



Tabla 193: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO XX - Bloque 4

NIVEL	DIAFRAGMA	DRIFT X * 0.75*R (cm)	DRIFT Y *0.75* R (cm)
Cuarto Nivel	Diafragma 4	6.5898	0.604125
Tercer Nivel	Diafragma 3	4.93785	0.446175
Segundo Nivel	Diafragma 2	3.0699	0.2730375
Primer Nivel	Diafragma 1	1.2465	0.108

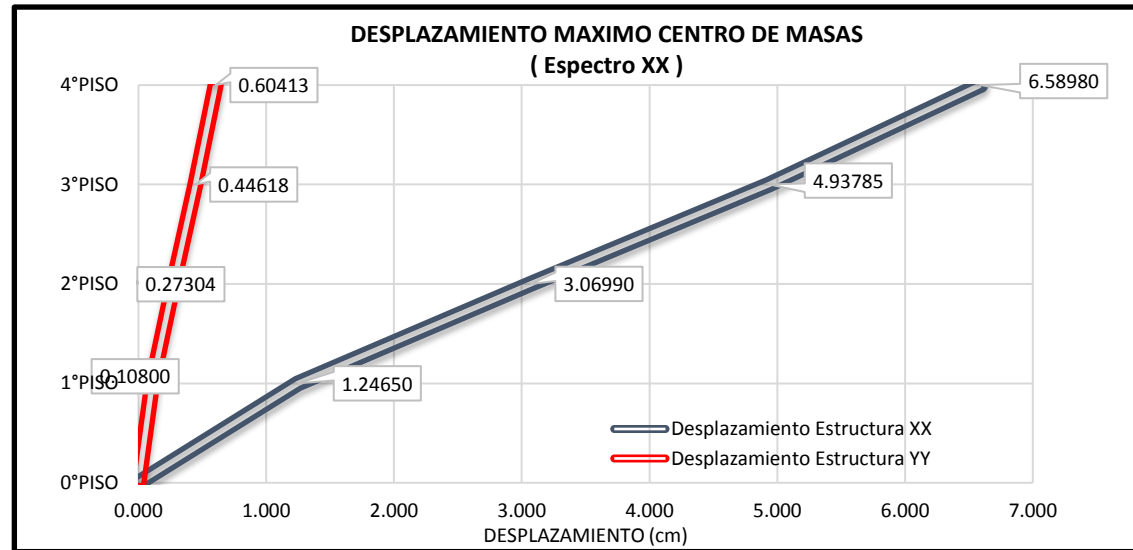


Figura 129: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04

Tabla 194: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO YY - Bloque 4

NIVEL	DIAFRAGMA	DRIFT X * 0.75*R (cm)	DRIFT Y *0.75* R (cm)
Cuarto Nivel	Diafragma 4	0.70065	5.77125
Tercer Nivel	Diafragma 3	0.52245	4.25655
Segundo Nivel	Diafragma 2	0.324	2.6044875
Primer Nivel	Diafragma 1	0.1314	1.0283625

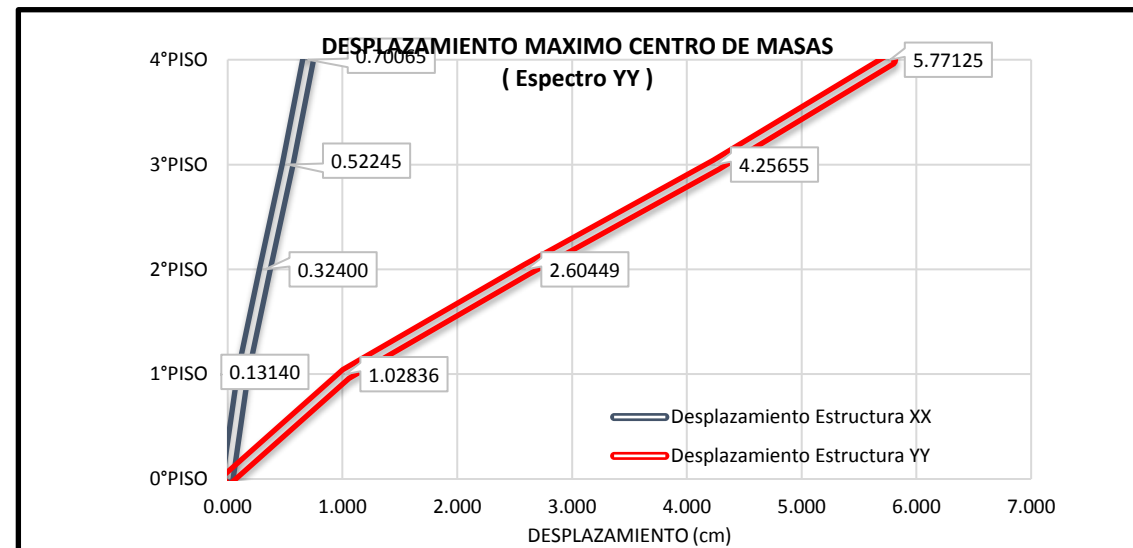


Figura 130: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04



BLOQUE 05:

Tabla 195: Derivas con caso de carga de ESPECTRO XX máximo de resultados Etabs – Bloque 5

R (regular)=	4.5	Drift max.	0.01
--------------	-----	------------	------

NIVEL	DIAFRAGMA	MAX DRIFT (m/m)	DRIFT X * R (m/m)	DRIFT Y * R (m/m)
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 X	0.001582	0.007119	
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 Y	0.000437		0.0019665
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 X	0.001742	0.007839	
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 Y	0.000475		0.0021375
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 X	0.001723	0.0077535	
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 Y	0.000465		0.0020925
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 X	0.001113	0.0050085	
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 Y	0.000293		0.0013185

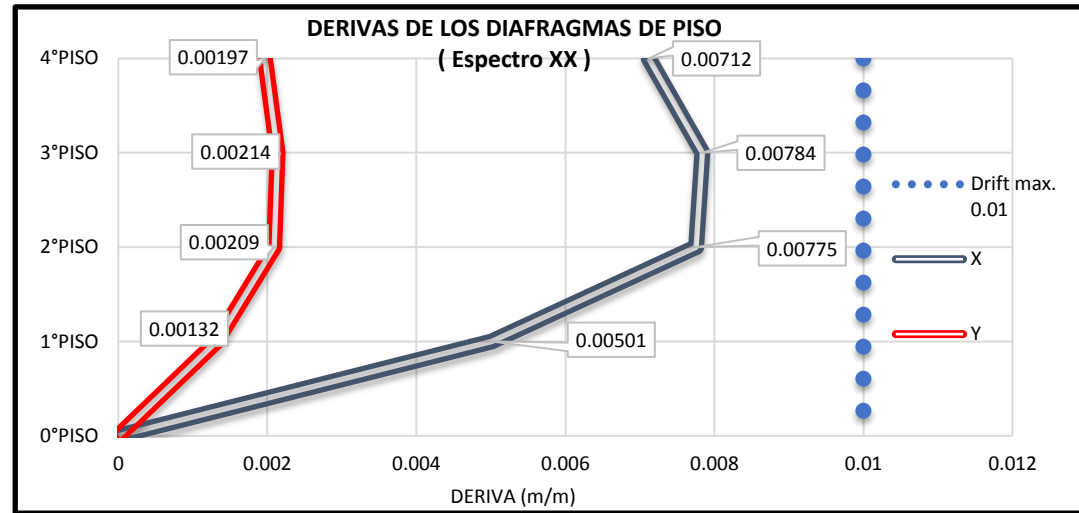


Figura 131: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 05

Tabla 196: Derivas con caso de carga de ESPECTRO YY máximo de resultados Etabs – Bloque 5

NIVEL	DIAFRAGMA	MAX DRIFT (m/m)	DRIFT X * R (m/m)	DRIFT Y * R (m/m)
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 X	0.000296	0.001332	
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 Y	0.0017		0.00765
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 X	0.000325	0.0014625	
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 Y	0.002		0.009
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 X	0.000318	0.001431	
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 Y	0.002026		0.009117
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 X	0.000231	0.0010395	
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 Y	0.001291		0.0058095

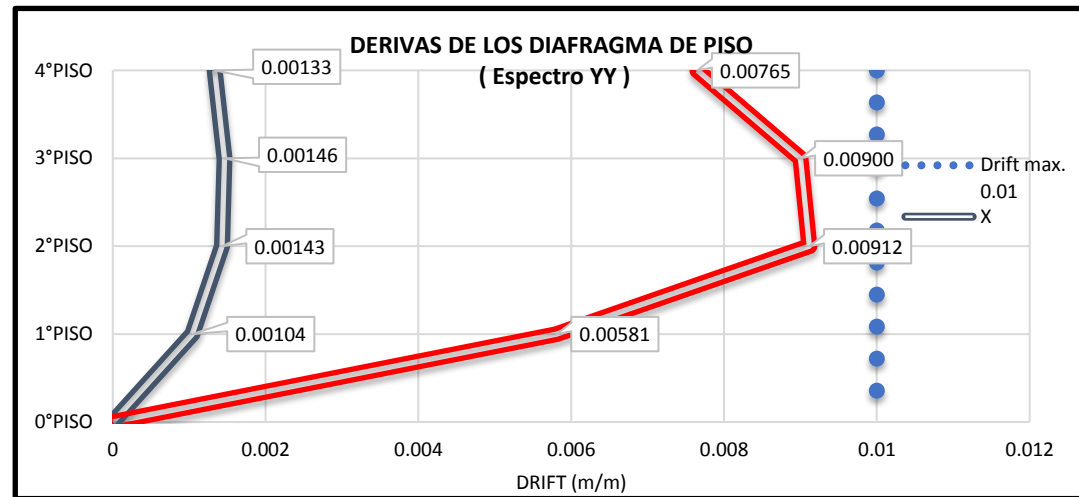


Figura 132: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05



Tabla 197: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO XX - Bloque 5

NIVEL	DIAFRAGMA	Disp X *R (cm)	Disp Y *R (cm)
Cuarto Nivel	Diafragma 4	8.0105	0.7732
Tercer Nivel	Diafragma 3	5.9958	0.5741
Segundo Nivel	Diafragma 2	3.7584	0.3510
Primer Nivel	Diafragma 1	1.5381	0.1428

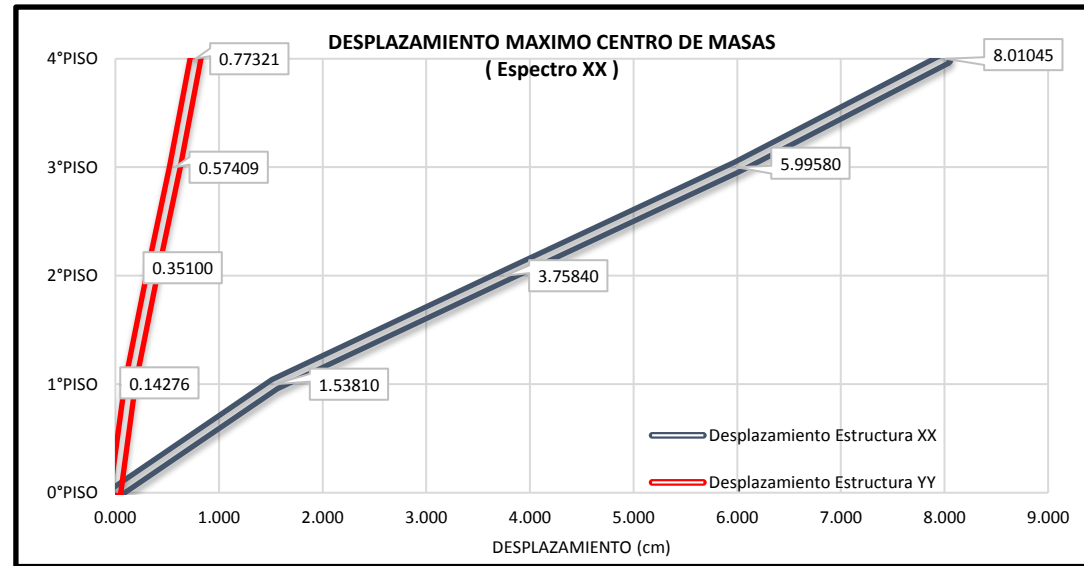


Figura 133: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 05

Tabla 198: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO YY - Bloque 5

NIVEL	DIAFRAGMA	Disp X *R (cm)	Disp Y *R (cm)
Cuarto Nivel	Diafragma 4	0.74115	6.35985
Tercer Nivel	Diafragma 3	0.5700375	4.6656
Segundo Nivel	Diafragma 2	0.36855	2.8971
Primer Nivel	Diafragma 1	0.1576125	1.13805

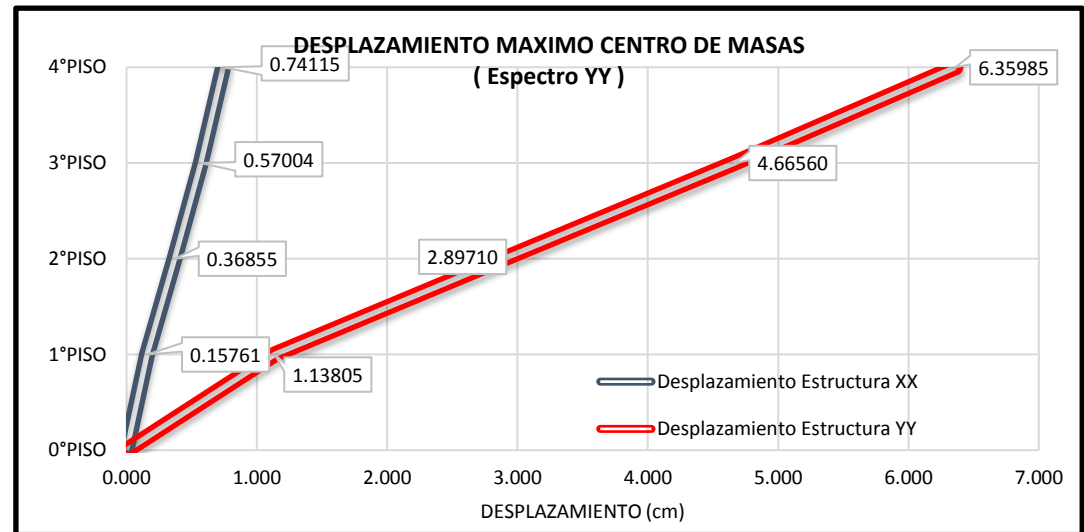


Figura 134: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05



BLOQUE 6:

Tabla 199: Derivas con caso de carga de ESPECTRO XX máximo de resultados Etabs – Bloque 6

R (regular)=	2.7	Drift max.	0.01
--------------	-----	------------	------

NIVEL	DIAFRAGMA	MAX DRIFT (m/m)	DRIFT X * R (m/m)	DRIFT Y * R (m/m)
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 X	0.002074	0.0055998	
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 Y	0.000247		0.0006669
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 X	0.002424	0.0065448	
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 Y	0.000324		0.0008748
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 X	0.002514	0.0067878	
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 Y	0.00033		0.000891
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 X	0.001643	0.0044361	
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 Y	0.000182		0.0004914

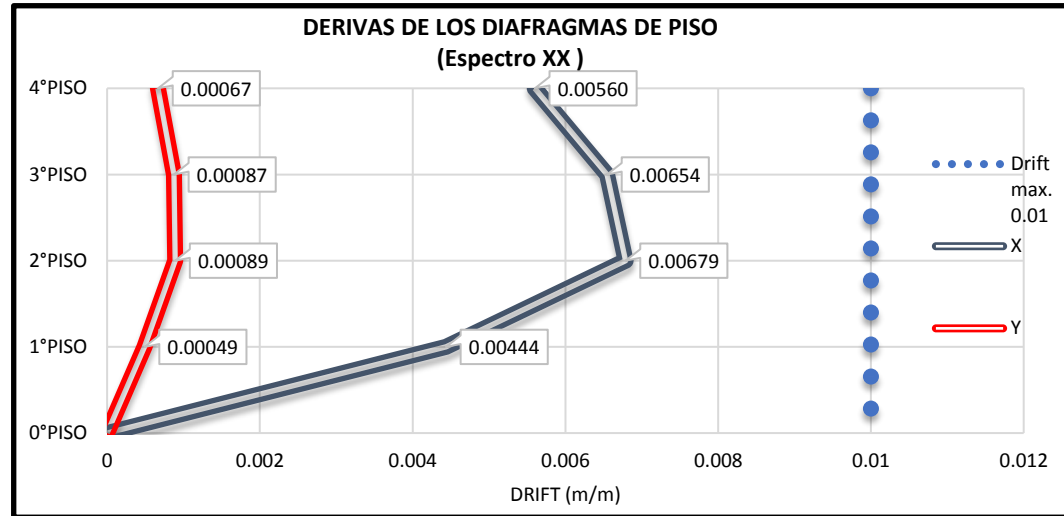


Figura 135: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06

Tabla 200: Derivas con caso de carga de ESPECTRO YY máximo de resultados Etabs – Bloque 6

NIVEL	DIAFRAGMA	MAX DRIFT (m/m)	DRIFT X * R (m/m)	DRIFT Y * R (m/m)
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 X	0.000266	0.0007182	
Cuarto Nivel	Diaph Diafragma 5 Y	0.002202		0.0059454
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 X	0.000339	0.0009153	
Tercer Nivel	Diaph Diafragma 4 Y	0.002591		0.0069957
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 X	0.000338	0.0009126	
Segundo Nivel	Diaph Diafragma 3 Y	0.002645		0.0071415
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 X	0.000184	0.0004968	
Primer Nivel	Diaph Diafragma 2 Y	0.001626		0.0043902

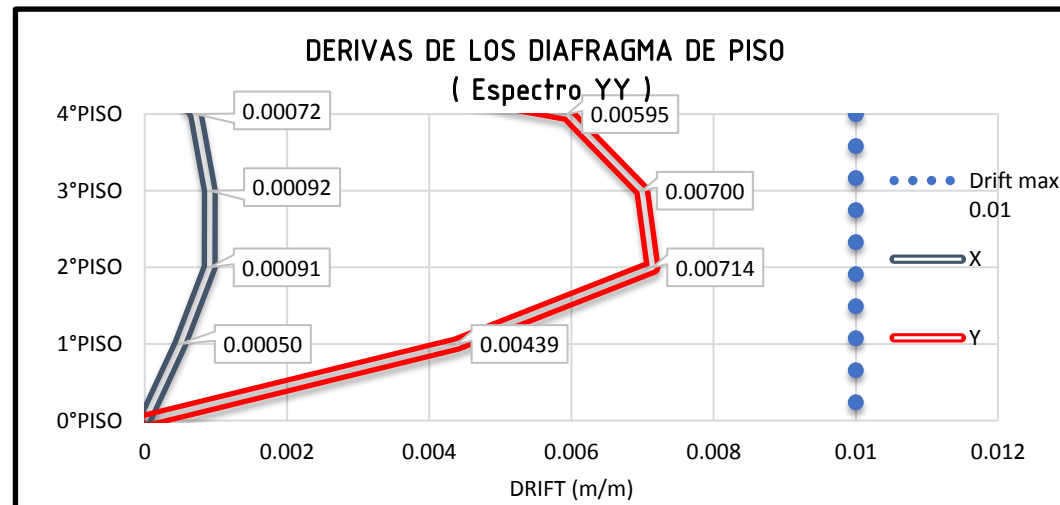


Figura 136: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06



Tabla 201: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO XX - Bloque 6

NIVEL	DIAFRAGMA	Disp X *R (cm)	Disp Y *R (cm)
Cuarto Nivel	Diafragma 4	8.72586	0.7053075
Tercer Nivel	Diafragma 3	6.69195	0.5469525
Segundo Nivel	Diafragma 2	4.08834	0.3375675
Primer Nivel	Diafragma 1	1.48608	0.1237275

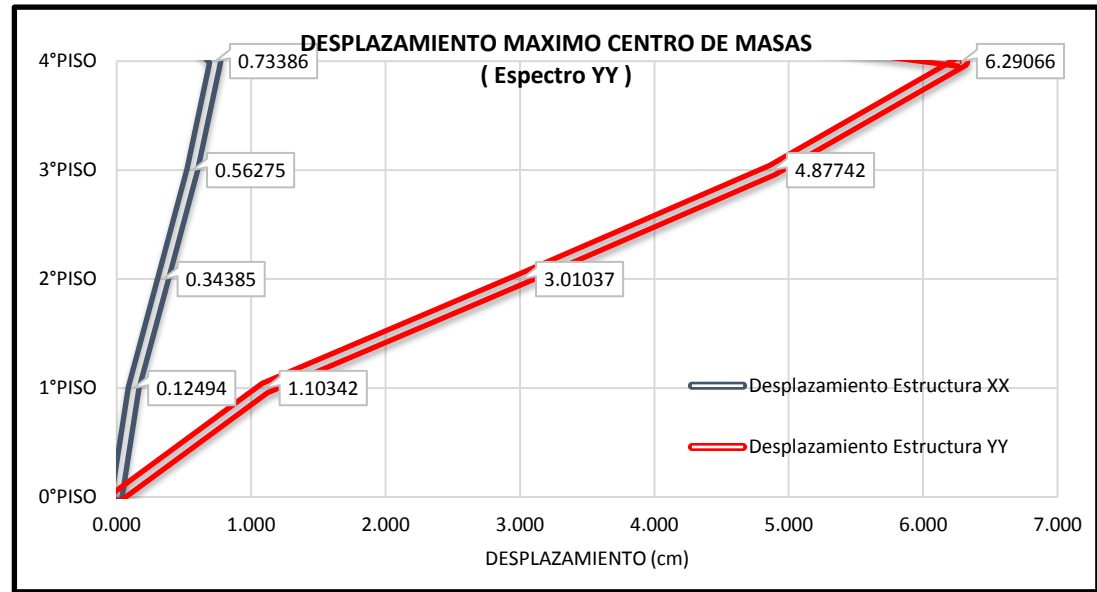


Figura 137: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06

Tabla 202: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO YY - Bloque

NIVEL	DIAFRAGMA	Disp X *R (cm)	Disp Y *R (cm)
Cuarto Nivel	Diafragma 4	0.73386	6.2906625
Tercer Nivel	Diafragma 3	0.5627475	4.877415
Segundo Nivel	Diafragma 2	0.343845	3.010365
Primer Nivel	Diafragma 1	0.1249425	1.1034225

