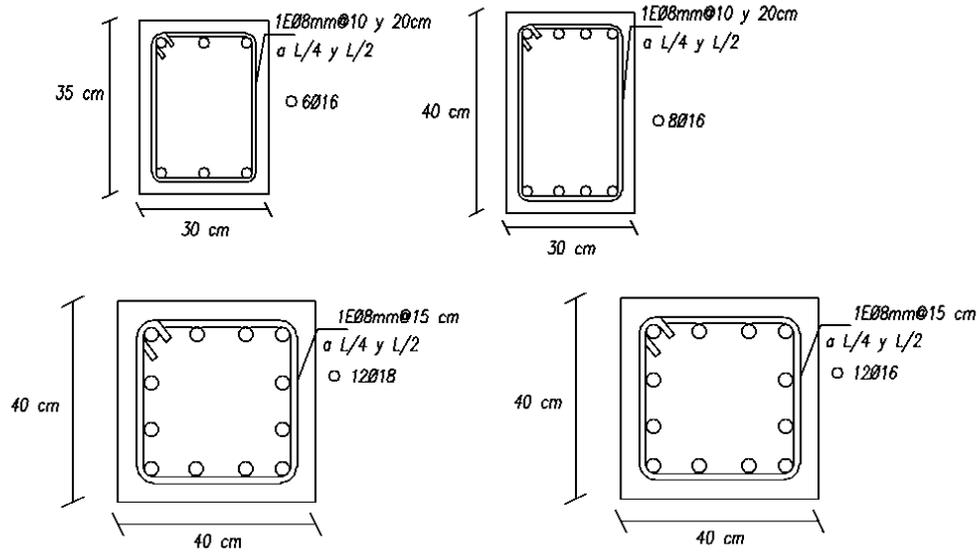
CASO 5



Curva de Capacidad para estructura con dimensiones mínimas establecidas en ACI con luz de 3 m y menor número de estribos en vigas, espectro NEC15.



Curva de Capacidad para estructura con dimensiones mínimas establecidas en ACI con luz de 3 m y menor número de estribos en vigas, espectro FEMA 273.



L1	5 m
L2	4,5 m
H	2,5 m
Vigas	Primer piso
	b = 30 cm
	h = 40 cm
	Segundo piso
	b = 30 cm
	h = 35 cm
Columnas	Pórticos Interiores
	b = 40 cm
	h = 40 cm
Diseño	Menor número de estribos que ACI 318-14

hc	40	cm
bc	40	cm
L	1,25	m

hv	40	cm
bv	30	cm
L	5	m

hc	40	cm
bc	40	cm
L	1,25	m

PRIMER PISO

cm4

Inercia	I/L
213333,33	3413,33

cm4

Inercia	I/L
160000,00	960,00

cm4

Inercia	I/L
213333,33	3413,33

P	P < 0.5
0,1406	Si cumple

CASO 6

SEGUNDO PISO

hc	40	cm
bc	40	cm
L	1,25	m

cm4

Inercia	I/L
213333,33	6826,67

hv	35	cm
bv	30	cm
L	5	m

cm4

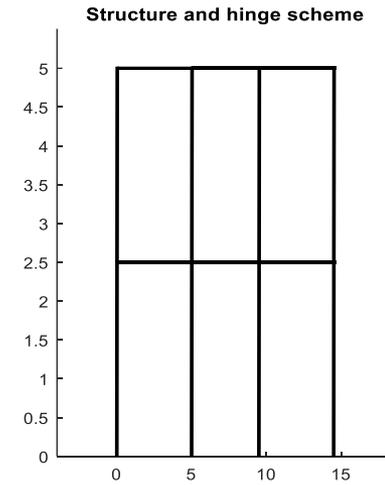
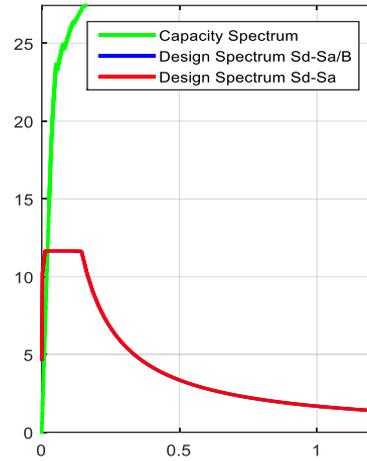
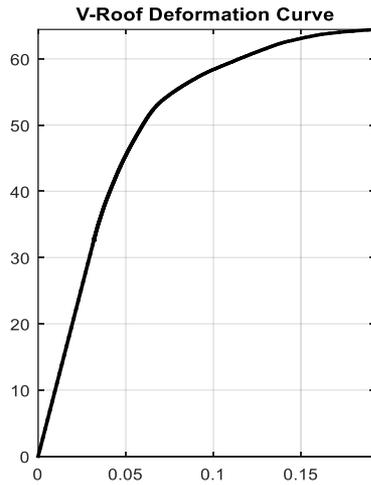
Inercia	I/L
107187,50	643,13