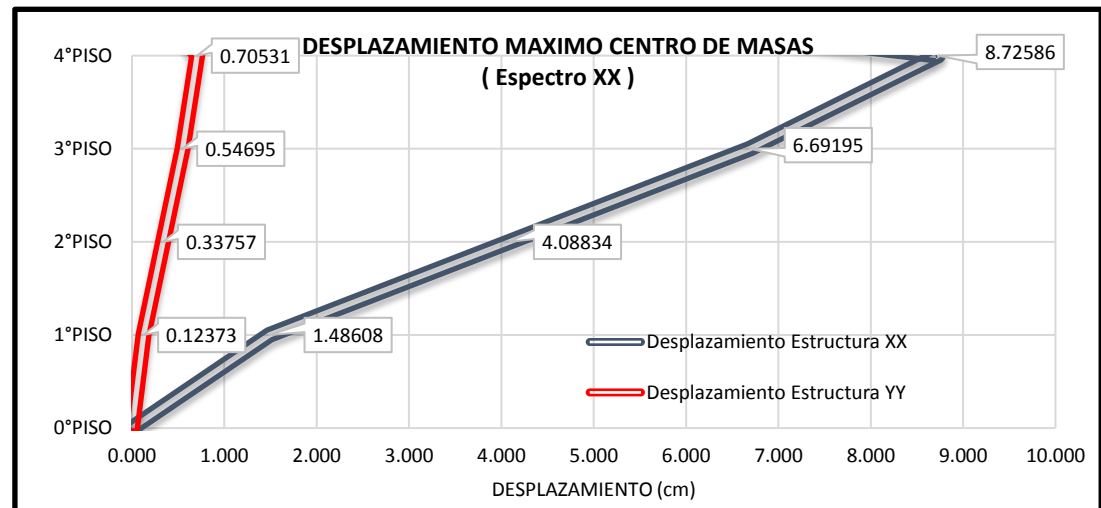


Figura 138: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06



Tabla 203: Derivas de los diafragmas de piso Espectro XX - EJE X

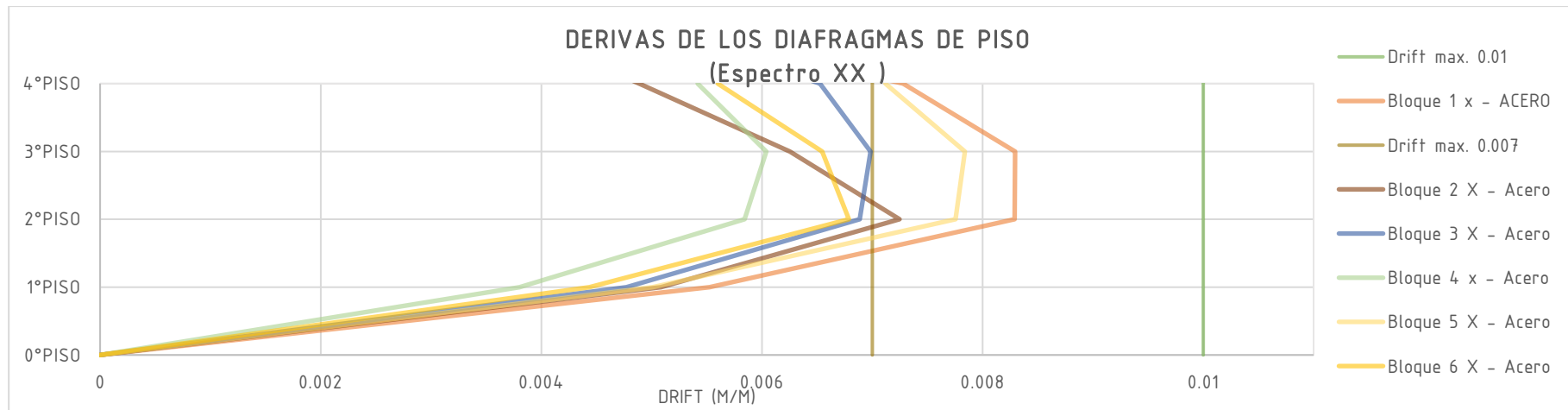


Tabla 204: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY - EJE X

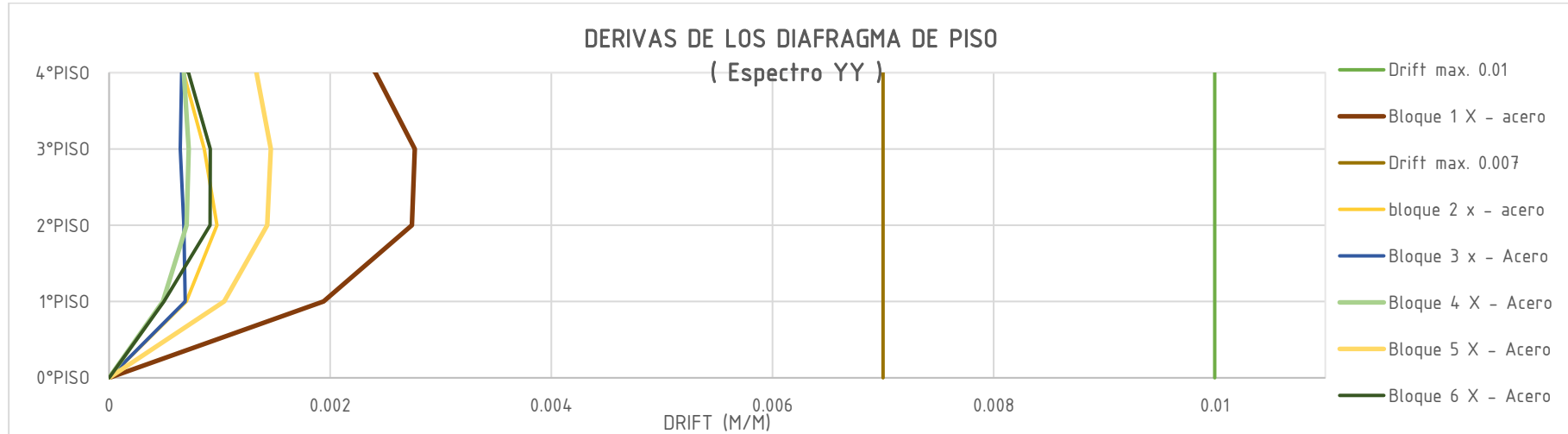




Tabla 205: Derivas de los diafragmas de piso Espectro XX - EJE Y

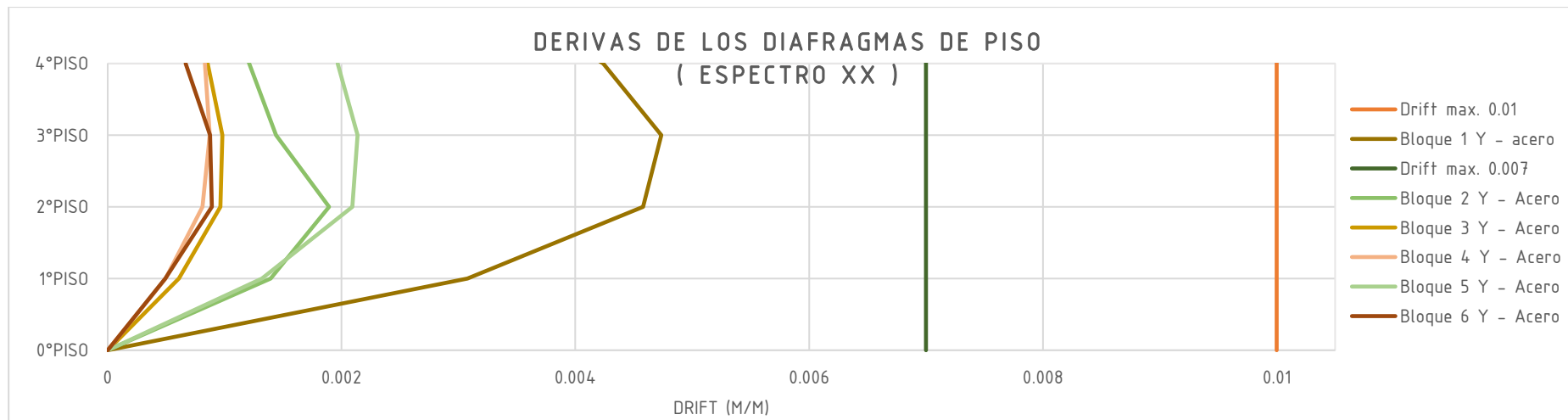


Tabla 206: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY - EJE Y

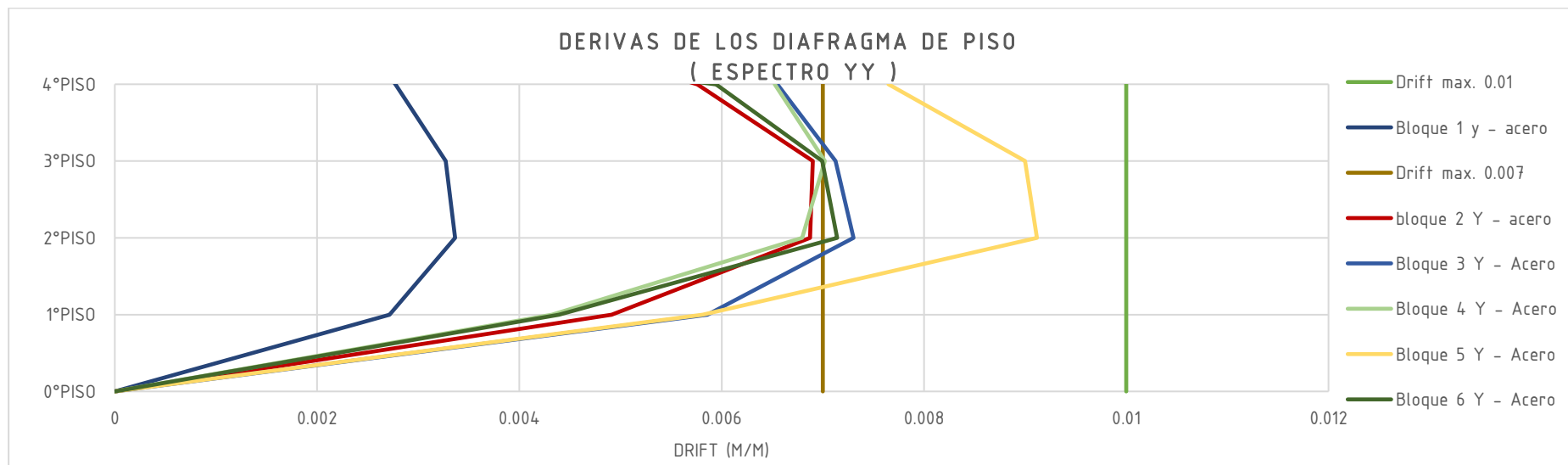




Tabla 207: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro XX - Eje X

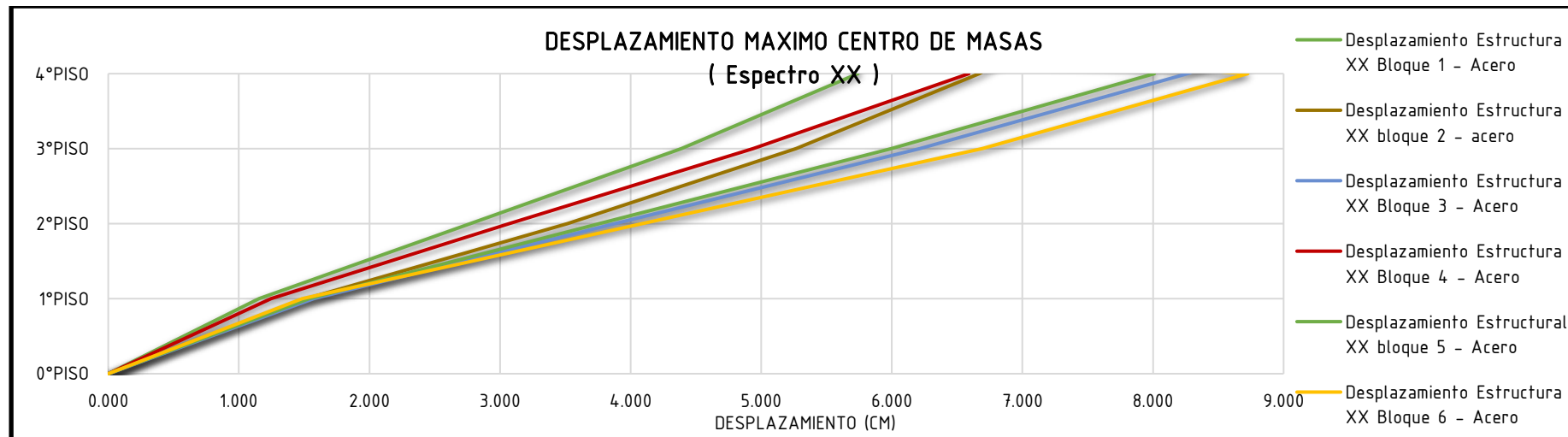


Tabla 208: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro YY - Eje X

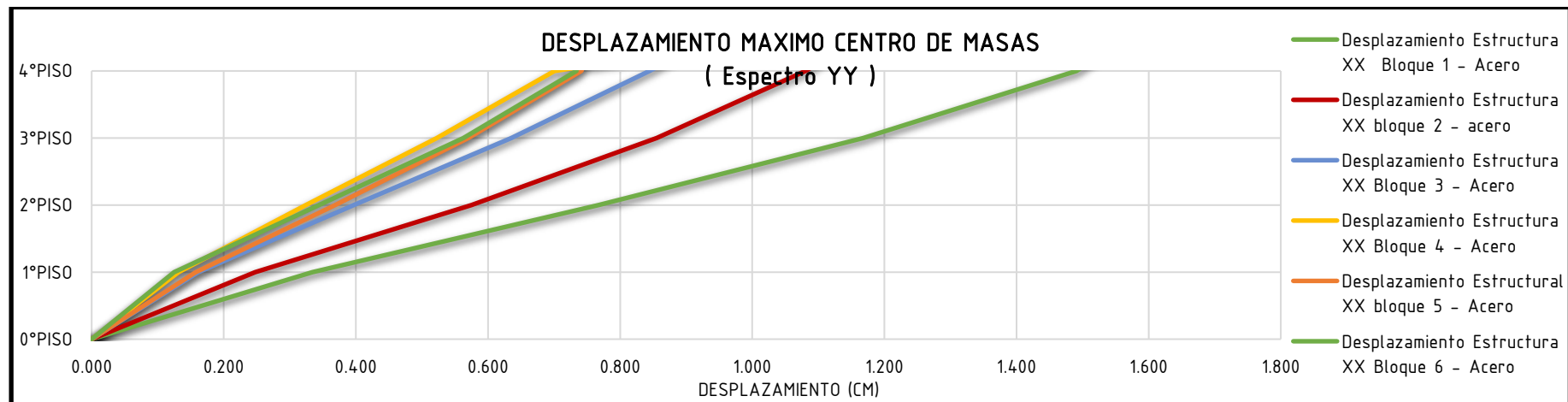




Tabla 209: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro XX - Eje Y

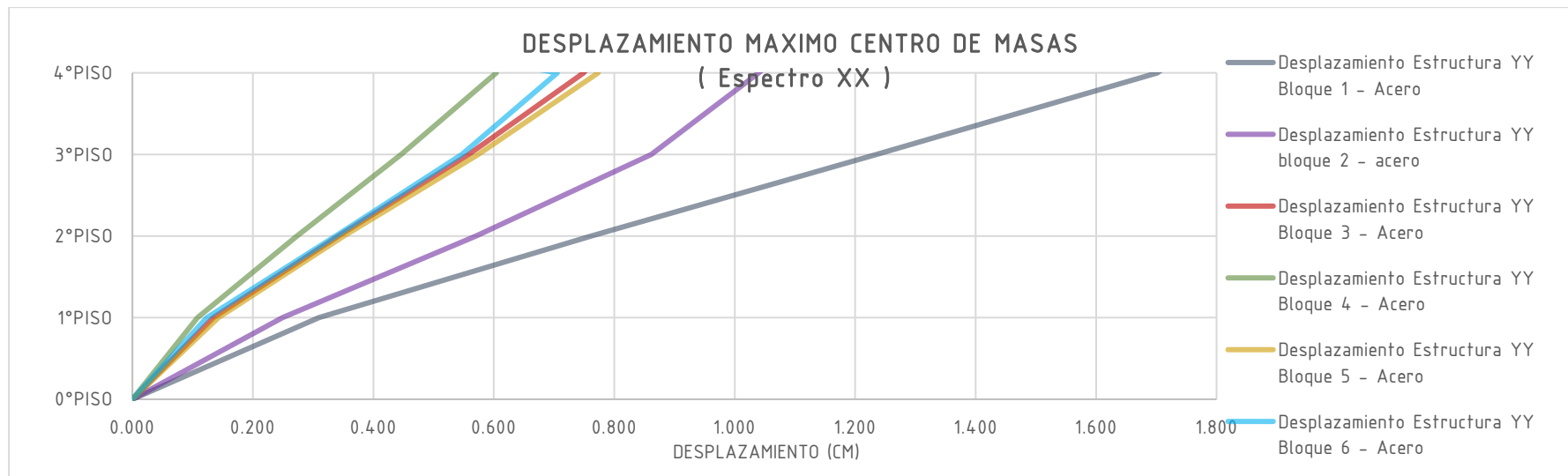
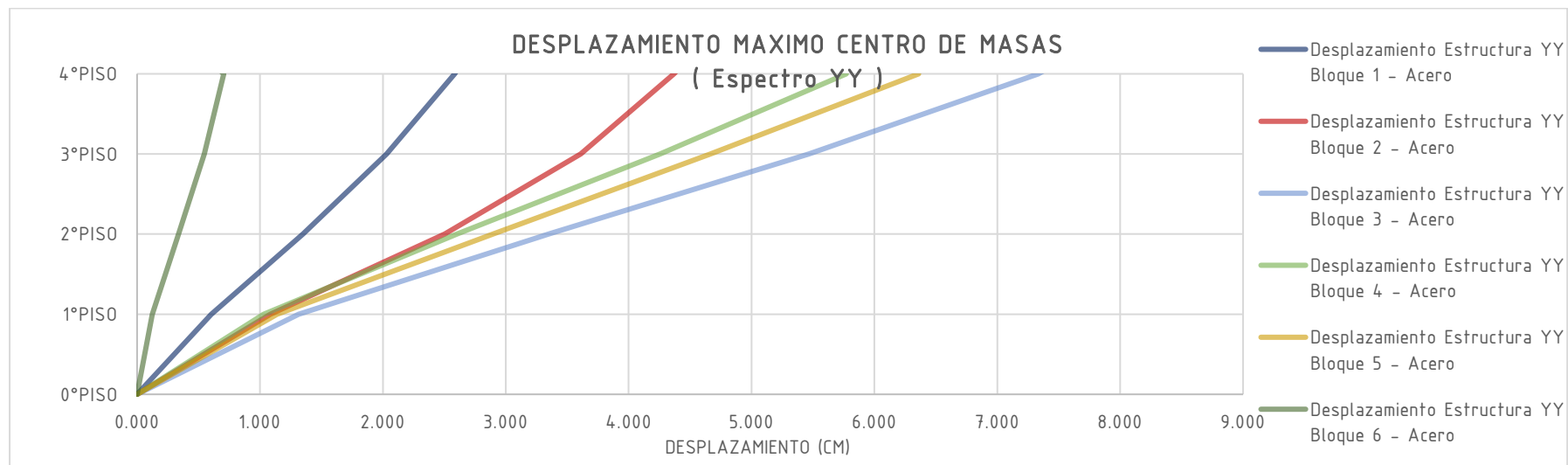


Tabla 210 Desplazamiento máximo centro de masas Espectro YY - Eje Y



La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina modelada con elementos estructurales compuestos y en sistemas estructurales de acero, cumplió en todos los bloques y en ambos ejes con los drifts máximo permitidos en la NTP E030 para estructuras metálicas 0.010.

3.6.8. Análisis a flexo-compresión columnas compuestas.

Para esta parte del análisis de flexo-compresión se obtuvieron los datos para la gráfica del diagrama de interacción de los 03 tipos de columnas tubulares compuestas que reemplazaron las diferentes columnas con ayuda del programa Etabs versión estudiantil 2016.2 (resistencias nominales a fuerza axial y momento reducidas por el factor ϕ). Una vez obtenidos los datos se tabularon en Excel y se realizó una curva de interacción para cada columna y para cada eje. Luego, las curvas con los momentos y esfuerzos resistentes se compararon con las combinaciones de momentos y cargas axiales actuantes máximas encontradas en los distintos bloques en cada eje. Se detalla a continuación los datos para cada curva según el nivel en el que se encuentran y después las combinaciones máximas de cargas axiales y momentos encontrados en cada uno de los bloques:

BLOQUE I - COLUMNA 14"x10"

Tabla 211: Momentos y Cargas Axiales C 14X10 BLOQUE 1

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)	P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
306.95	0.00	0	306.97	0.00	0
290.15	0.00	14.05	278.26	11.74	0.00
256.29	0.00	18.13	243.58	15.00	0.00
215.58	0.00	22.71	202.06	18.69	0.00
165.90	0.00	28.08	151.38	23.08	0.00
102.94	0.00	34.76	87.16	28.56	0.00
49.55	0.00	42.84	47.84	34.02	0.00
0.17	0.00	50.48	11.74	40.13	0.00
-81.79	0.00	47.52	-51.20	38.79	0.00
-195.33	0.00	34.91	-136.40	32.20	0.00
-408.72	0.00	0	-408.76	0.00	0

MAYORES FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS

BLOQUE 1			
14" x 10"	AXIAL (Tn)	M en X (Tn-M)	M en Y (Tn-M)
Mayor fuerza axial	116.13	2.83	6.59
Mayor momento en Y	57.3	3.99	9.55
Mayor momento en X	55.3	7.33	8.5

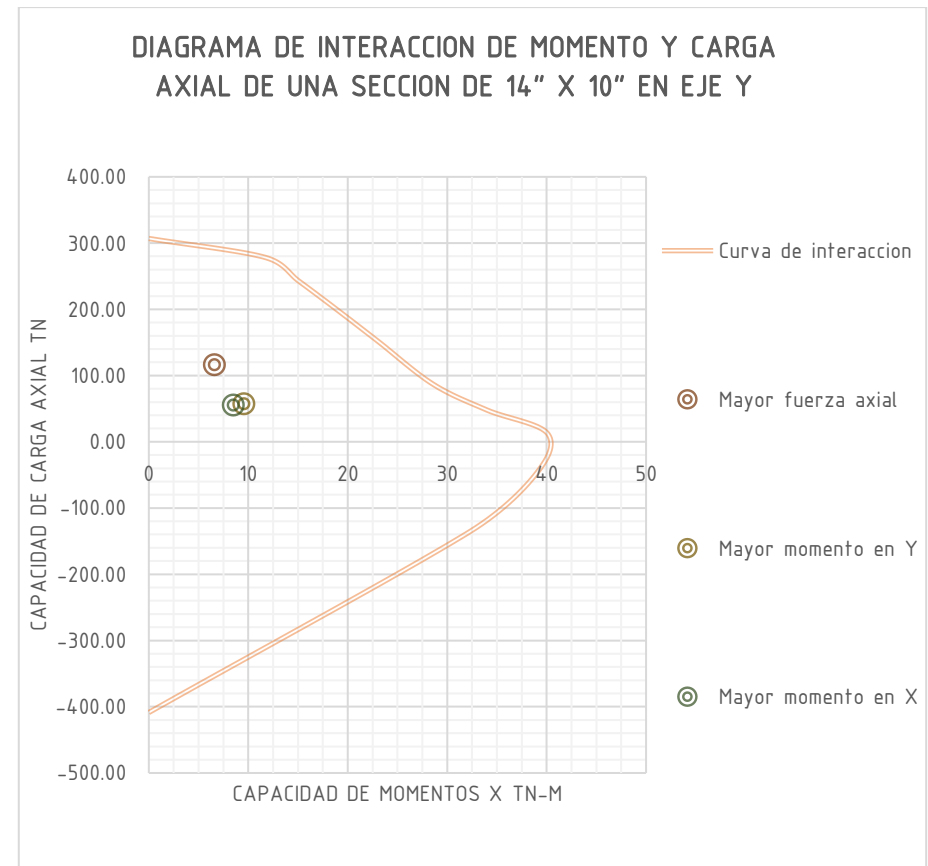
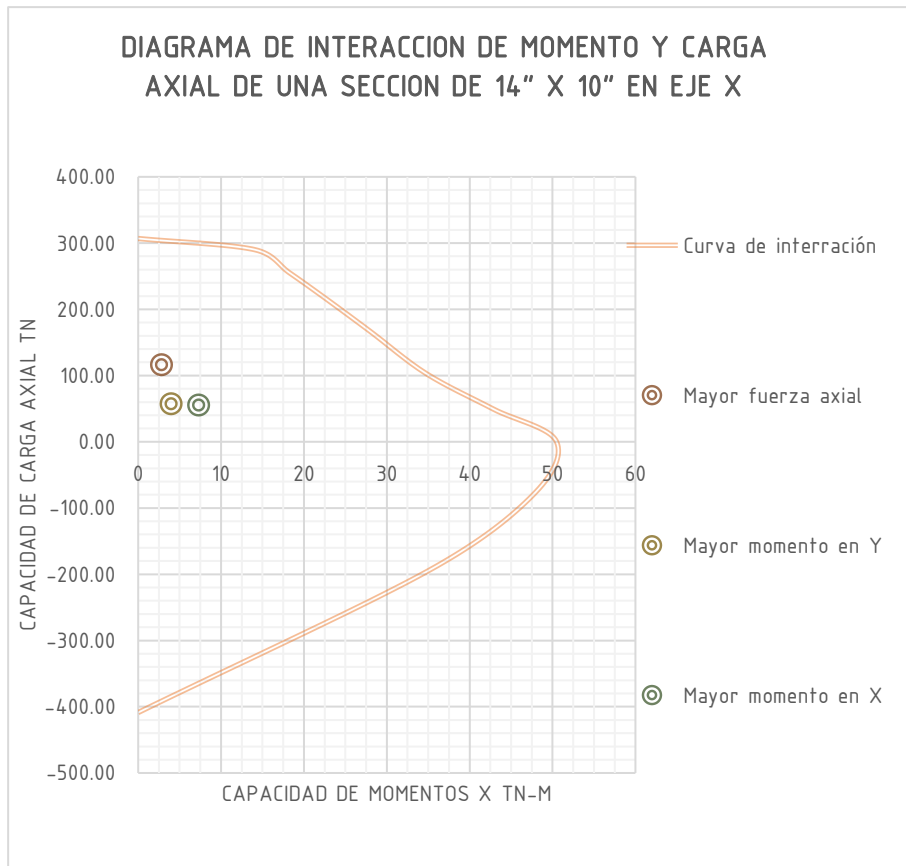
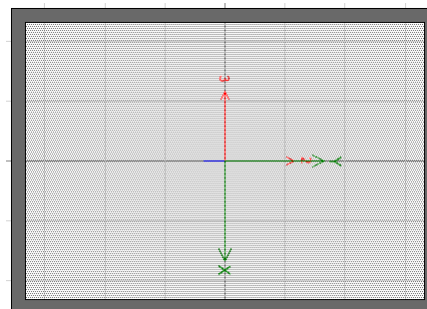


Figura 139: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 10" en eje X y Y – Bloque 01

DEL PRIMER AL QUINTO PISO



BLOQUE 2 - COLUMNA 10”X14”

En el bloque 2 las columnas de 14”X10” reemplazaron a las columnas tipo C2, C3, C4, C5, C6, C7 y C8. Además se mantuvo la misma sección en todos los niveles, es decir no se redujo el espesor del perfil y las sección de 14”x10” son constantes.

Tabla 212: Momentos y Cargas Axiales C 14X14 BLOQUE 2

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0	0
355.22	0	18.33
312.89	0	23.71
262.52	0	29.67
201.51	0	36.61
124.76	0	45.16
69.10	0	54.58
17.38	0	64.23
-70.31	0	61.21
-190.10	0	47.89
-479.67	0	0

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0.00	0
355.23	18.33	0.00
312.90	23.71	0.00
262.52	29.67	0.00
201.51	36.61	0.00
124.76	45.16	0.00
69.10	54.58	0.00
17.38	64.23	0.00
-70.31	61.21	0.00
-190.10	47.89	0.00
-479.67	0.00	0

MAYORES FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS

BLOQUE 2			
14" x 14"	AXIAL (Tn)	M en X (Tn-M)	M en Y (Tn-M)
Mayor fuerza axial	246.51	16.97	17.36
Mayor momento en Y	170.1	28.14	34.13
Mayor momento en X	46.9	35.35	2.03

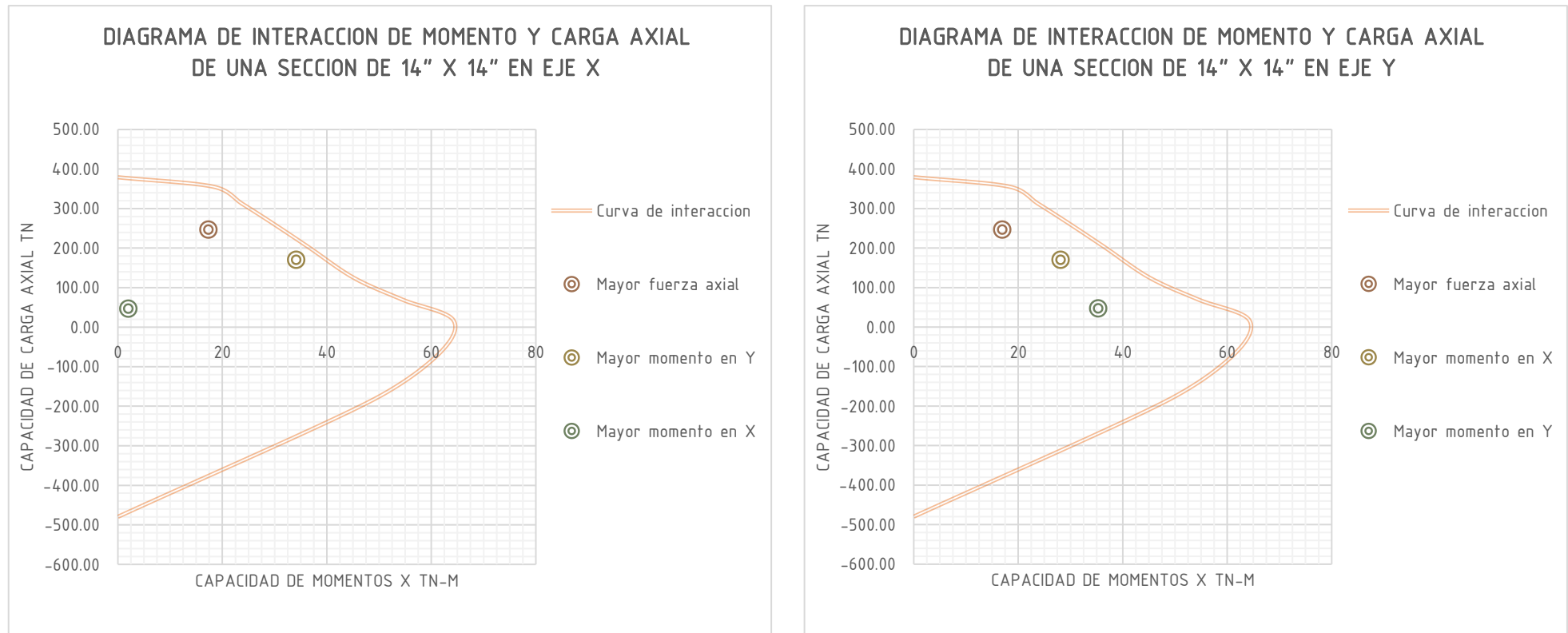
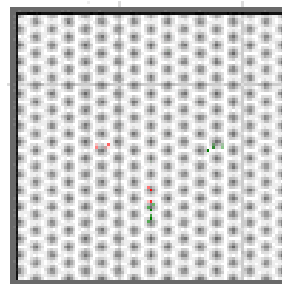


Figura 140: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y – Bloque O2

DEL PRIMER AL QUINTO PISO



BLOQUE 3 - COLUMNA 14”X14”

En el bloque 3 las columnas de 14”X14” reemplazaron a las columnas tipo C2, C3, C4, C5, C6, C7 y C8. Además se mantuvo la misma sección en todos los niveles, es decir no se redujo el espesor del perfil y las sección de 14”x14” son constantes.

Tabla 213: Momentos y Cargas Axiales C 18X18 BLOQUE 3

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0	0
355.22	0	18.33
312.89	0	23.71
262.52	0	29.67
201.51	0	36.61
124.76	0	45.16
69.10	0	54.58
17.38	0	64.23
-70.31	0	61.21
-190.10	0	47.89
-479.67	0	0

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0.00	0
355.23	18.33	0.00
312.90	23.71	0.00
262.52	29.67	0.00
201.51	36.61	0.00
124.76	45.16	0.00
69.10	54.58	0.00
17.38	64.23	0.00
-70.31	61.21	0.00
-190.10	47.89	0.00
-479.67	0.00	0

MAYORES FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS

BLOQUE 3			
14" x 14"	AXIAL (Tn)	M en X (Tn-M)	M en Y (Tn-M)
Mayor fuerza axial	137.37	13.91	12.47
Mayor momento en Y	67.0	11.6	13.73
Mayor momento en X	100.7	14.26	13.01

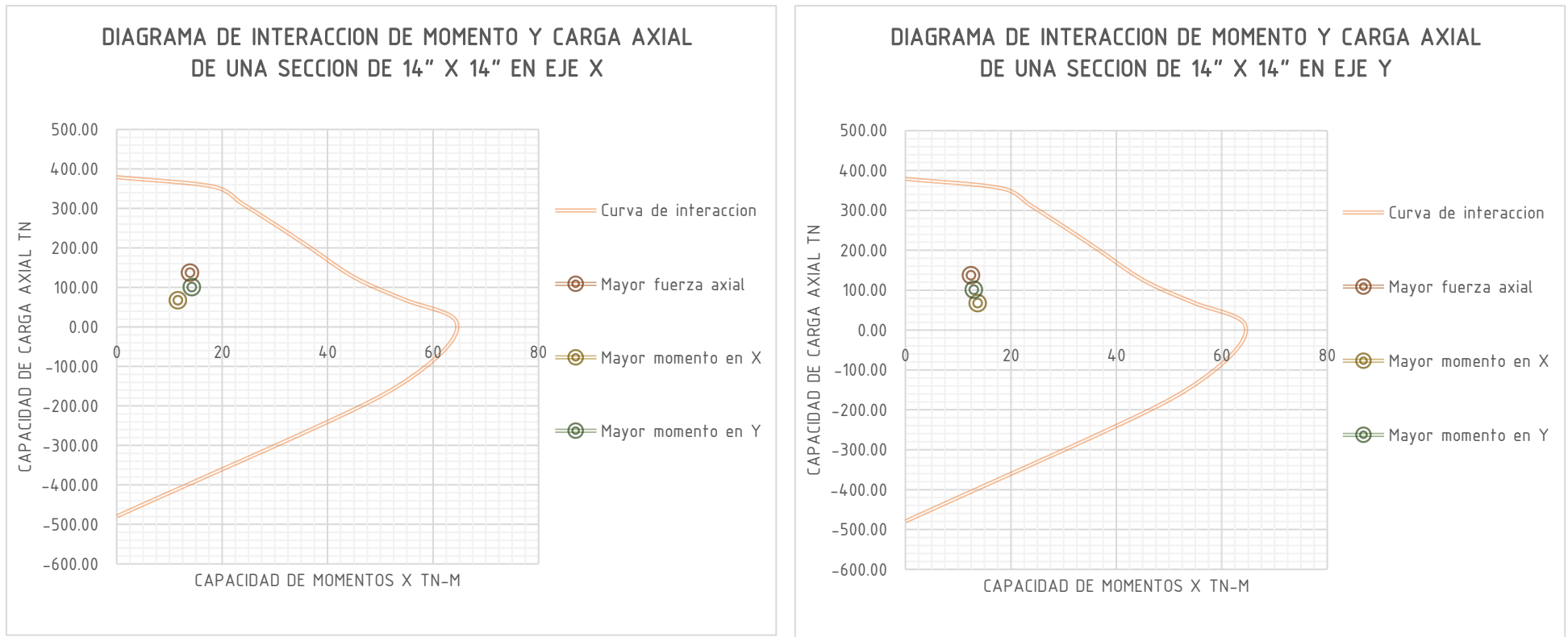
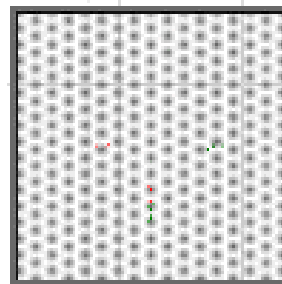


Figura 141: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y – Bloque 03

DEL PRIMER AL QUINTO PISO



BLOQUE 4 - COLUMNA 14”X14”

En el bloque 4 las columnas de 14”X14” reemplazaron a las columnas tipo C2, C3, C4, C5, C6, C7 y C8. Además se mantuvo la misma sección en todos los niveles, es decir no se redujo el espesor del perfil y las sección de 14”x14” son constantes.

Tabla 214: Momentos y Cargas Axiales C 14X14 BLOQUE 4

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0	0
355.22	0	18.33
312.89	0	23.71
262.52	0	29.67
201.51	0	36.61
124.76	0	45.16
69.10	0	54.58
17.38	0	64.23
-70.31	0	61.21
-190.10	0	47.89
-479.67	0	0

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0.00	0
355.23	18.33	0.00
312.90	23.71	0.00
262.52	29.67	0.00
201.51	36.61	0.00
124.76	45.16	0.00
69.10	54.58	0.00
17.38	64.23	0.00
-70.31	61.21	0.00
-190.10	47.89	0.00
-479.67	0.00	0

MAYORES FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS

BLOQUE 4			
14" x 14"	AXIAL (Tn)	M en X (Tn-M)	M en Y (Tn-M)
Mayor fuerza axial	176.54	7.91	12.72
Mayor momento en Y	125.1	8.09	13.03
Mayor momento en X	101.1	11.06	12.16

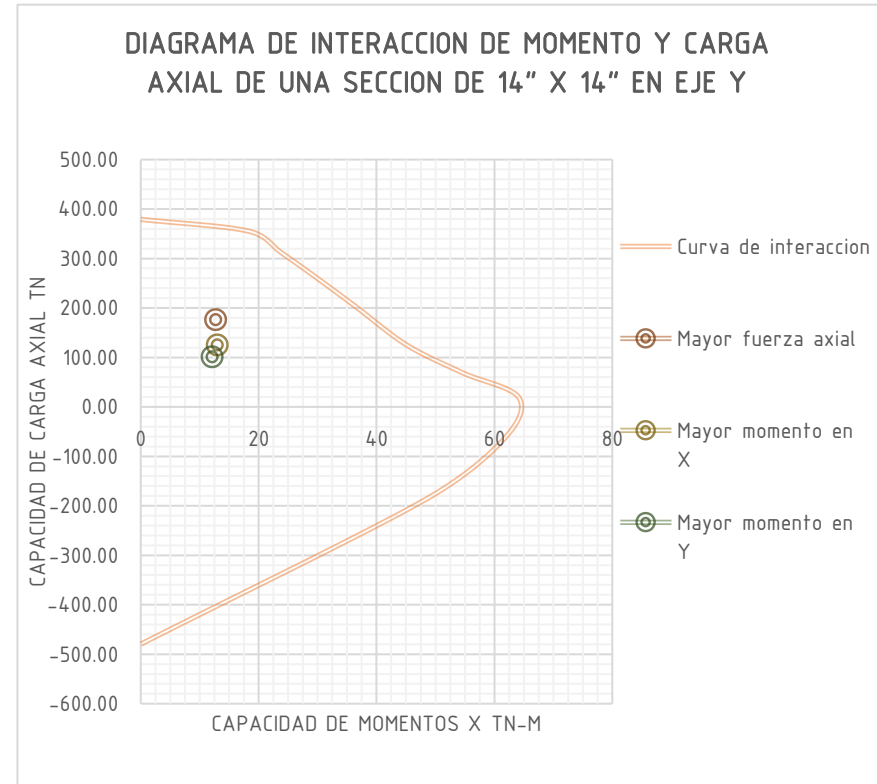
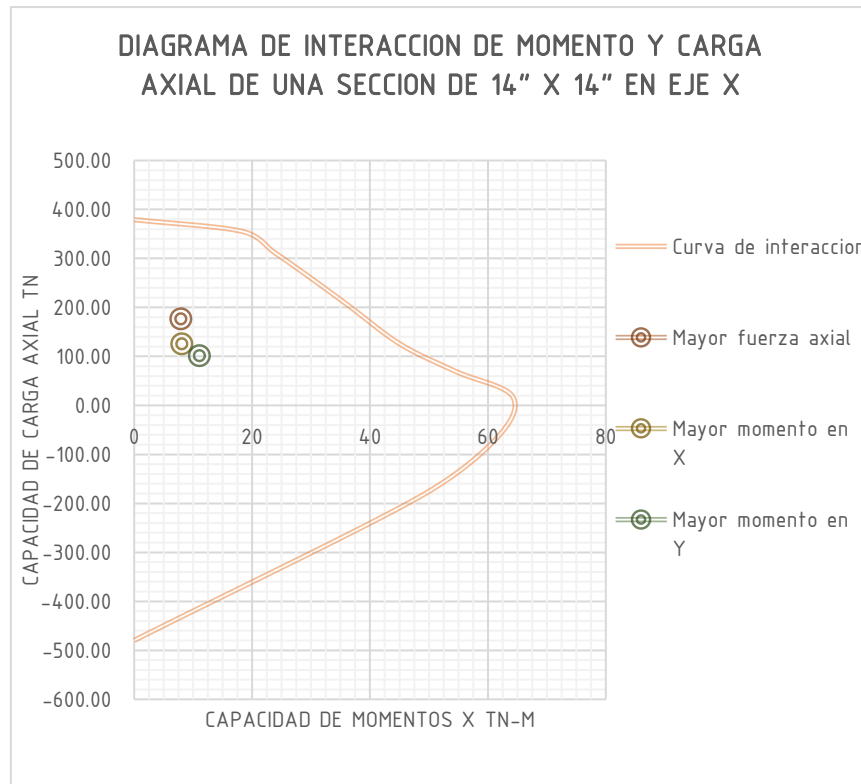
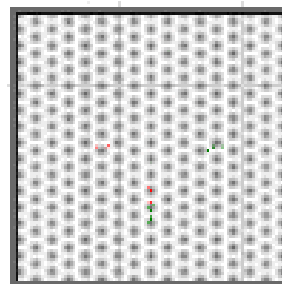


Figura 142: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y – Bloque 04

DEL PRIMER AL QUINTO PISO



BLOQUE 5 - COLUMNA 14"X14"

En el bloque 5 las columnas de 14"X14" reemplazaron a las columnas tipo C2, C3, C4, C5, C6, C7 y C8. Además se mantuvo la misma sección en todos los niveles, es decir no se redujo el espesor del perfil y las sección de 14"x14" son constantes.

Tabla 215: Momentos y Cargas Axiales C 14X14 BLOQUE 5

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0	0
355.22	0	18.33
312.89	0	23.71
262.52	0	29.67
201.51	0	36.61
124.76	0	45.16
69.10	0	54.58
17.38	0	64.23
-70.31	0	61.21
-190.10	0	47.89
-479.67	0	0

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
379.21	0.00	0
355.23	18.33	0.00
312.90	23.71	0.00
262.52	29.67	0.00
201.51	36.61	0.00
124.76	45.16	0.00
69.10	54.58	0.00
17.38	64.23	0.00
-70.31	61.21	0.00
-190.10	47.89	0.00
-479.67	0.00	0

MAYORES FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS

BLOQUE 5			
14" x 14"	AXIAL (Tn)	M en X (Tn-M)	M en Y (Tn-M)
Mayor fuerza axial	172.43	9.71	13.26
Mayor momento en Y	108.9	16.01	17.77
Mayor momento en X	98.6	16.82	12.12

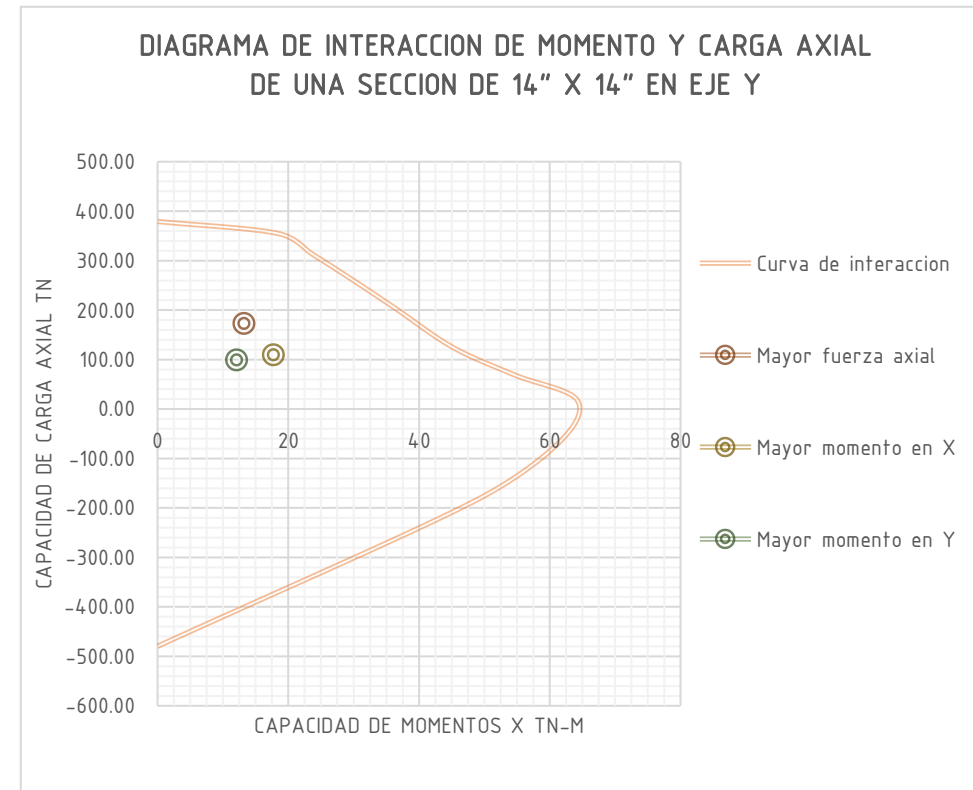
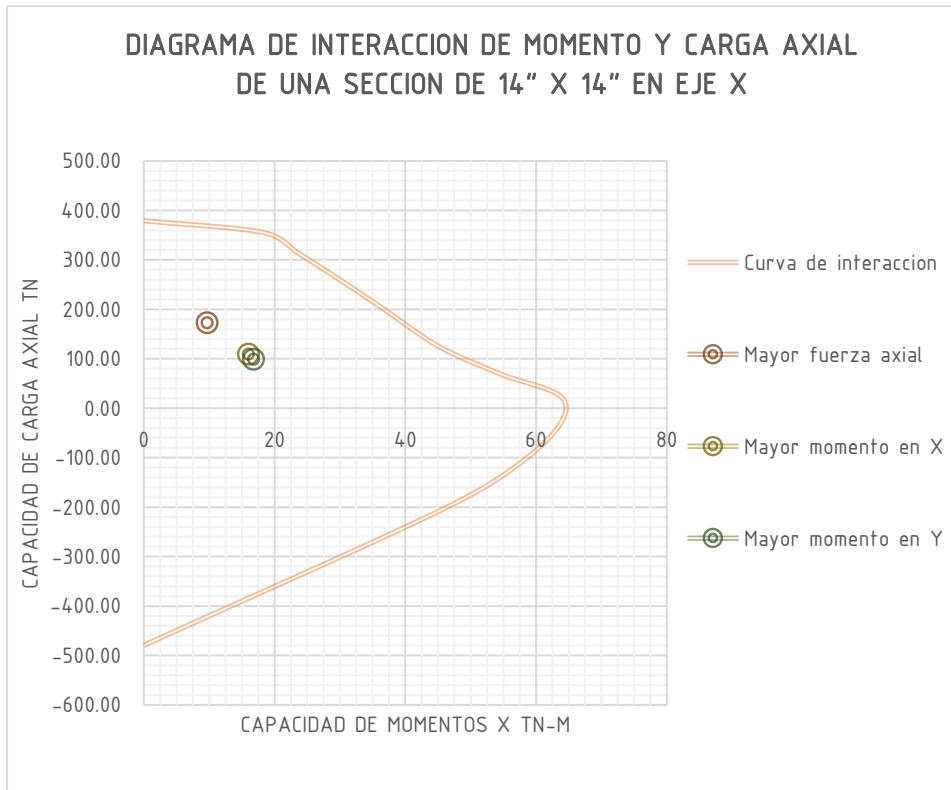
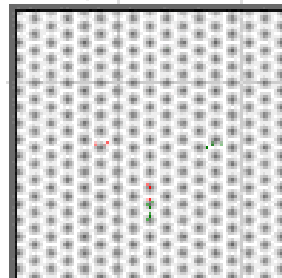


Figura 143: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y - Bloque 05

DEL PRIMER AL QUINTO PISO



BLOQUE 6 - COLUMNA 18”X18”

En el bloque 6 las columnas de 18”X18” reemplazaron a la columna tipo C5. Además se mantuvo la misma sección en todos los niveles, es decir no se redujo el espesor del perfil y las sección de 18”x18” son constantes.