P	P < 0.5
0,0942	Si cumple

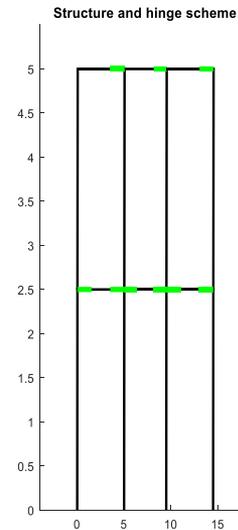
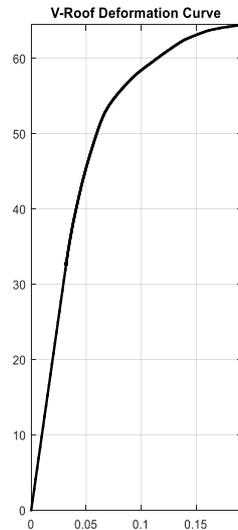
PORTICOS A Y D

DATOS ESPECTRO NEC 15	
Sd_dem=	0,033
Dt_dem=	0,040
Vo_dem=	39,080
Num Cycle=	5393
MaxDrift(percent)=	0,940

DATOS ESPECTRO FEMA 273	
Sd_dem=	0,047
Dt_dem=	0,057
Vo_dem=	48,709
Num Cycle=	8777
MaxDrift(percent)=	1,386

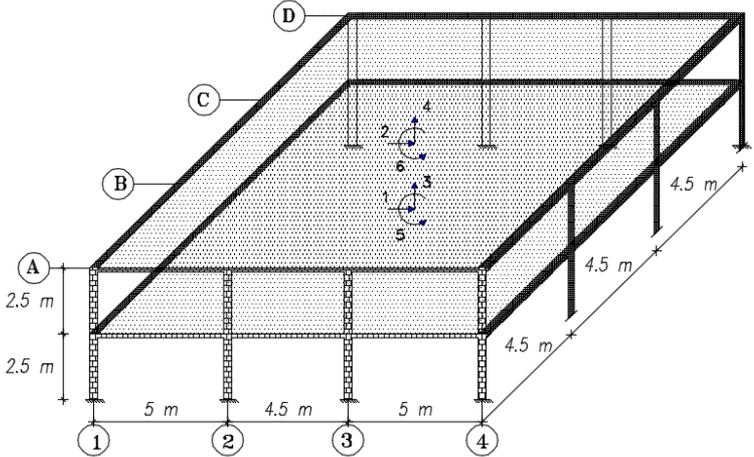
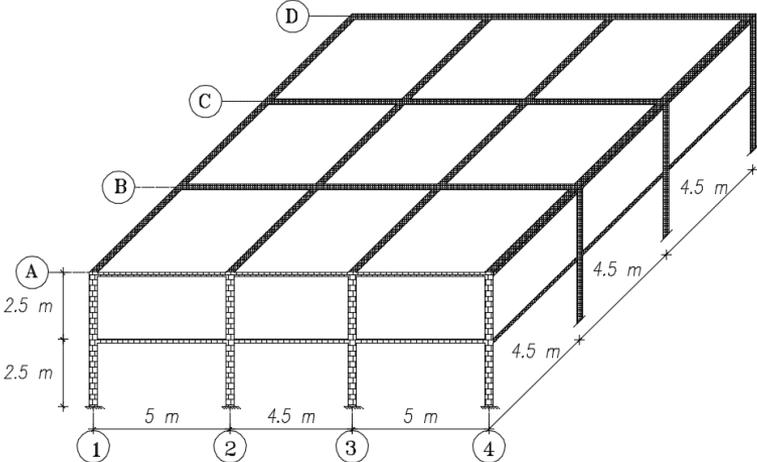