Tabla 216: Momentos y Cargas Axiales C 18X18 BLOQUE 6

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
533.29	0.00	0
508.17	0.00	31.68
448.65	0.00	41.46
378.70	0.00	52.04
294.96	0.00	64.07
190.82	0.00	78.63
115.92	0.00	94.82
45.61	0.00	111.24
-74.18	0.00	105.65
-236.61	0.00	82.06
-621.50	0.00	0

P (Tn)	M en Y (Tn-M)	M en X (Tn-M)
533.29	0.00	0
508.17	31.68	0.00
448.65	41.46	0.00
378.70	52.04	0.00
294.96	64.07	0.00
190.82	78.63	0.00
115.92	94.82	0.00
45.61	111.24	0.00
-74.18	105.65	0.00
-236.61	82.06	0.00
-621.50	0.00	0

MAYORES FUERZAS AXIALES Y MOMENTOS

BLOQUE 6			
18" x 18"	AXIAL (Tn)	M en X (Tn-M)	M en Y (Tn-M)
Mayor fuerza axial	67.1	2.99	2.99
Mayor momento en Y	67.1	2.99	2.99
Mayor momento en X	67.1	2.99	2.99

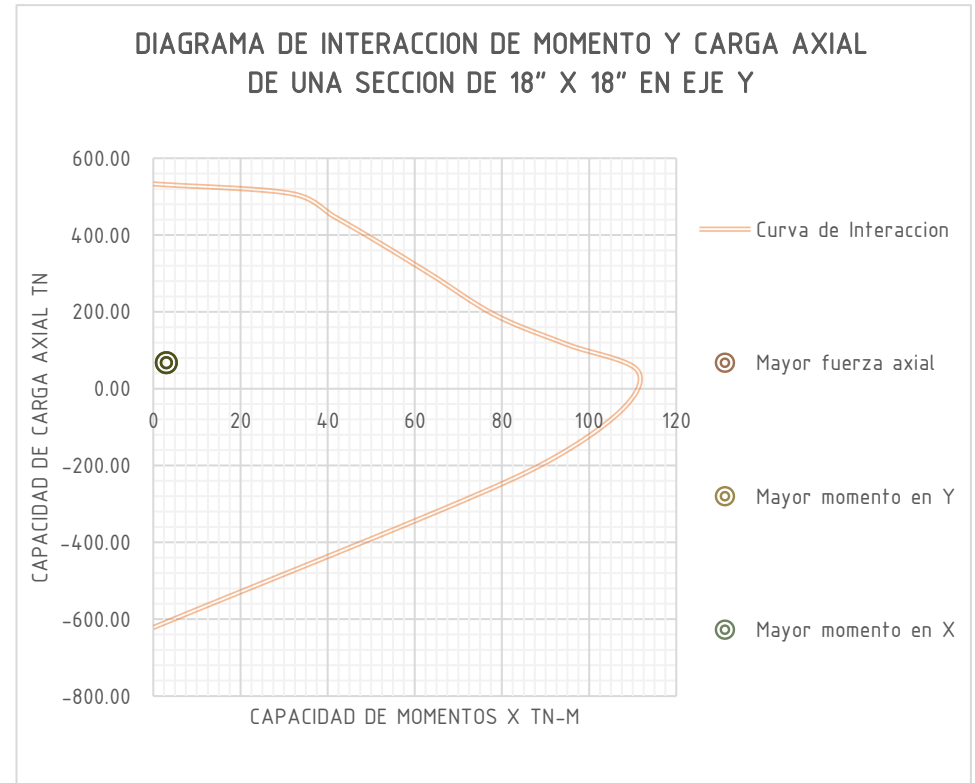
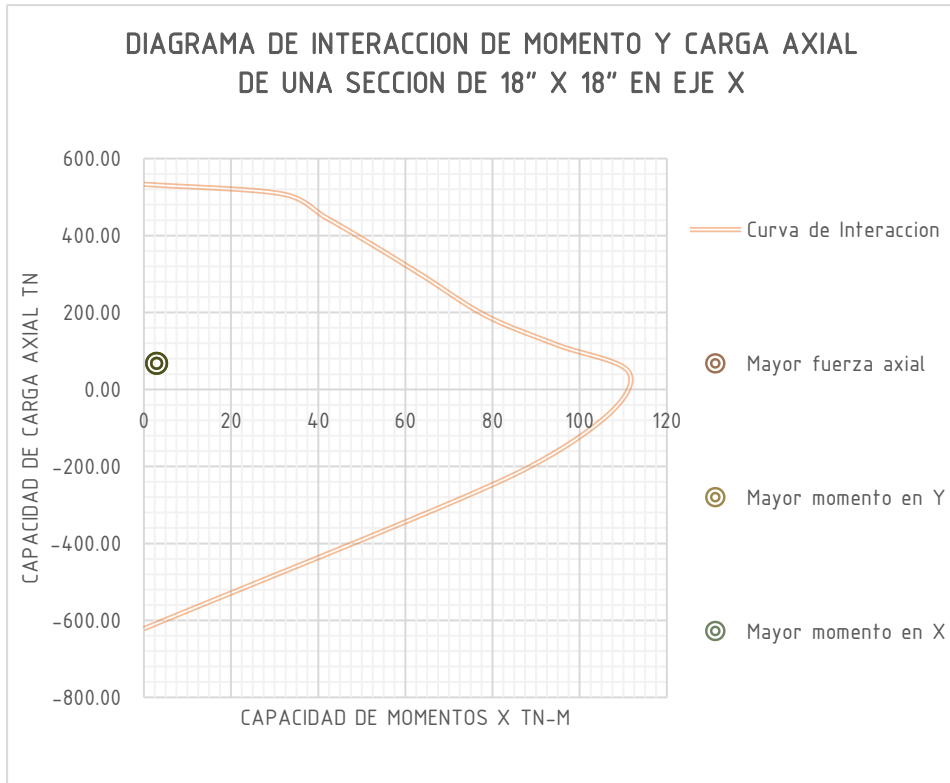
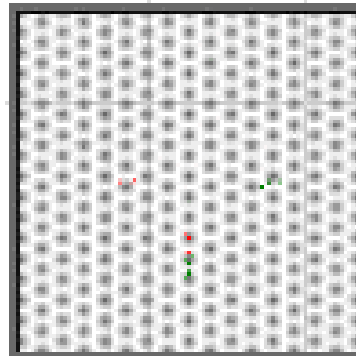


Figura 144: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 18" x 18" en eje X y Y - Bloque 06

DEL PRIMER AL QUINTO PISO



3.6.9. Análisis a flexión biaxial

La NTP E.060 señala que cuando las columnas están sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, se podrá usar la siguiente ecuación aproximada, aplicable a columnas cuadradas o rectangulares con armadura longitudinal simétrica.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a carga axial en flexión biaxial.

P_{nx} : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

P_{ny} : Resistencia nominal bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).

P_{on} : Resistencia nominal bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$)

Tipo de col Resistencia	14x10	14x14	18x18
P_{nx} (Tn)	40.13	64.23	111.24
P_{ny} (Tn)	50.48	64.23	111.24
P_{on} (Tn)	306.95	379.21	533.29
$1/P_{nx}$ (Tn)	0.02	0.02	0.01
$1/P_{ny}$ (Tn)	0.02	0.02	0.01
$1/P_{on}$ (Tn)	0.0033	0.0026	0.0019
P_n (Tn)	24.11	35.09	62.10

Se observa que las columnas tubulares compuestas soportan las combinaciones máximas de cargas axiales y momentos de forma favorable ya que estas combinaciones se encuentran dentro de las curvas de interacción y que a diferencia de las columnas de concreto armado solo existe una curva de interacción por columna para cada eje ya que la sección se mantiene constante en todos los niveles.

3.6.10. Comparación de costos de materiales entre los dos sistemas estructurales.

Se realizó una comparación de los elementos estructurales a nivel de materiales en las partidas estructurales de la FIA para poder verificar en cuanto variará, para esto consideramos partidas de movimiento de tierras, encofrado, concreto y acero, obtuvimos con datos de los costos unitarios del expediente técnico y en caso del acero contactamos

con una empresa cusqueña especializada en construcción con acero y nos brindaron los ratios que utilizan para sus construcciones entre ellas la obra “COLEGIO INNOVA SCHOOL CUSCO”, las cuales tomamos como apropiadas por la cercanía de la obra al proyecto en investigación.

Tabla 217: Costos en concreto y en acero

PARTIDA	CONCRETO			ACERO				
	METRADO	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	METRADO	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL		
SOLADO								
mov tierra	116.16	M3	S/. 28.50	S/. 3,310.50	116.158	M3	S/. 28.50	S/. 3,310.50
concreto	1161.6	M2	S/. 24.65	S/. 28,632.95	1161.58	M2	S/. 24.65	S/. 28,632.95
CIMENTACIONES								
mov tierra	37.31	M3	S/. 28.50	S/. 1,063.34	37.31	M3	S/. 28.50	S/. 1,063.34
concreto	37.31	M3	S/. 171.28	S/. 6,390.46	37.31	M3	S/. 171.28	S/. 6,390.46
SOBRECIMENTOS								
encofrado	662.26	M2	S/. 155.52	S/. 102,994.68	662.26	M2	S/. 155.52	S/. 102,994.68
concreto	79.13	M3	S/. 276.39	S/. 21,870.74	79.13	M3	S/. 276.39	S/. 21,870.74
VIGA DE CIMENTACION								
acero	63982	KG	S/. 3.25	S/. 207,941.44	63982	KG	S/. 3.25	S/. 207,941.44
concreto	788	M3	S/. 362.25	S/. 285,453.00	788	M3	S/. 362.25	S/. 285,453.00
VIGAS PRINCIPALES								
encofrado	140.36	M2	S/. 69.33	S/. 9,731.16	282.37	M2	S/. -	S/. -
acero	93968	KG	S/. 3.25	S/. 305,394.73	206145	KG	S/. 4.50	S/. 927,651.46
concreto	1241.6	M3	S/. 290.16	S/. 360,265.56	0	M3	S/. -	S/. -
VIGAS SECUNDARIAS								
encofrado	697.05	M2	S/. 69.33	S/. 48,326.48	0	M2	S/. -	S/. -
acero	3069.6	KG	S/. 3.25	S/. 9,976.33	55601.7	KG	S/. 4.50	S/. 250,207.82
concreto	62.81	M3	S/. 290.16	S/. 18,224.95	0	M3	S/. -	S/. -
COLUMNAS								
encofrado	3660.6	M2	S/. 69.33	S/. 253,791.48	0	M2	S/. -	S/. -
acero	100525	KG	S/. 3.25	S/. 326,706.48	80509.8	KG	S/. 4.50	S/. 362,294.08
concreto	420.18	M3	S/. 290.16	S/. 128,255.74	217.334	M3	S/. 305.24	S/. 66,339.15
PLACAS								
encofrado	2140.8	M2	S/. 69.33	S/. 148,421.66	0	M2	S/. -	S/. -
acero	17895	KG	S/. 3.25	S/. 58,158.88	68754.3	KG	S/. 4.50	S/. 309,394.15
concreto	279.86	M3	S/. 290.16	S/. 82,530.71	0	M3	S/. -	S/. -
LOSAS								
encofrado	4808.6	M2	S/. 102.50	S/. 492,885.60	0	M2	S/. -	S/. -
acero	44390	KG	S/. 3.25	S/. 144,266.95	6329.54	M2	S/. 66.00	S/. 417,749.28
concreto	628.3	M3	S/. 290.16	S/. 159,525.37	632.954	M3	S/. 253.90	S/. 160,706.88
LOSAS ALIGERADA TECHO								
encofrado	1455.3	M2	S/. 102.50	S/. 149,171.33	1455.33	M2		S/. -
acero	973.71	KG	S/. 3.25	S/. 3,164.56	973.71	KG	S/. 66.00	S/. 64,264.86
concreto	60.12	M3	S/. 290.16	S/. 15,264.47	60.12	M3	S/. 253.90	S/. 15,264.47

Como se observa en elementos estructurales como vigas y placas se tiene partidas de encofrado y concreto igual a cero, se mantuvo las dimensiones y partidas de la subestructura. En las columnas estructurales, la partida de concreto disminuyo en un 50% por estas razones el presupuesto de materiales en partidas estructurales disminuirá en un 4%.



CAPITULO 4

RESULTADOS

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. Variación de masas entre los sistemas estructurales

Después del modelamiento de la estructura FIA, en concreto armado según las especificaciones y planos del expediente técnico y en acero según los dimensionamientos y diseño detallados en los cálculos de la presente investigación, a continuación mostraremos la diferencia en casa piso por bloque y por último un cuadro de resumen con la comparación de las masas en los bloques, donde se encontró notable diferencia en el bloque 2 y una diferencia desapercibiere en el bloque 6.

Tabla 218: Masas por bloque de cada piso

MASAS (tnf - s2/m)		
#BLOQUE	Bloque 1	
#PISO	ACERO	CONCRETO
Piso 5	13.20	19.34
Piso 4	18.89	33.03
Piso 3	20.39	30.74
Piso 2	20.54	31.06
Piso 1	20.72	31.2
TOTAL	93.74	145.37

MASAS (tnf - s2/m)		
#BLOQUE	Bloque 2	
#PISO	ACERO	CONCRETO
Piso 5	25.45	56.37
Piso 4	33.14	73.18
Piso 3	34.70	47.92
Piso 2	34.49	47.48
Piso 1	37.42	57.7
TOTAL	165.19	282.65

MASAS (tnf - s2/m)		
#BLOQUE	Bloque 3	
#PISO	ACERO	CONCRETO
Piso 5	14.46	20
Piso 4	20.57	27.34
Piso 3	20.29	26.6
Piso 2	20.44	26.12
Piso 1	20.51	26.02
TOTAL	96.27	126.08

MASAS (tnf - s2/m)		
#BLOQUE	Bloque 4	
#PISO	ACERO	CONCRETO
Piso 5	13.55	21.56
Piso 4	15.34	25.39
Piso 3	17.36	23.66
Piso 2	17.36	23.66
Piso 1	17.53	23.91
TOTAL	81.14	118.17

MASAS (tnf - s2/m)		
#BLOQUE	Bloque 5	
#PISO	ACERO	CONCRETO
Piso 5	12.77	22.99
Piso 4	17.43	24.02
Piso 3	18.34	23.3
Piso 2	19.20	23.22
Piso 1	19.38	26.29
TOTAL	87.11	119.82

MASAS (tnf - s2/m)		
#BLOQUE	Bloque 6	
#PISO	ACERO	CONCRETO
Piso 5	3.91	5.26
Piso 4	5.31	5.8
Piso 3	5.31	5.8
Piso 2	5.31	5.8
Piso 1	5.34	5.83
TOTAL	25.17	28.48

Tabla 219: Diferencia entre masas de estructura de concreto y masas de estructura de acero

Diferencia de masas (tnf-s2/m)	
Bloque 1	51.63
Bloque 2	117.46
Bloque 3	29.81
Bloque 4	37.03
Bloque 5	32.71
Bloque 6	3.31

4.2. Comparación de derivas (drifts) y desplazamientos de los diferentes bloques

A continuación se muestra la comparación de cada uno de las derivas (drifts) y desplazamientos, en el mismo eje y bajo la aplicación del espectro en la misma dirección, obtenidos en el análisis en los diferentes sistemas estructurales.

DERIVAS DE LOS DIAFRAGMAS DE PISO CON LOS DIFERENTES ESPECTROS – EJE X

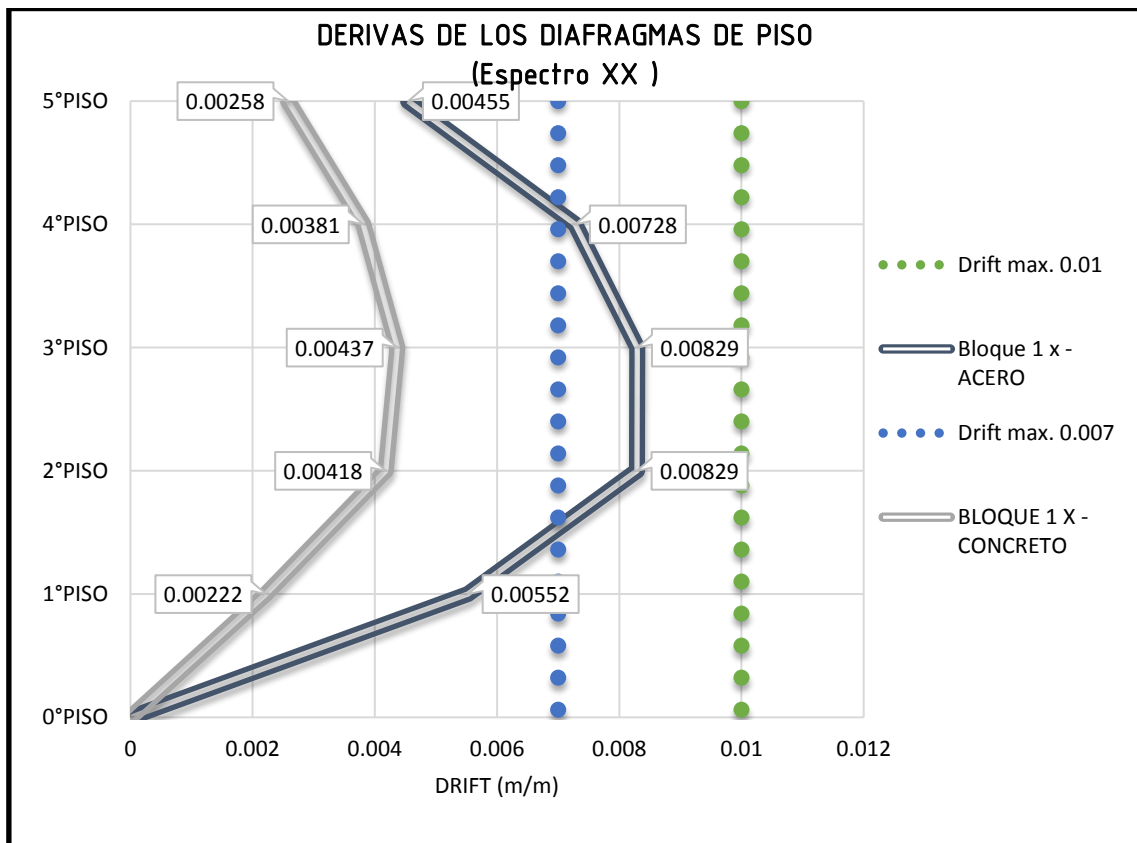


Figura 145: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 01 (eje x)

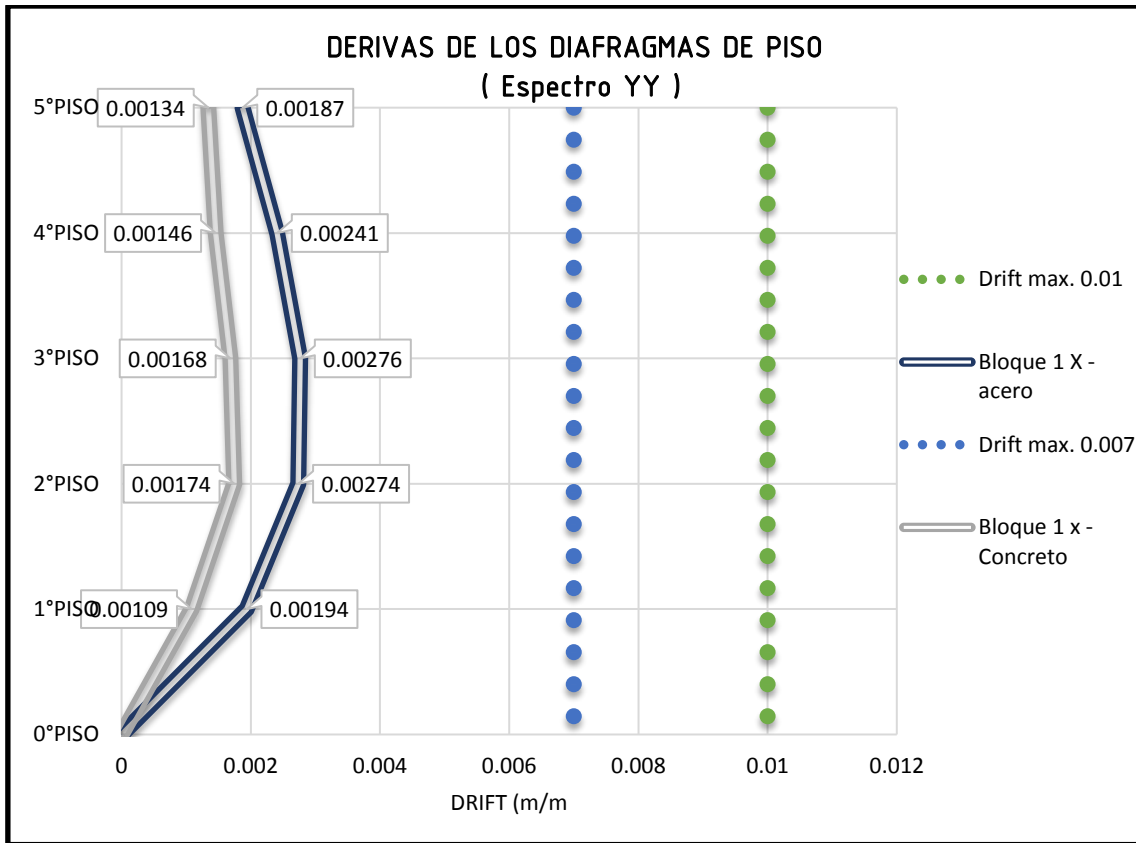


Figura 146: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 01 (eje x)