Curva de Capacidad pórtico A y D con ACI y menor número de estribos para las luces propuestas, espectro NEC15.

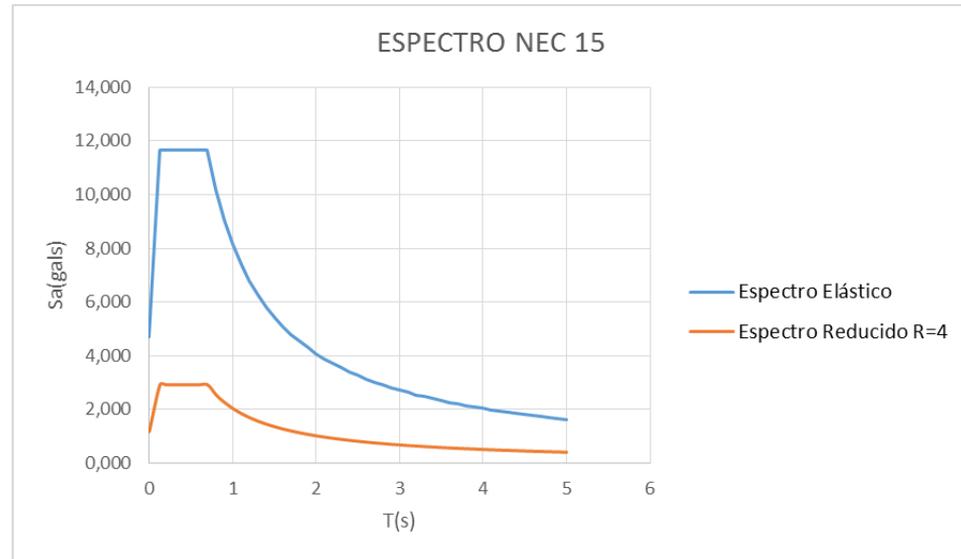


Curva de Capacidad pórtico A y D con ACI y menor número de estribos para las luces propuestas, espectro FEMA 273

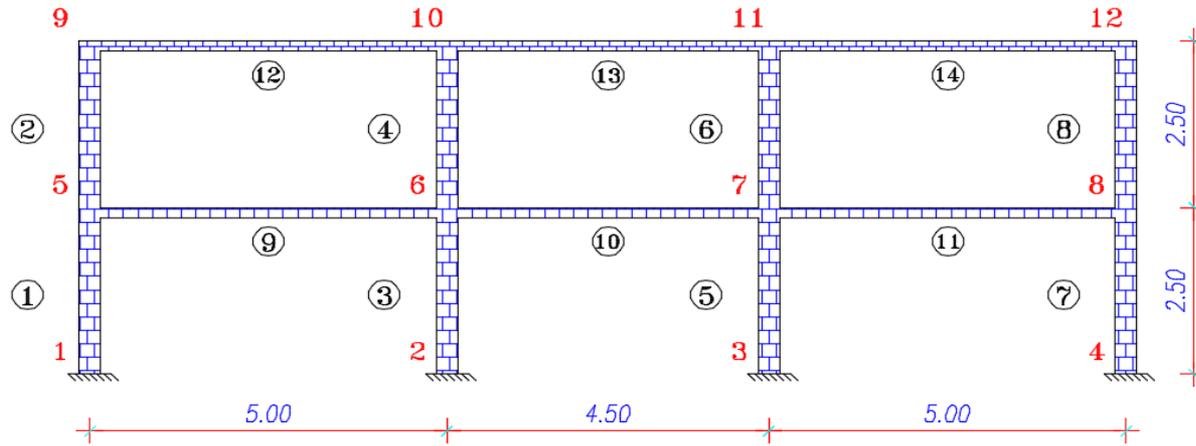
ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA



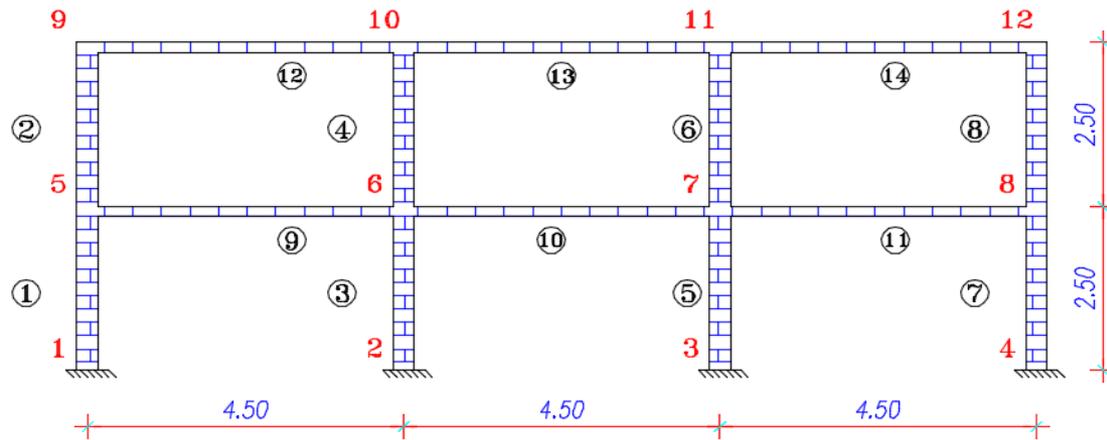
Vigas	Primer piso
	b = 30 cm
	h = 40 cm
	Segundo piso
	b = 30 cm
h = 35 cm	
Columnas	Pórticos Interiores
	b = 40 cm
	h = 40 cm
F'c	280 Kg/cm ²
Fy	4200 Kg/cm ²
E	15100 √f'c = 252671
Espectro	NEC 15
Tipo de Suelo	D
Zona Sísmica	0,4 g
Región	Sierra
n =	2,48
Fa =	1,2
Fs =	1,28
Fd =	1,19