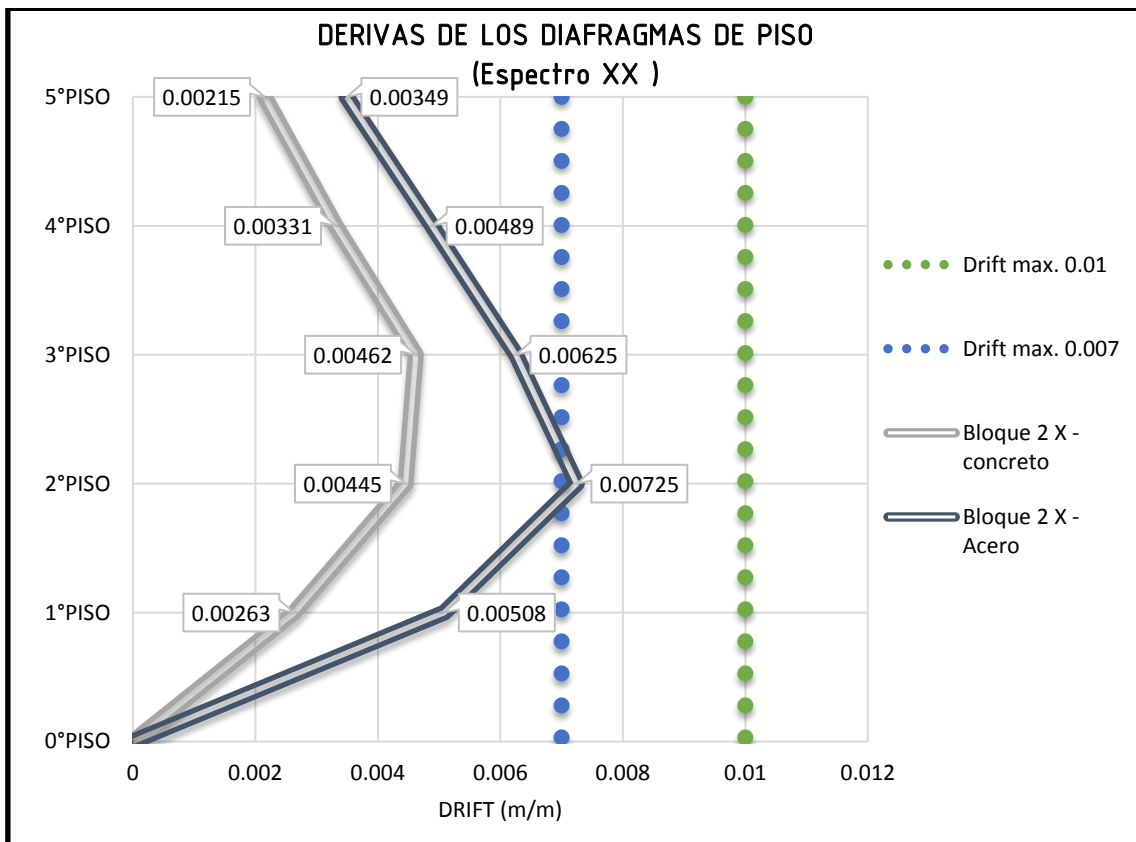


Figura 147: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 02 (eje x)

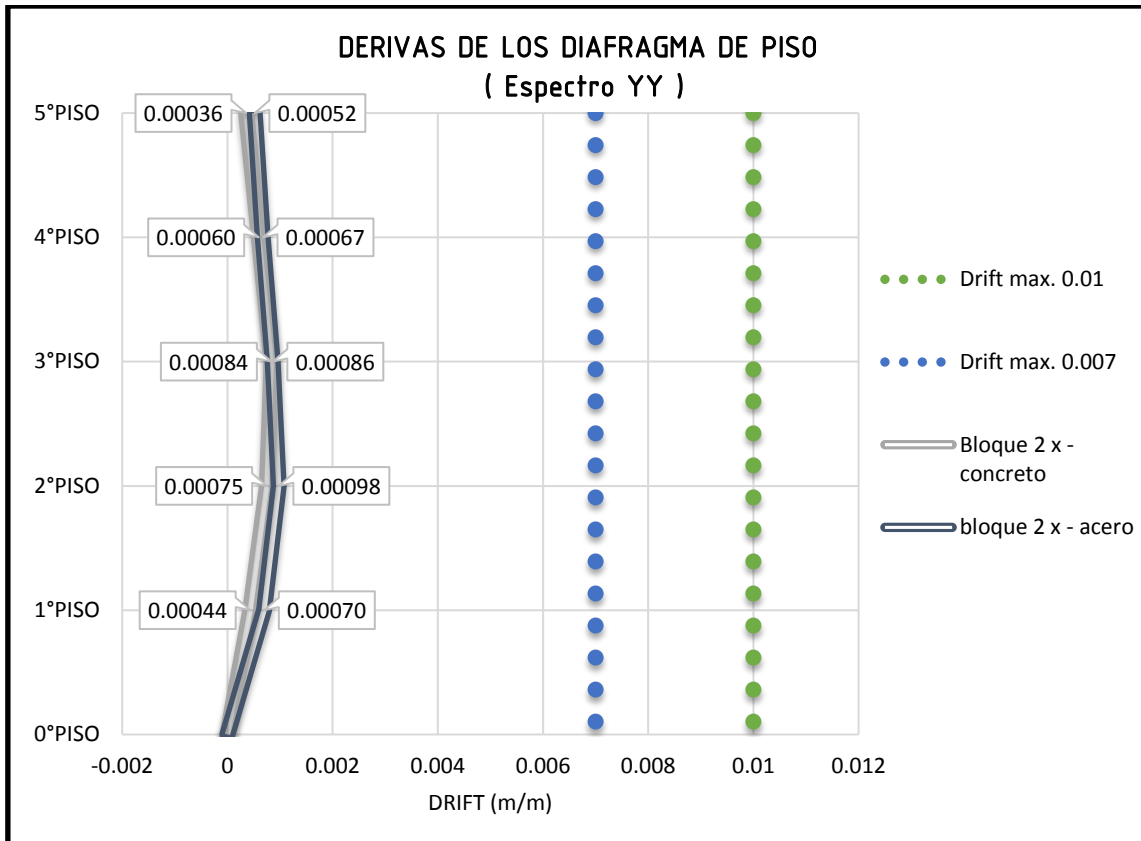


Figura 148: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 02 (eje x)

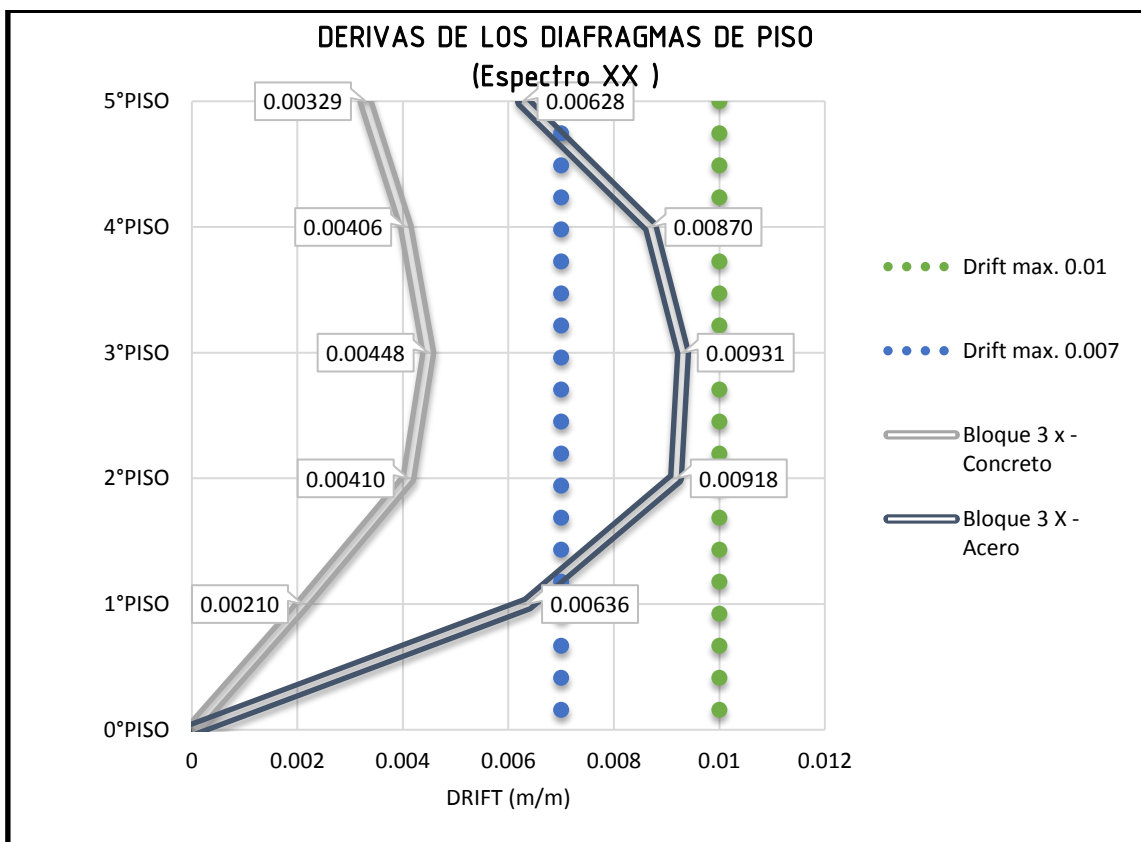


Figura 149: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 03 (eje x)

Como podemos observar existe un mayor drift en el sistema estructural de acero, pero igual cumple con el drift máximo indicado en la norma E 0.30 (0.01).

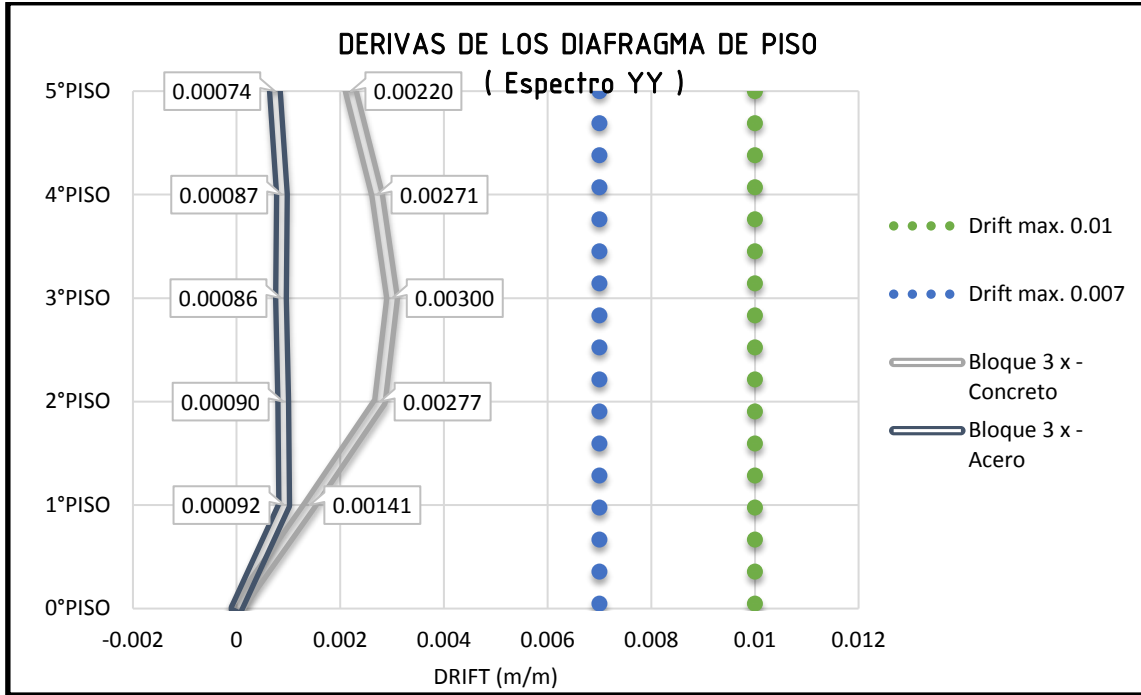


Figura 150: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 03 (eje x)

Las columnas usadas en este bloque fueron de 14”x14”, además se incrementaron columnas para poder colocar los arriostres en los lugares donde iban las placas de la estructura en concreto armado. Al ser este uno de los bloques más pequeños analizados podemos observar que la rigidez dada por estas columnas extra se obtuvo un drift menor.

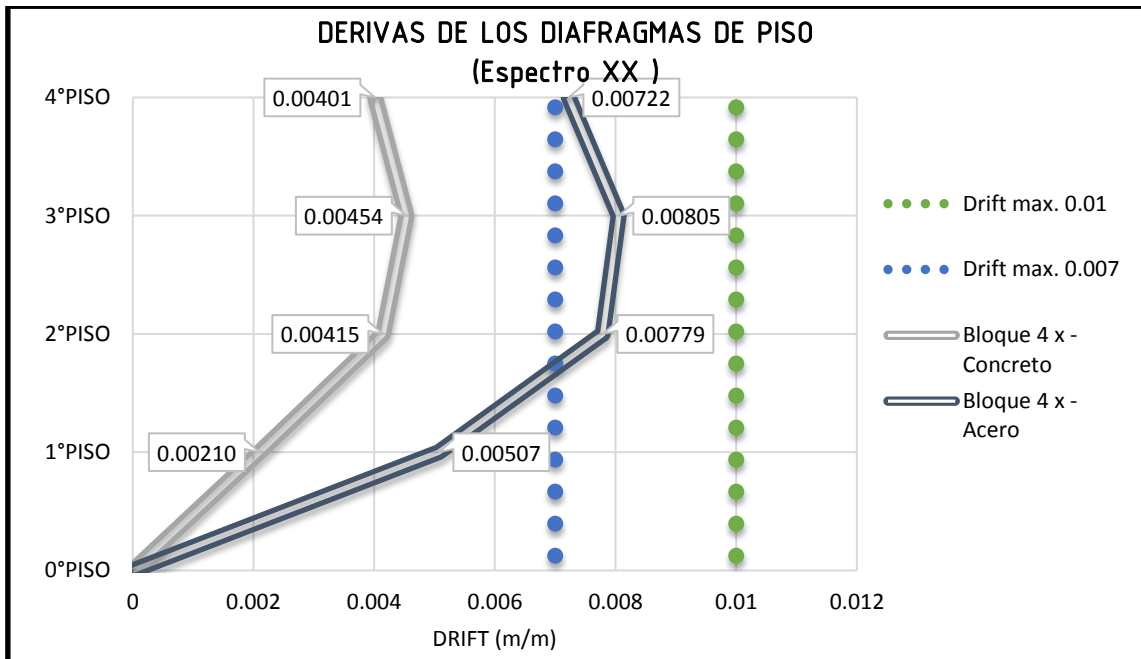


Figura 151: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04 (eje x)_i

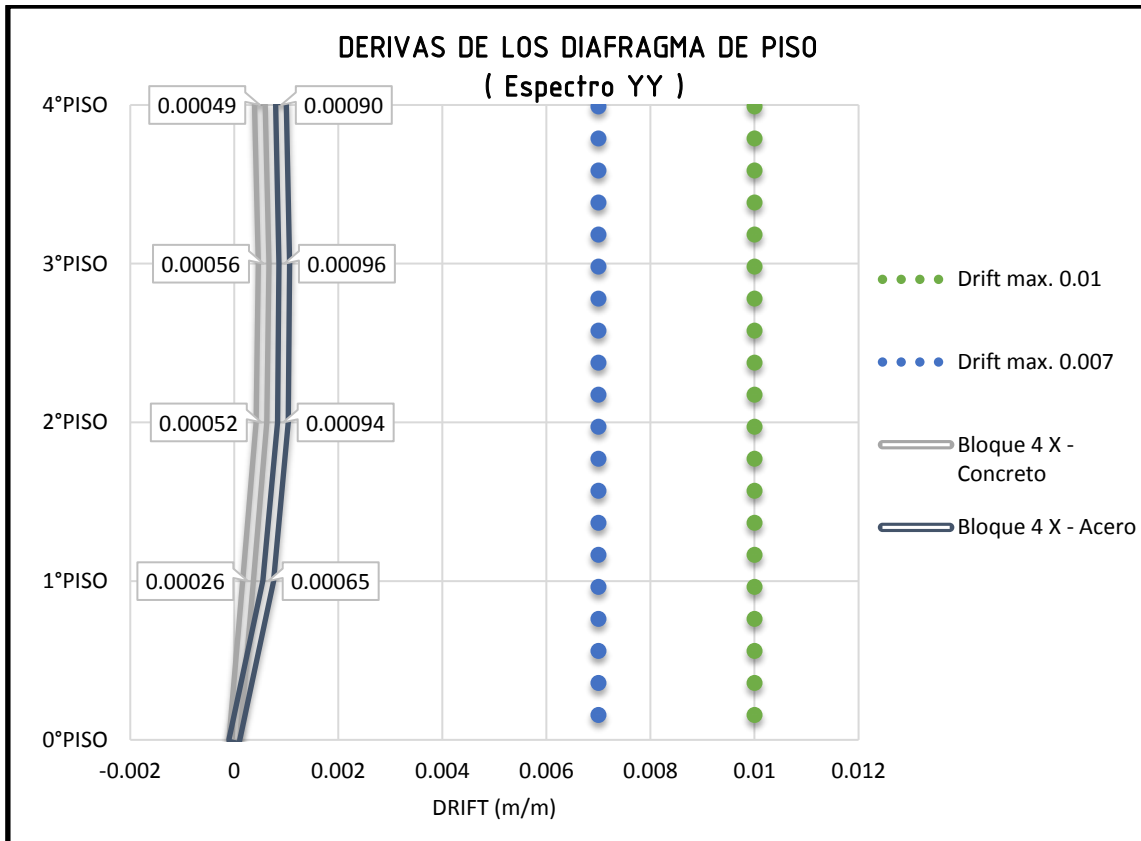


Figura 152: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04 (eje x)

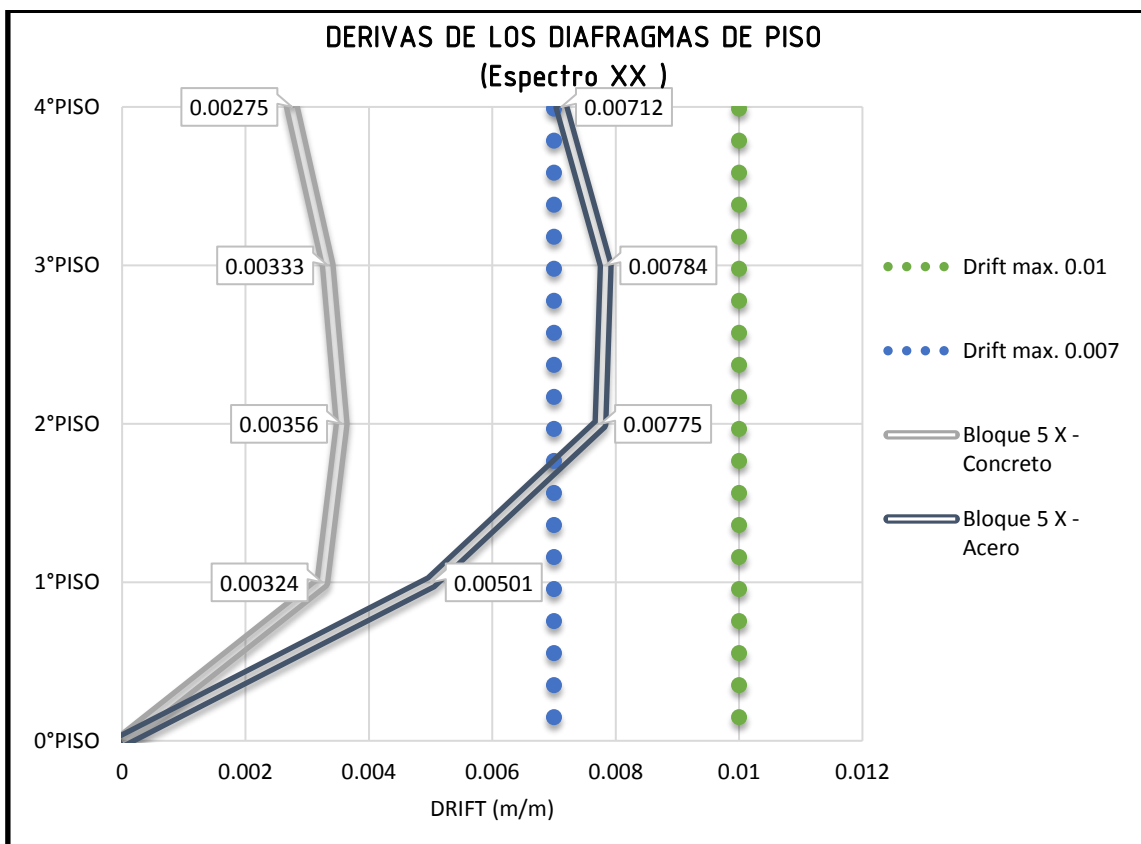


Figura 153: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 (eje x)

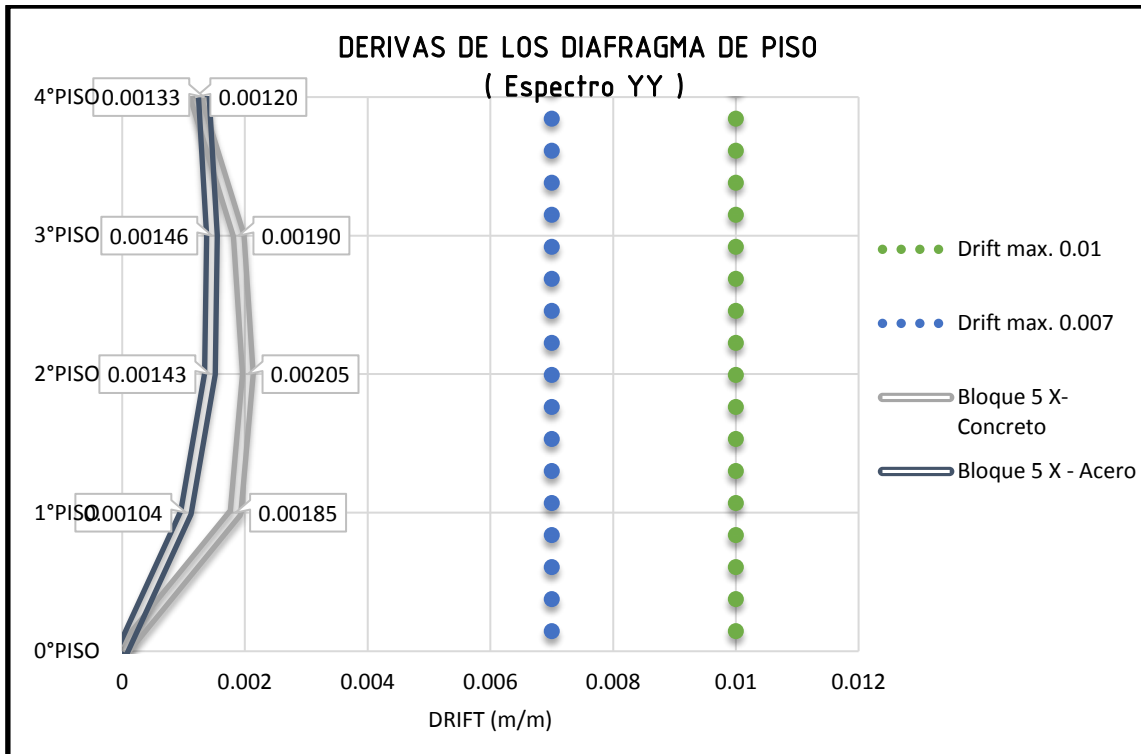


Figura 154: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 (eje x)

Al igual que las columnas usadas en el bloque 3, estas fueron de 14”x14”, además se incrementaron columnas para poder colocar los arriostres en los lugares donde iban las placas de la estructura en concreto armado. Tiene el eje y de menor dimensión, podemos observar que la rigidez dada por estas columnas extra se obtuvo un drift menor.