PORTICO A, B, C Y D

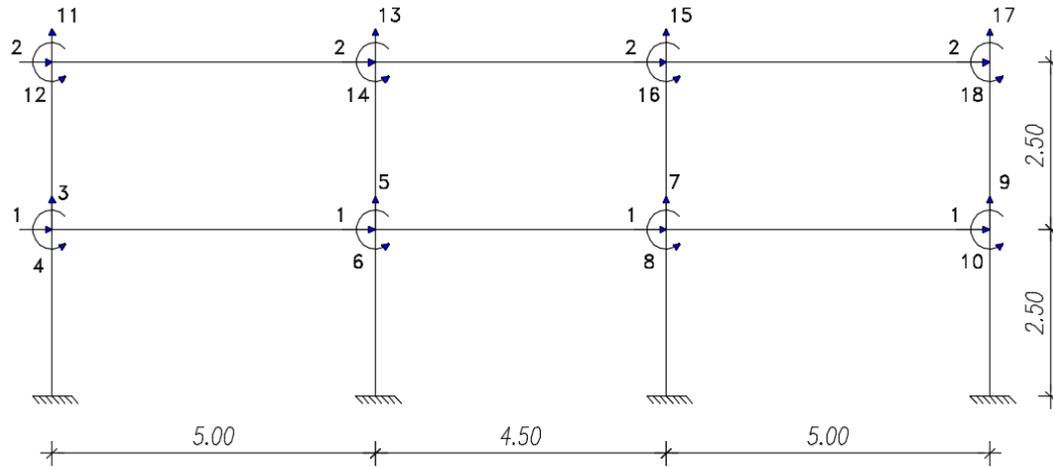


PORTICO 1, 2, 3 y 4

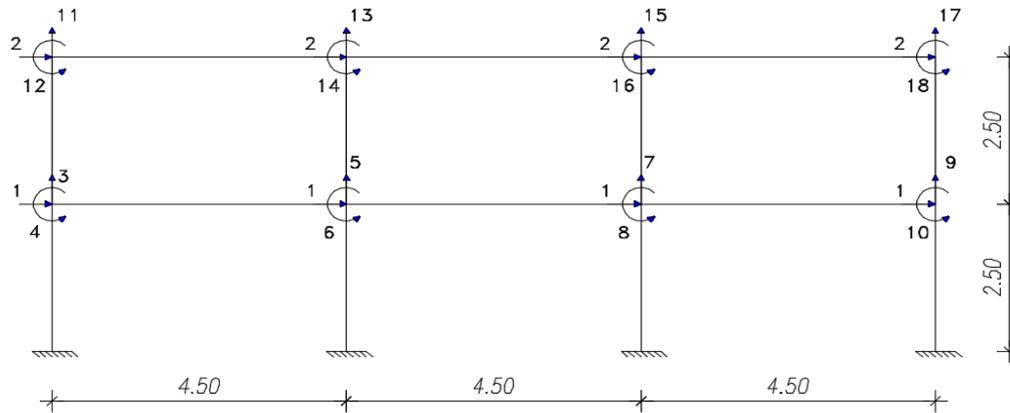


Numeración de nudos y elementos

PORTICO A, B, C Y D



PORTICO 1, 2, 3 y 4



Sistema $\bar{Q} - \bar{q}$.

Ad					
2,9165	2,9165	2,9165	2,1082	2,0944	1,8949

qt
0,0022
0,0050
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000

qtine
0,0086
0,0199

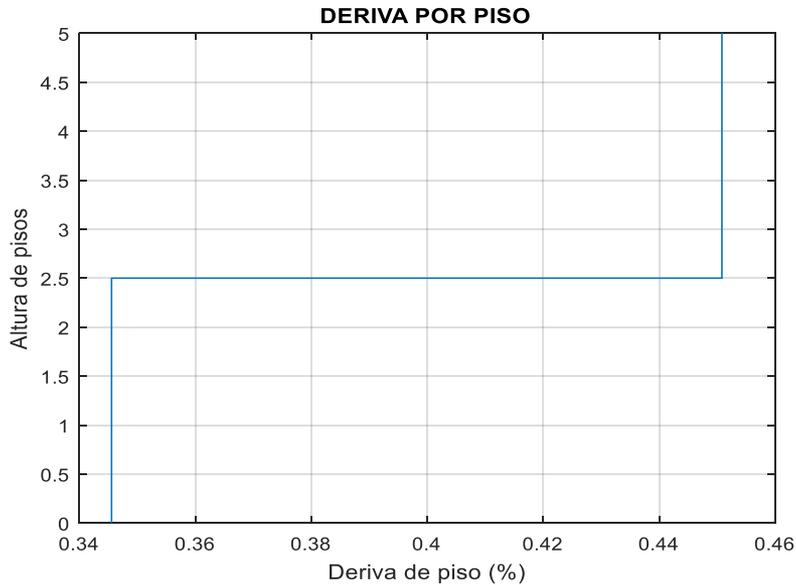
Derv %	
0,3456	0,4508

Vt
55,7945
38,9375
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000

Ft
16,8570
38,9375
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000

Ft					
22,0009	40,0831	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Ap					
1,8266	3,5463	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