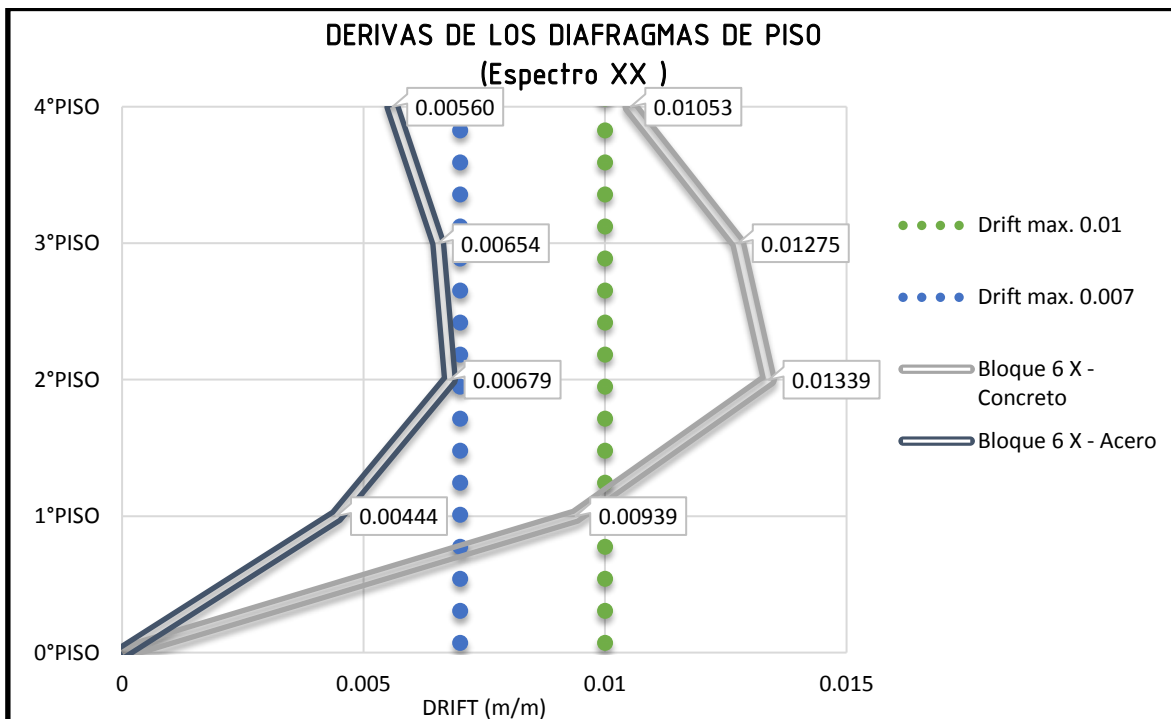


Figura 155: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06 (eje x)

El drift de la estructura de concreto no cumple con los parámetros indicados en la norma E 030 pero diseñamos las columnas de acero de modo que si cumpla los valores límites y que se cuente con este tipo de perfil en el mercado

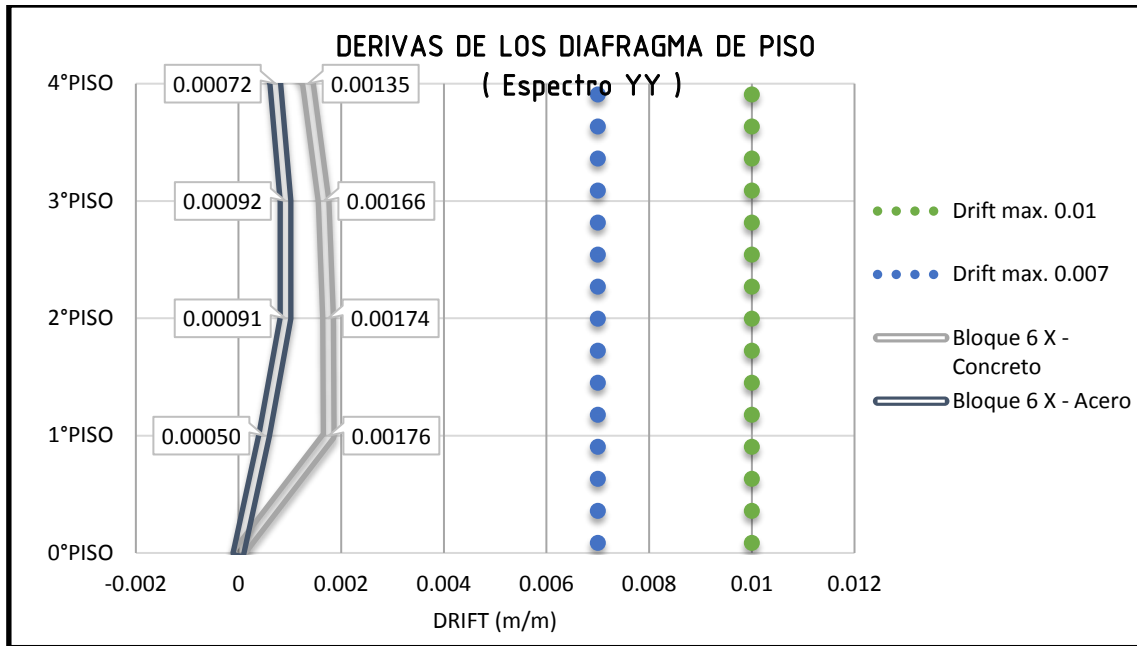


Figura 156: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06 (eje x)

En el bloque 6 se vieron los drifts mayores en el concreto, por ello para evitar que los drift en acero pasaran los límites indicados en la norma E 030 se utilizaron las secciones más grandes.

DERIVAS DE LOS DIAFRAGMAS DE PISO CON LOS DIFERENTES ESPECTROS – EJE Y

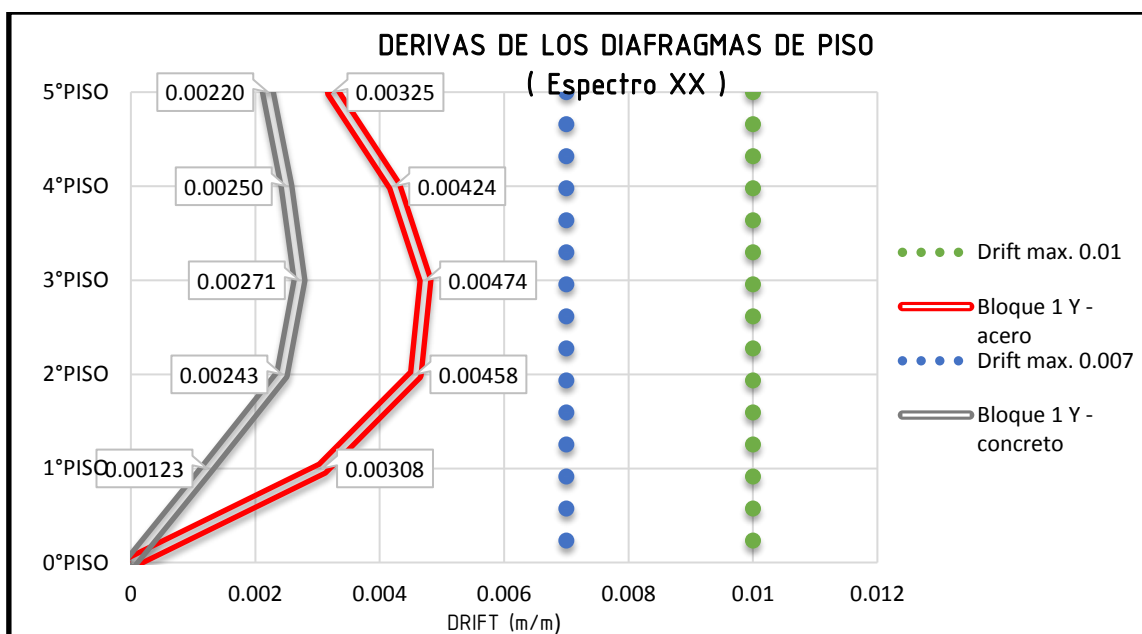


Figura 157: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 01 (eje Y)

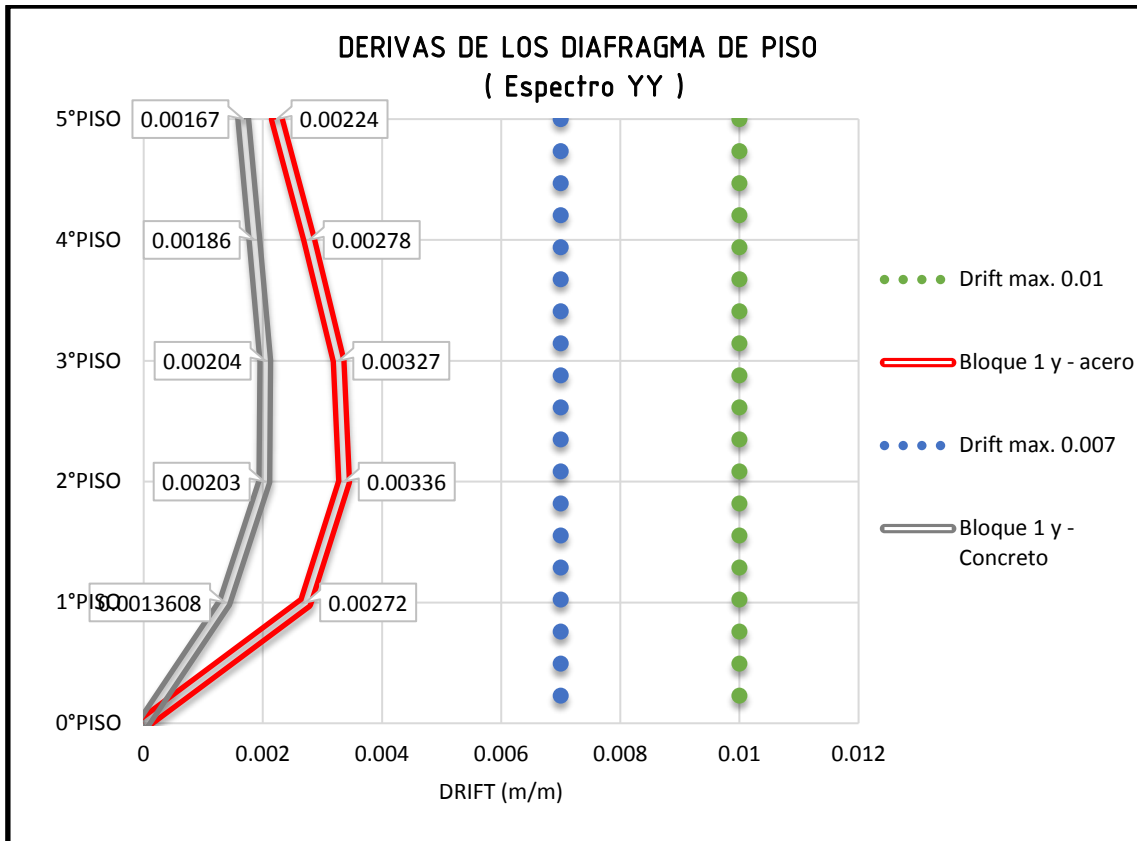


Figura 158: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 01 (eje Y)

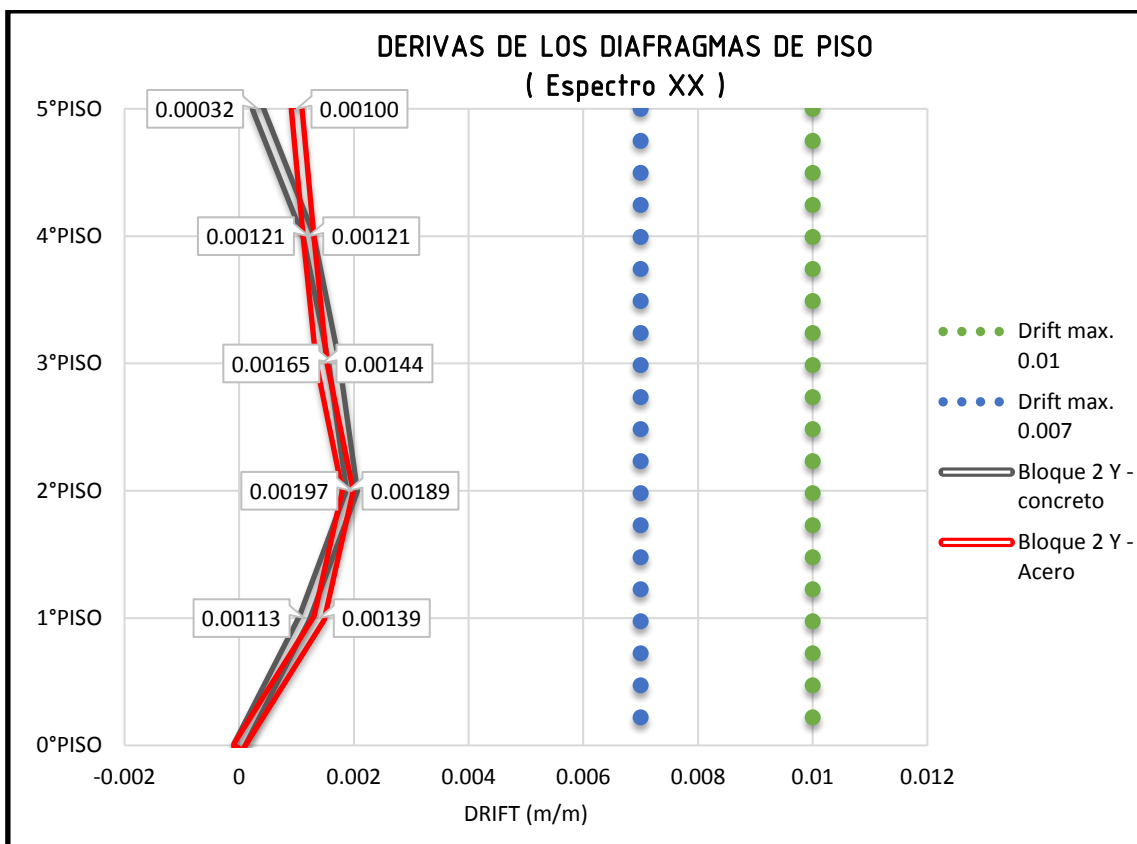


Figura 159: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 02 (eje Y)

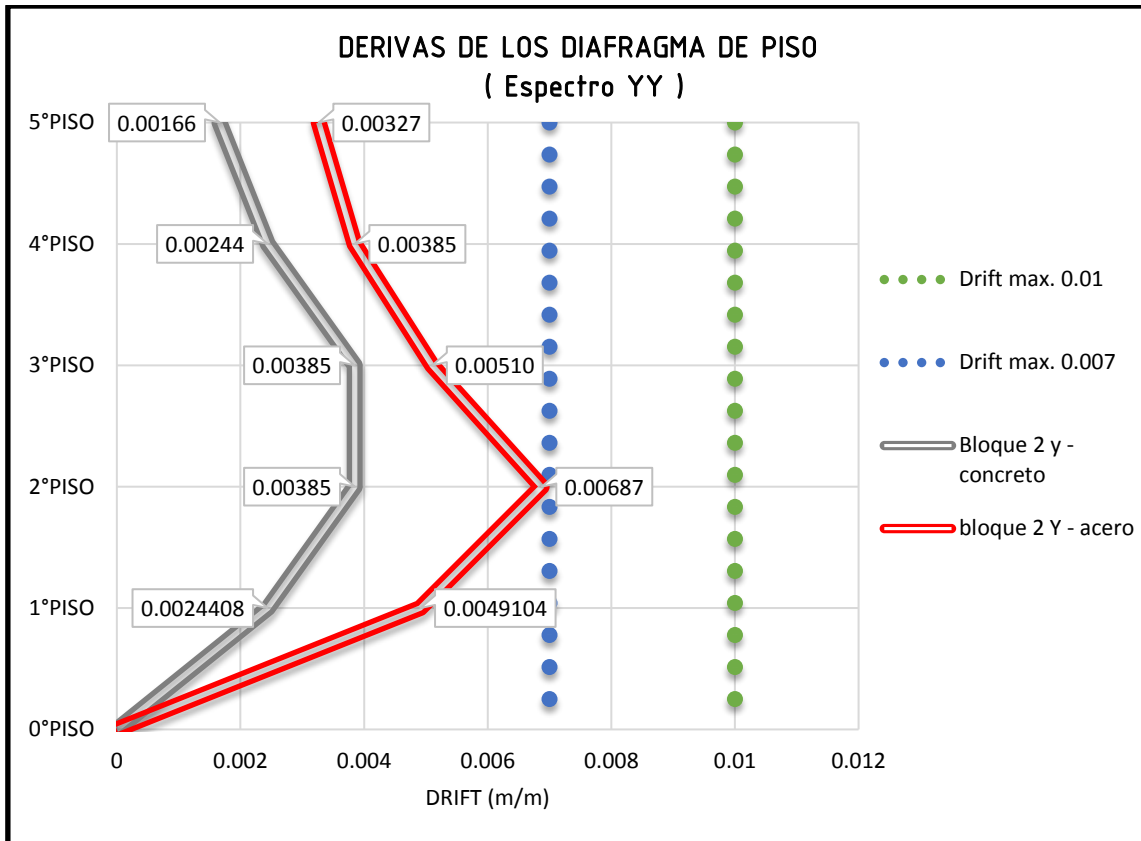


Figura 160: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 02 (eje Y)

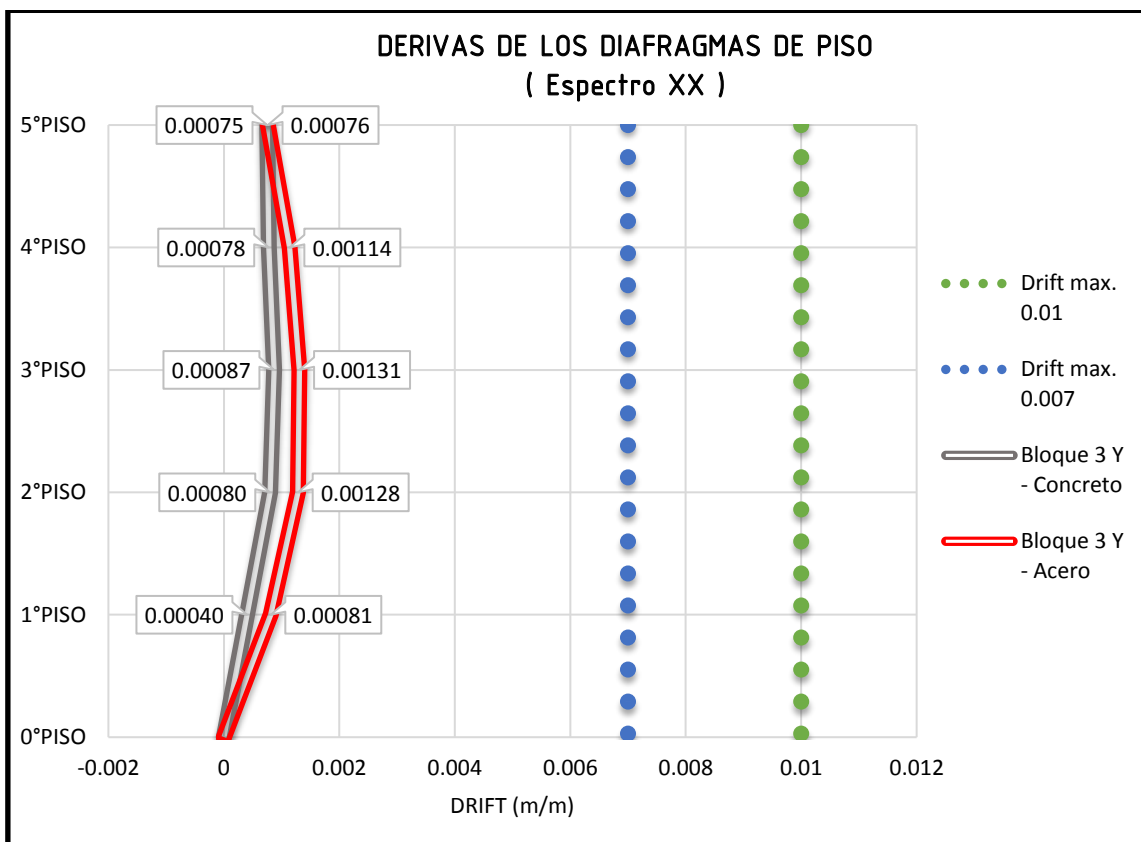


Figura 161: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 03 (eje Y)

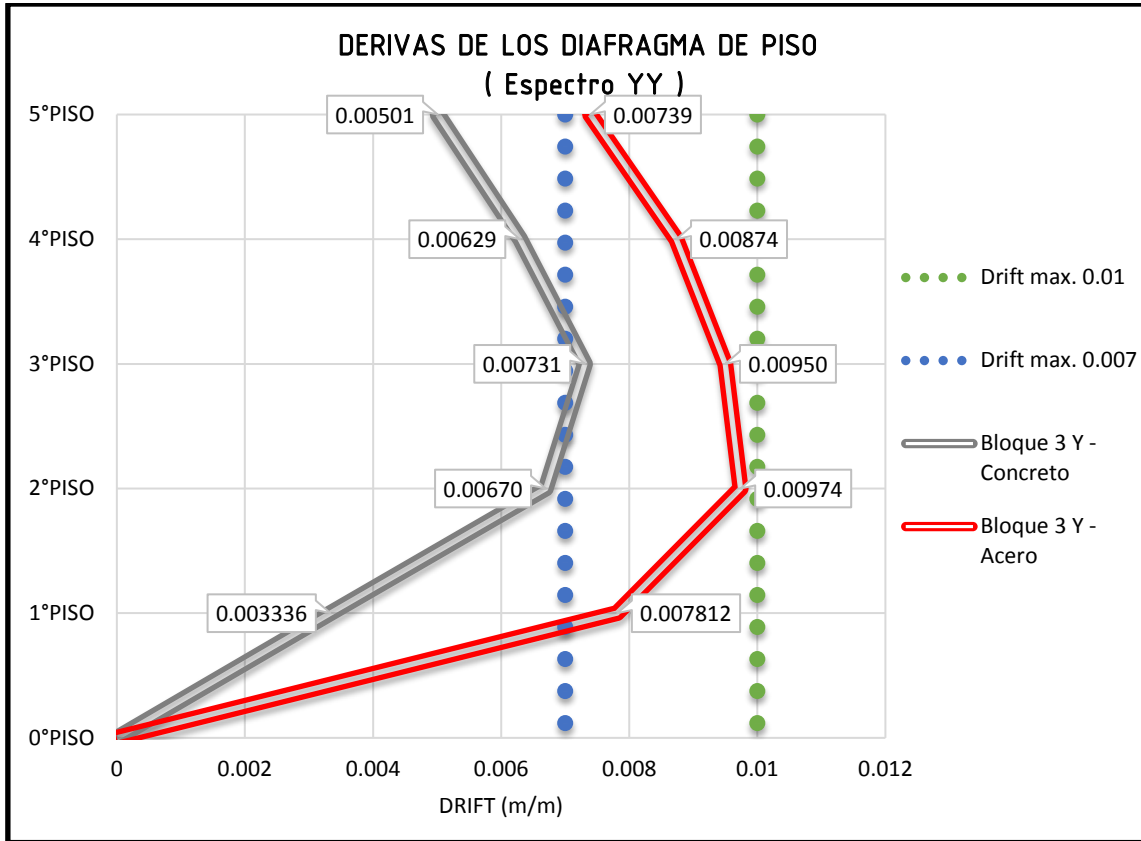


Figura 162: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 03 (eje Y)

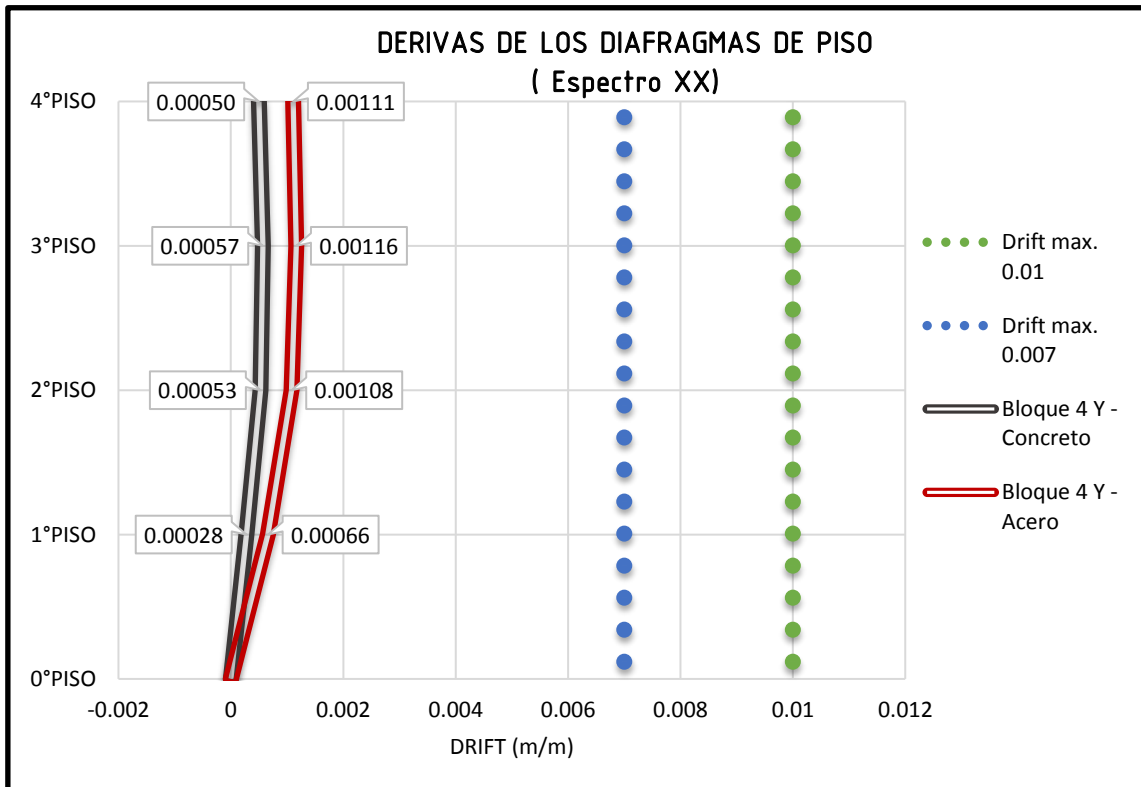


Figura 163: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04 (eje Y)

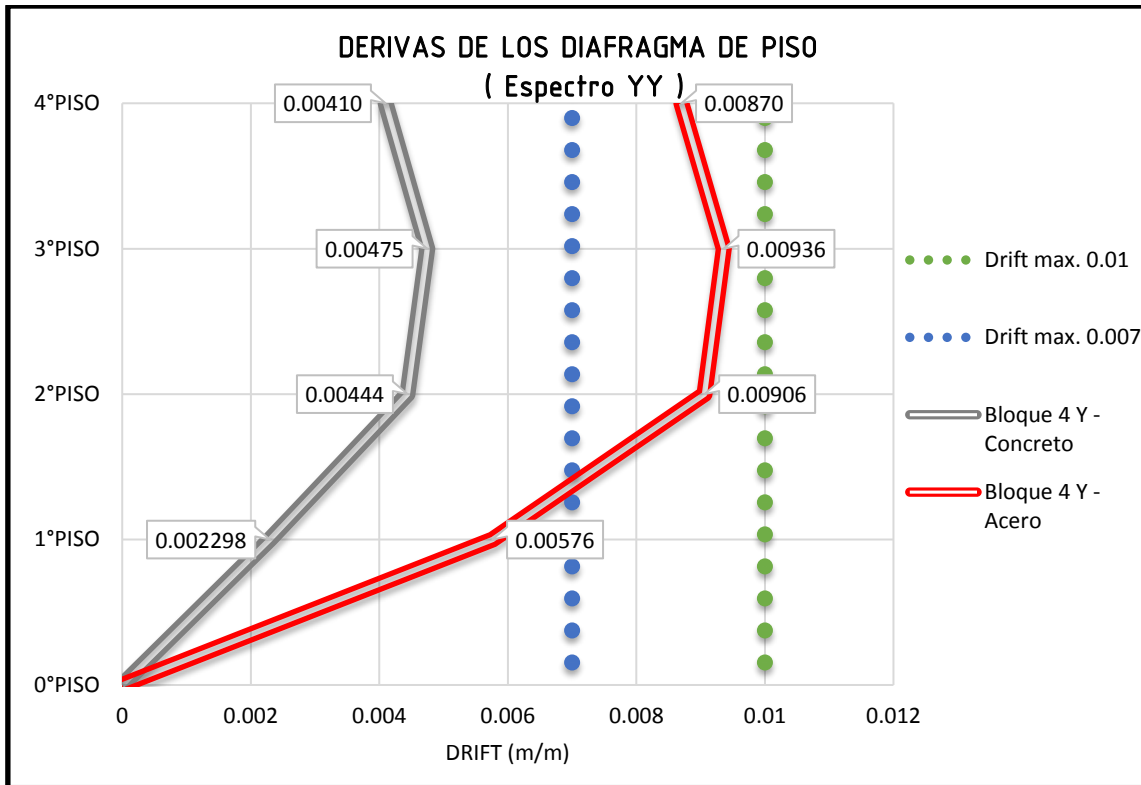


Figura 164: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04 (eje Y)

Al igual que en el eje x se observa que los drifts mayores se dan en el sistema estructural de acero. Cabe recalcar que siempre se cumplió con el drift límite de la norma E 030.

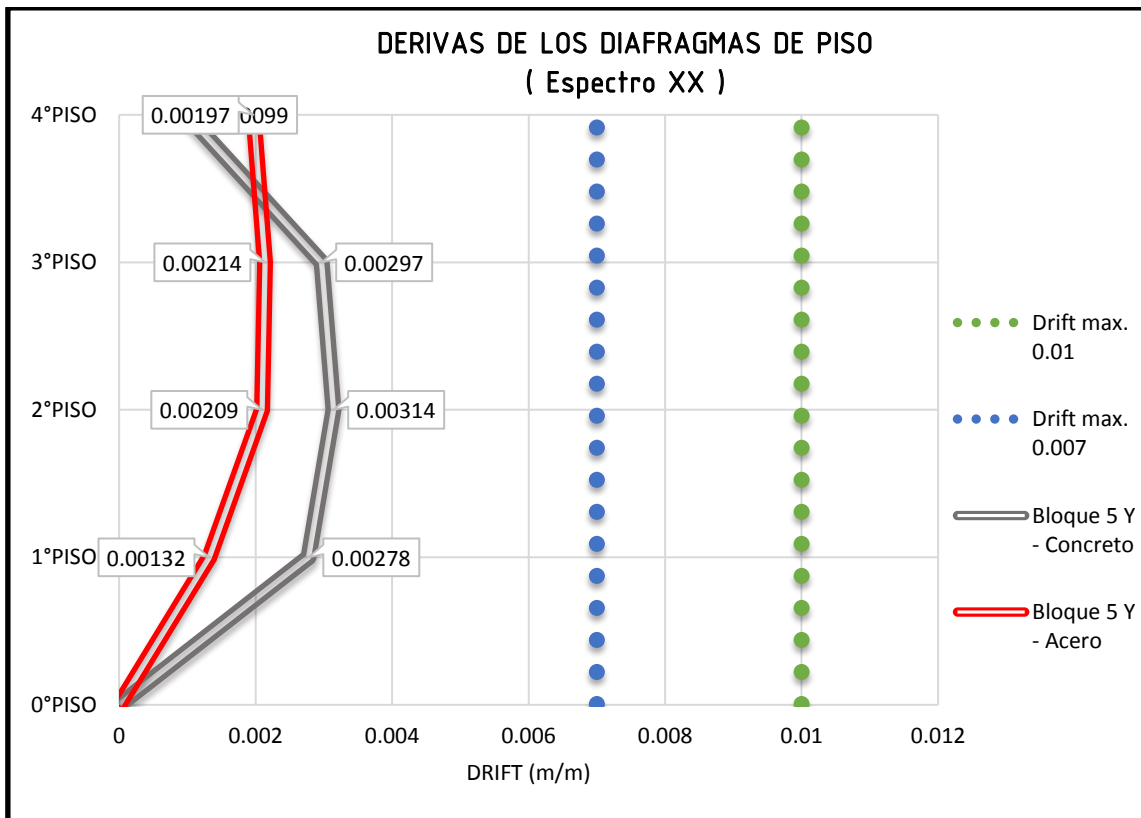


Figura 165: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 05 (eje Y)

Los drifts en acero del bloque 5 en el eje Y son menores porque se añadieron columnas extras para sostener los arriostres y el bloque es más esbelto en este eje.

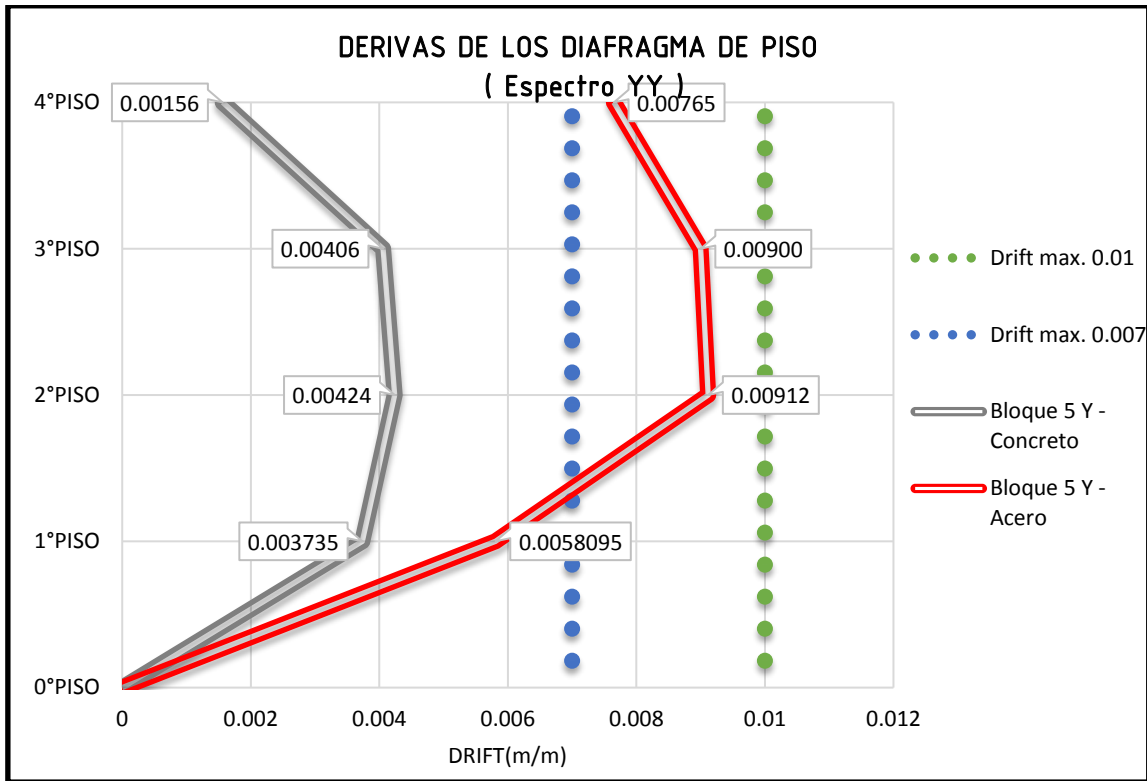


Figura 166: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 (eje Y)

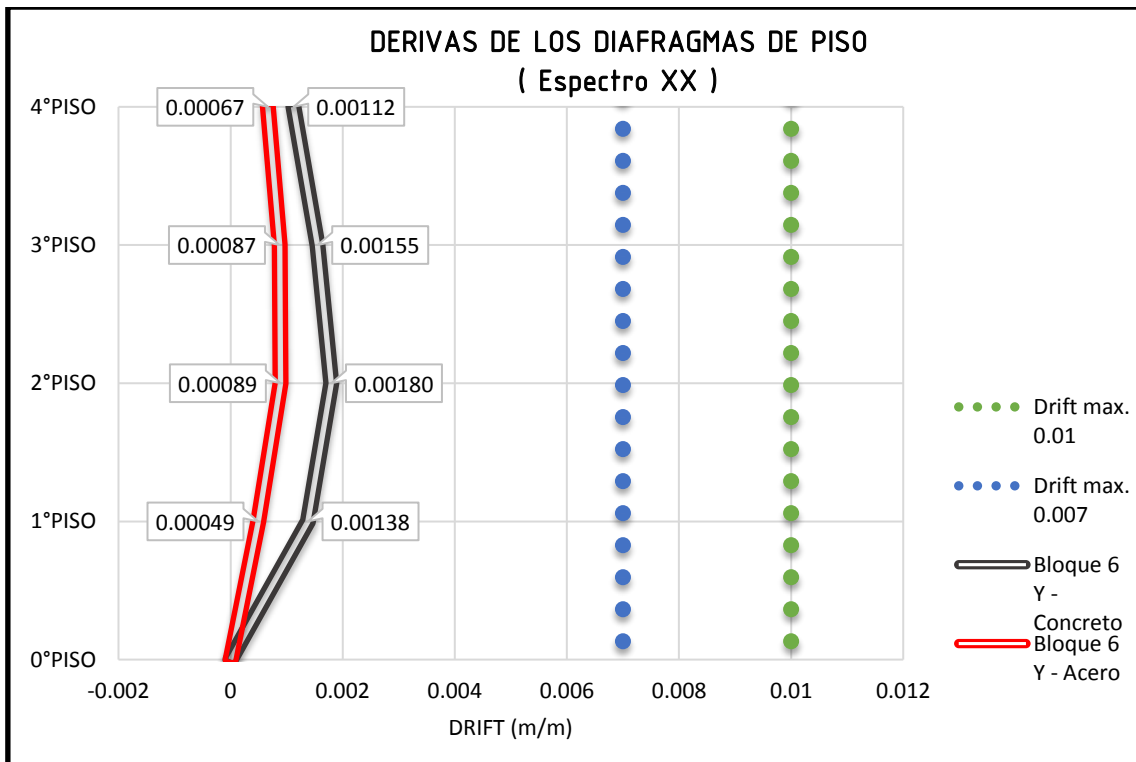


Figura 167: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06 (eje Y)

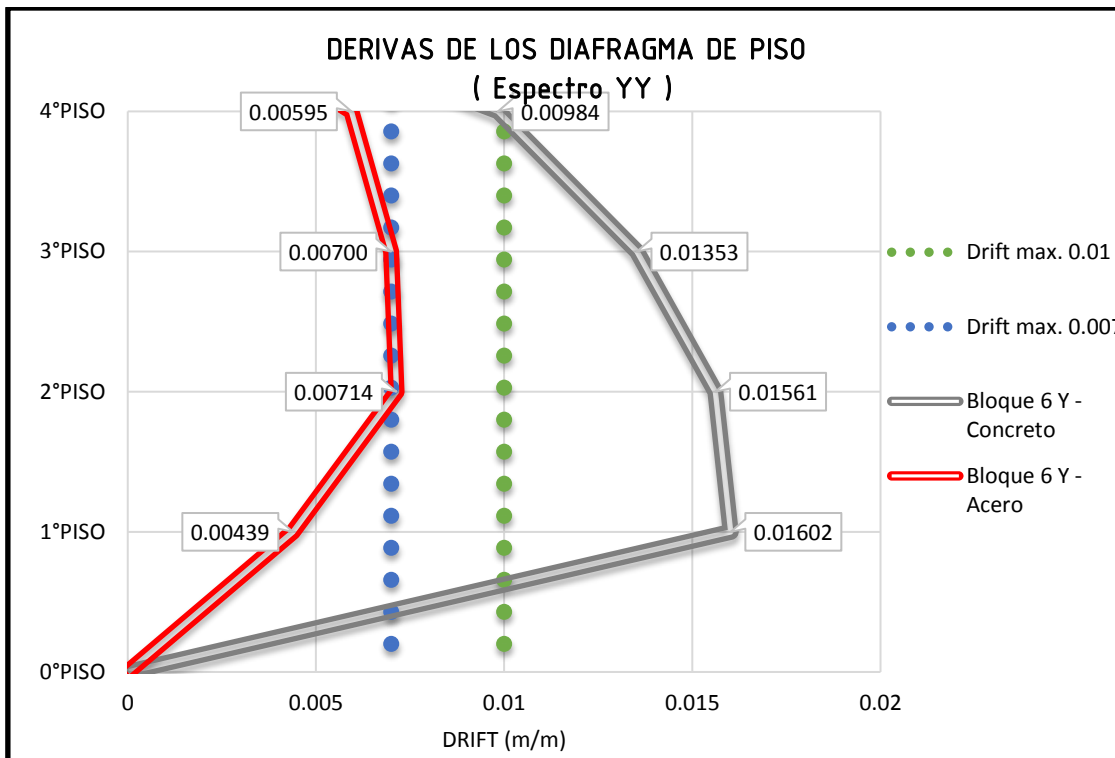


Figura 168: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06 (eje Y)

Al igual que en eje X los drifts en el eje Y del bloque 6 pasaron los limites indicados en la norma.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL CENTRO DE MASAS CON LOS DIFERENTES ESPECTROS – EJE X

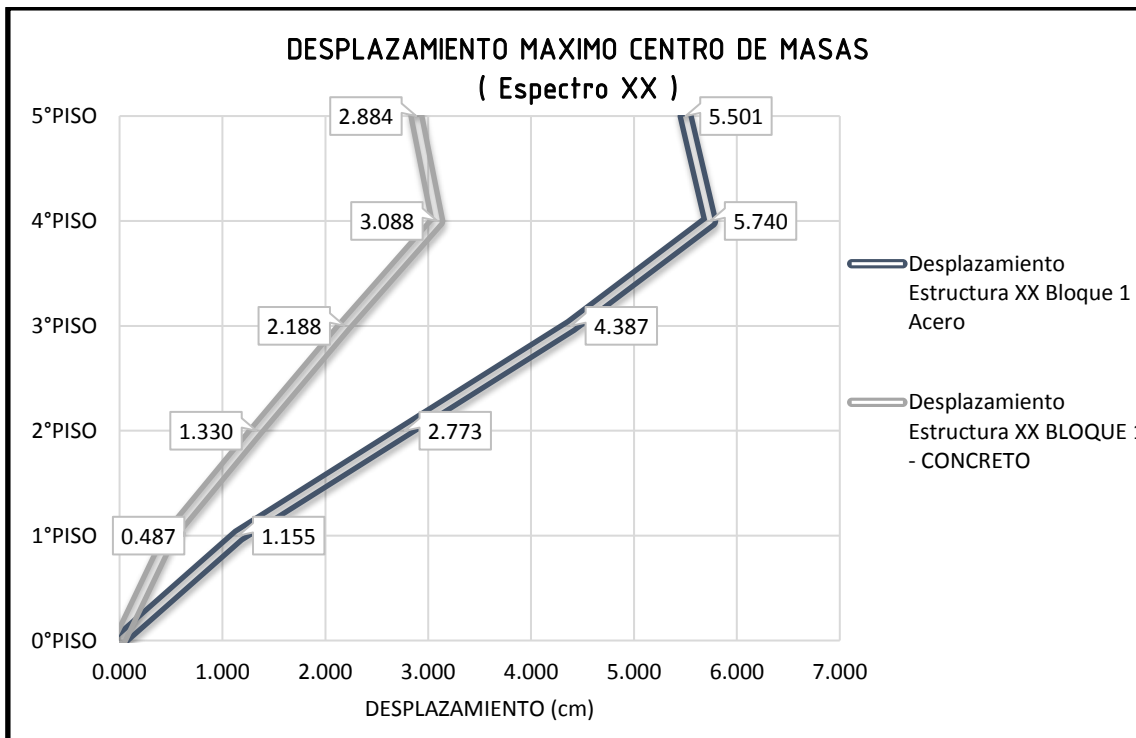


Figura 169: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 01 (eje x)

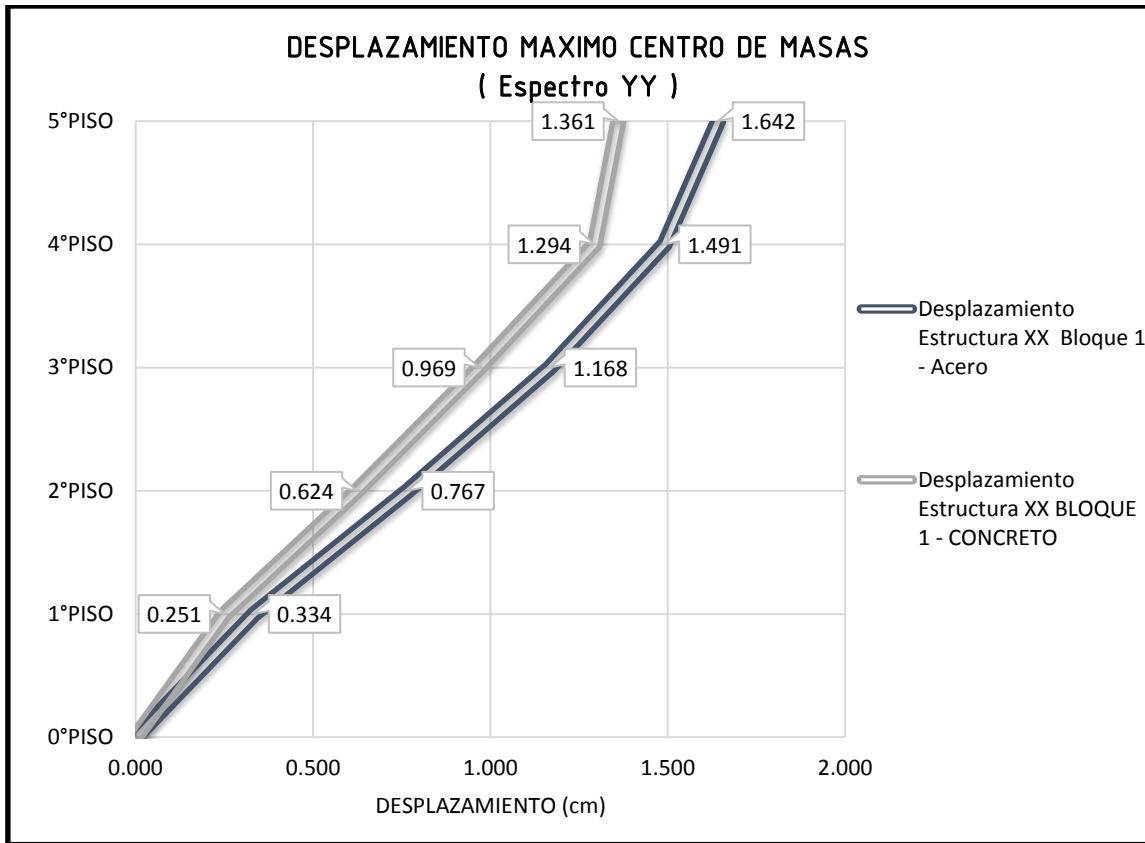


Figura 170: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 01 (eje x)