Sentido X

Ad					
2,9165	2,9165	2,9165	2,1082	2,0944	1,8949

qt
0,0020
0,0046
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000

qtine
0,0081
0,0182

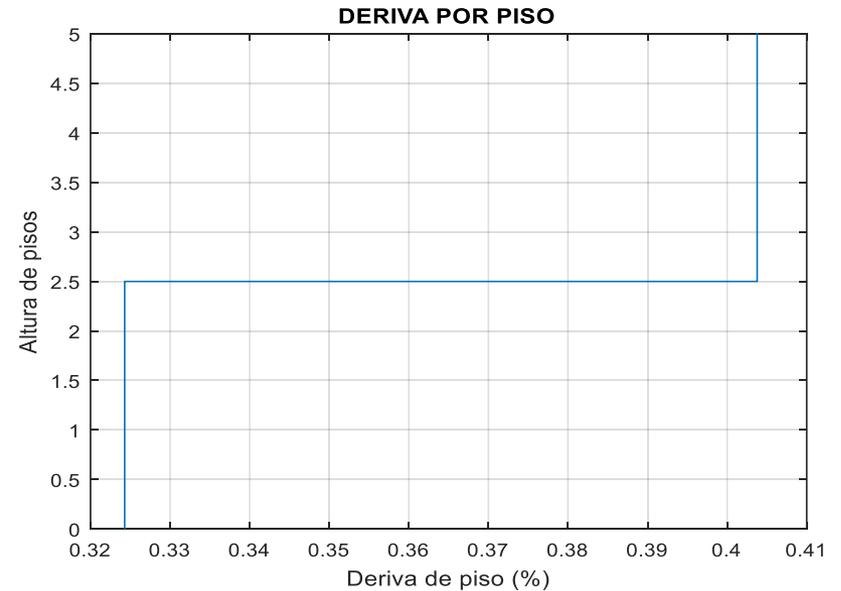
Derv %	
0,3243	0,4038

Vt
56,1728
38,9128
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000

Ft
17,2600
38,9128
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000
0,0000

Ft					
22,1328	40,0497	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Ap					
1,8411	3,5442	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



Sentido Y

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Con los resultados obtenidos del caso 1 se concluye que al utilizar dimensiones menores a las mínimas dadas en la normativa no existe un punto de demanda lo que significa que la estructura colapsa.
- Con los resultados obtenidos del caso 2 se concluye que al utilizar las dimensiones mínimas dadas en la normativa existe un punto de demanda pero la deriva máxima es mayor al 2% por lo que la estructura no colapsa pero no es segura.
- Debido a esto se analizó el mismo diseño con luces menores hasta ver con cual cumplía y se obtuvo que para optar por el uso de este diseño es necesario tener luces de 3 m. o menores.
- En el caso 4 se obtuvo un diseño para las luces impuestas acorde a las especificaciones del código ACI, el cual cumplió con todo las solicitudes de cargas.
- Al observar los resultados del caso 5 se pudo comprobar que existe la posibilidad de reducir el número de estribos en vigas que el código ACI nos impone y obtener un diseño que cumpla con todas las solicitudes de cargas.
- Con el caso 6 queda comprobado que existe la posibilidad de reducir el número de estribos no solo en vigas sino también en columnas sin que esto represente un riesgo a la seguridad. Y teniendo un menor número de estribos esto representa también un ahorro en la parte económica.

	ACI		DISEÑO PROPIO	
	NEC	FEMA	NEC	FEMA
PORTICO A Y D	0,769	1,177	0,94	1,386
PORTICO B Y C	1,480	1,831	1,641	1,968
PORTICO 1 Y 4	0,669	1,127	0,773	1,401
PORTICO 2 Y 3	1,539	1,695	1,578	1,942

Ø 8 mm

	Número de Estribos	
	ACI	DISEÑO PROPIO
PORTICO A Y D	244	222
PORTICO B Y C	244	222
PORTICO 1 Y 4	228	210
PORTICO 2 Y 3	228	210
TOTAL	944	864
% acero reducido	8	

Ø 8 mm

	Número de Estribos	
	ACI	DISEÑO PROPIO
COL 40X40	200	136
% acero reducido	32	

- Al realizar el análisis modal espectral comprobamos que la estructura además de resistir las solicitaciones de carga existentes en el FEMA, también resiste las cargas del código NEC15 por lo que este sería el diseño óptimo.
- Se recomienda el estudio más detallado de este tema, con la realización de ensayos en el laboratorio, de esta manera se podría comprobar si el sistema es adecuado para el medio constructivo en el que nos encontramos.
- Se recomienda una vez realizado los ensayos y comprobados los resultados, aplicar este método en estructuras de mayor número de pisos y luces para observar su comportamiento y saber si es factible usarlo.