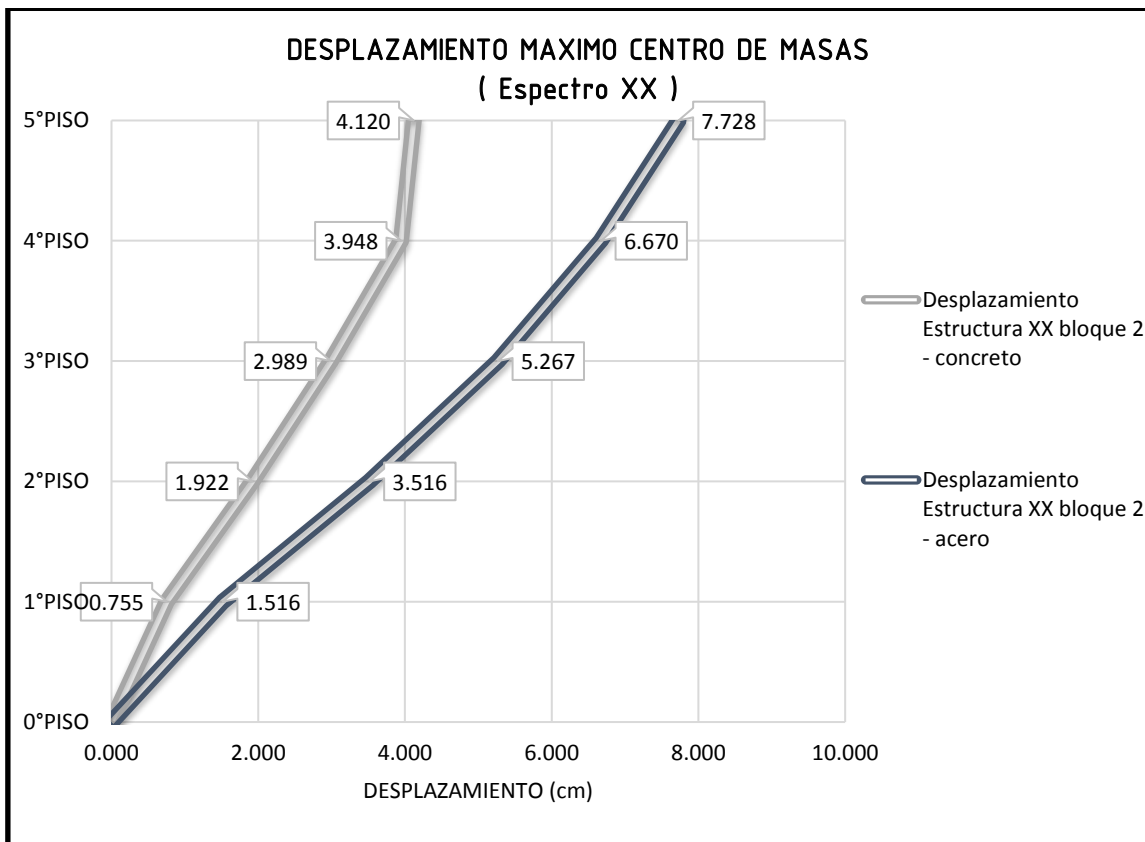


Figura 171: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 02 (eje x)

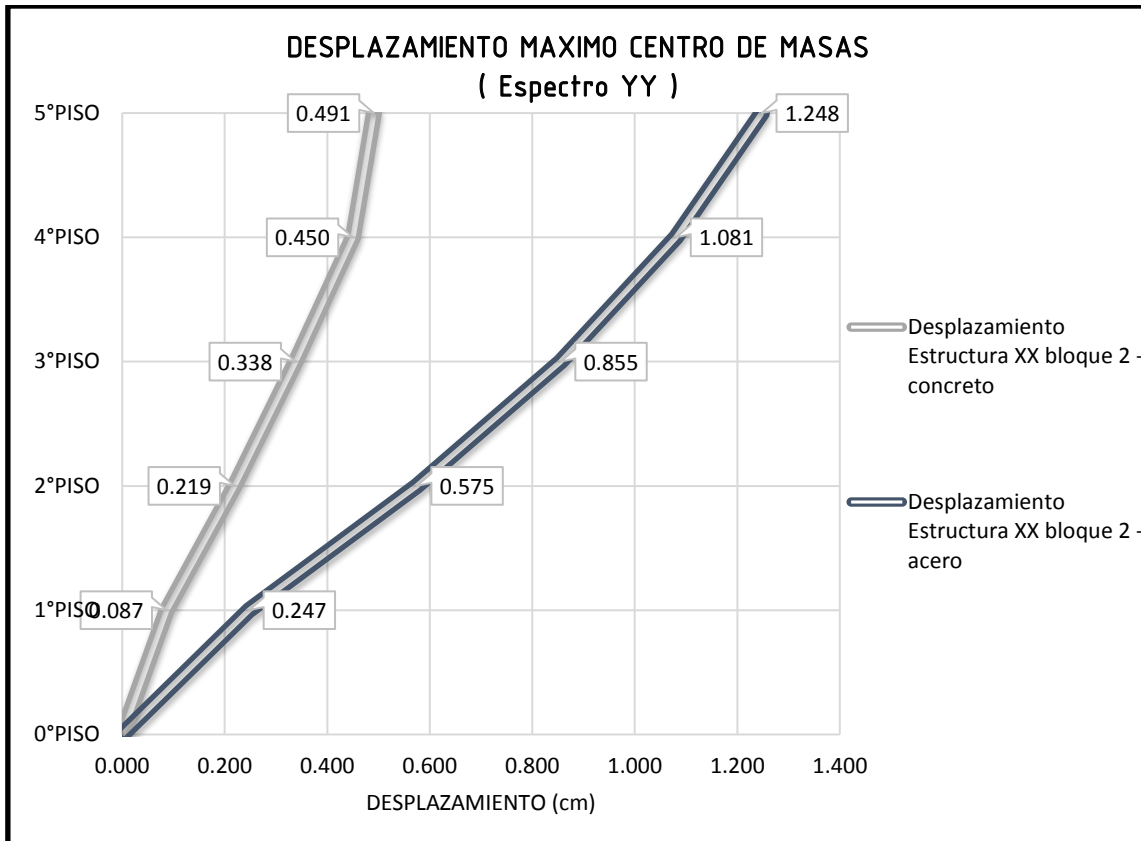


Figura 172: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 02 (eje x)

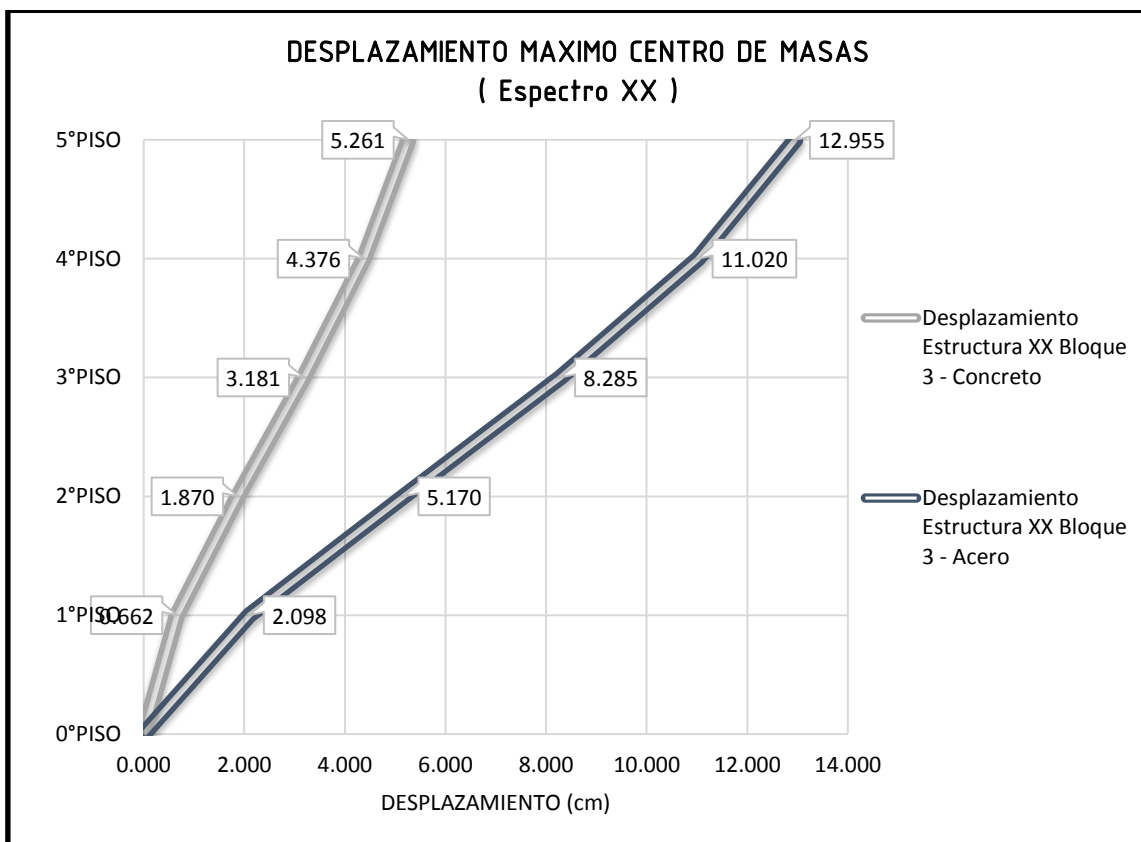


Figura 173: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 03 (eje x)

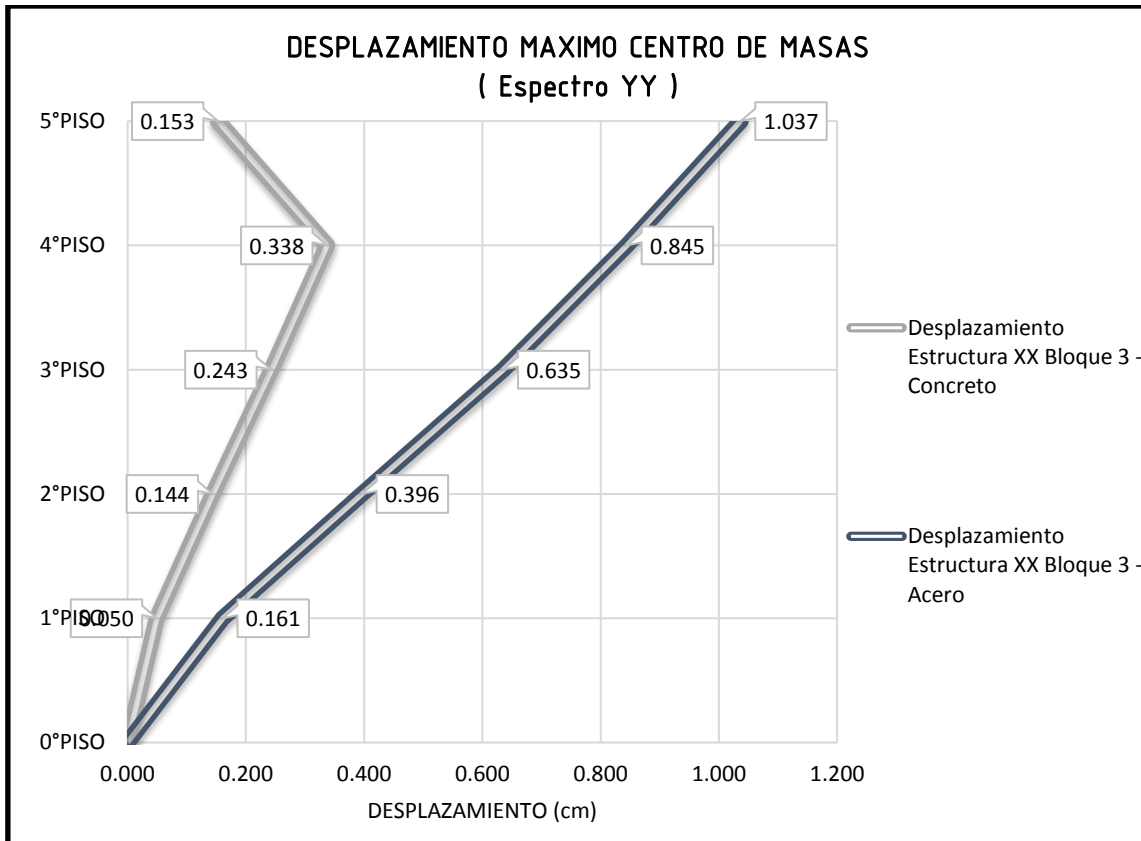


Figura 174: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 03 (eje x)

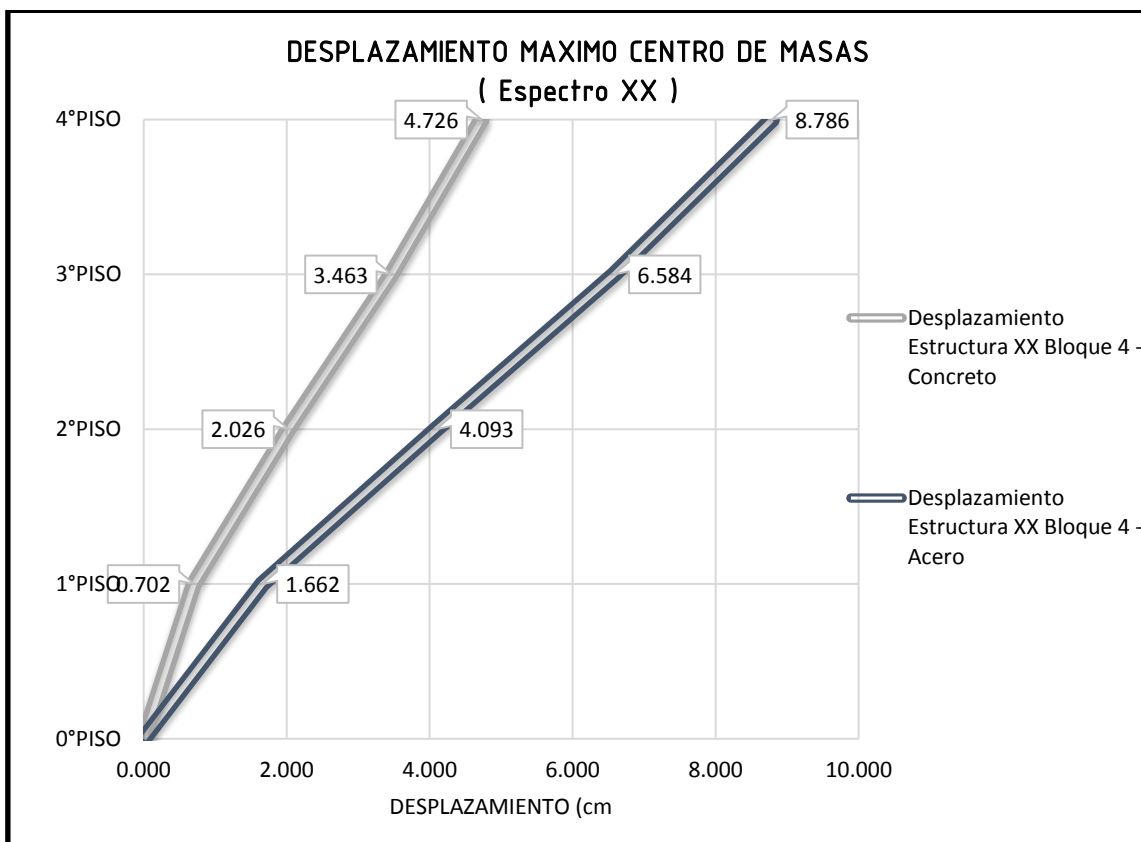


Figura 175: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 04 (eje x)

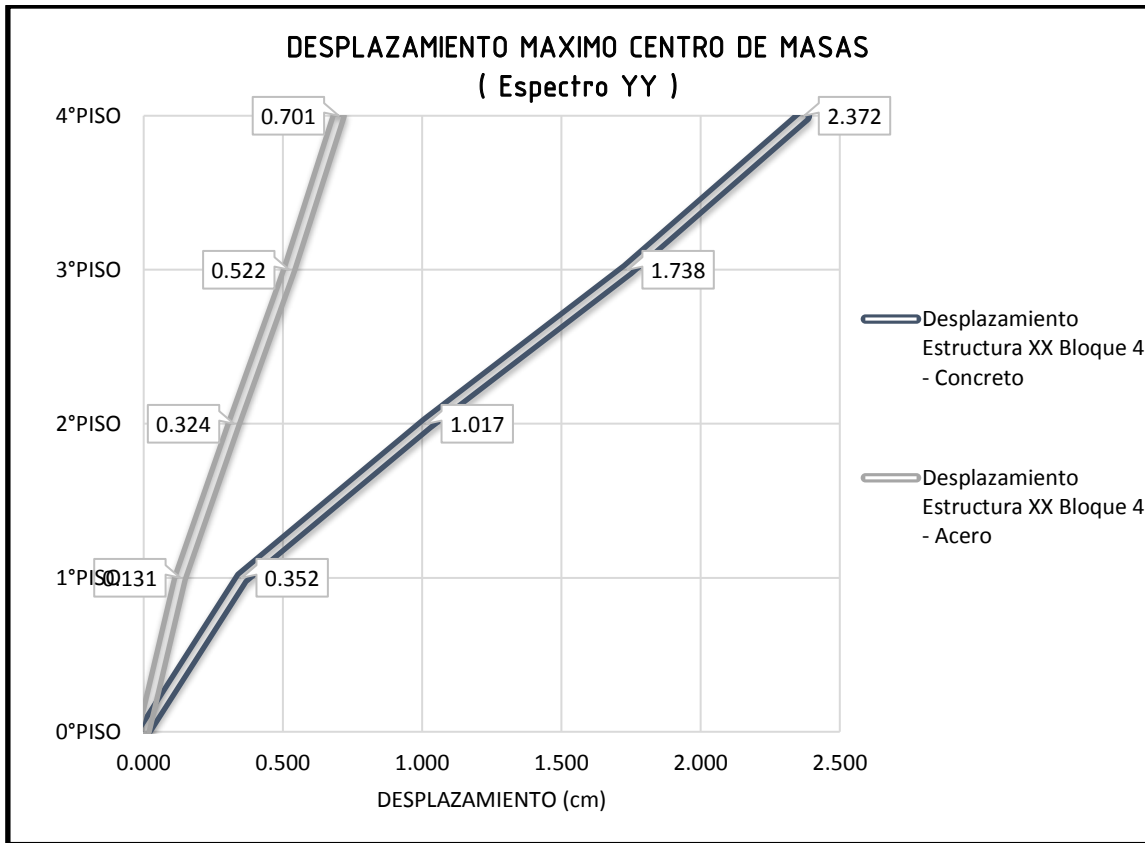


Figura 176: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 04 (eje x)

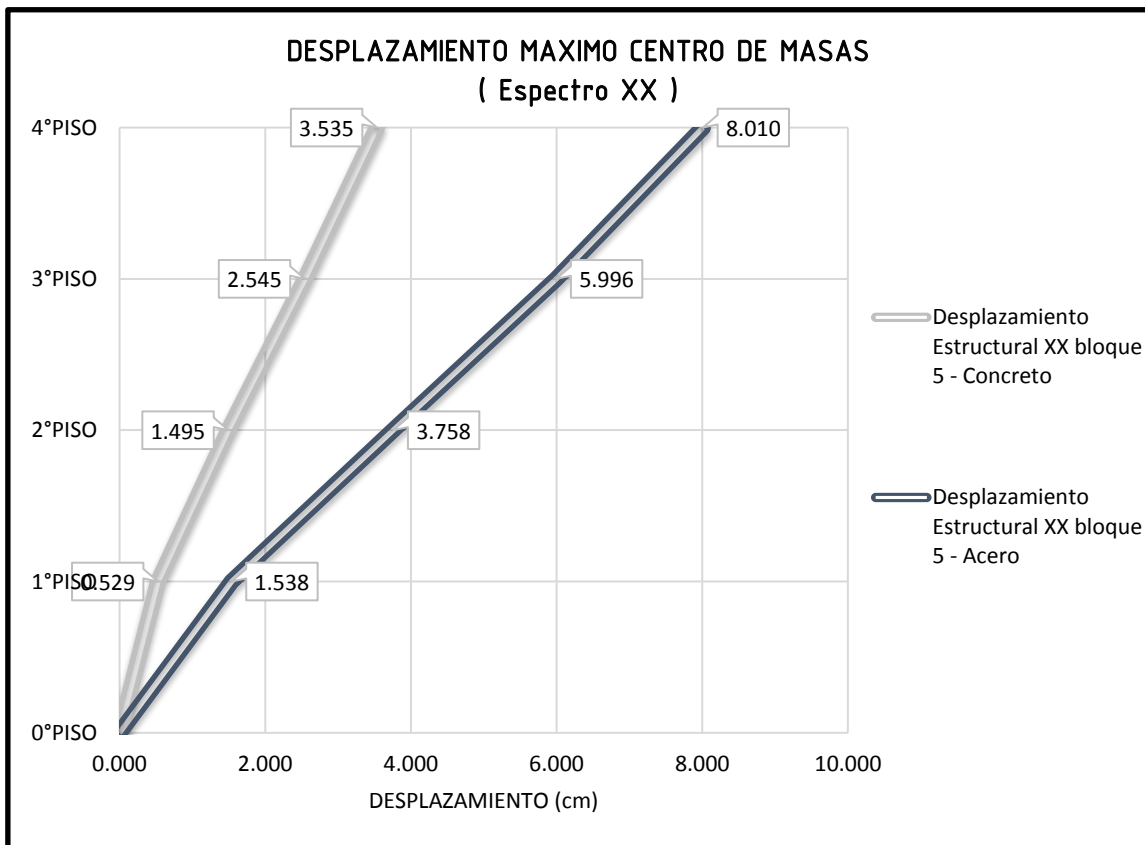


Figura 177: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 05 (eje x)

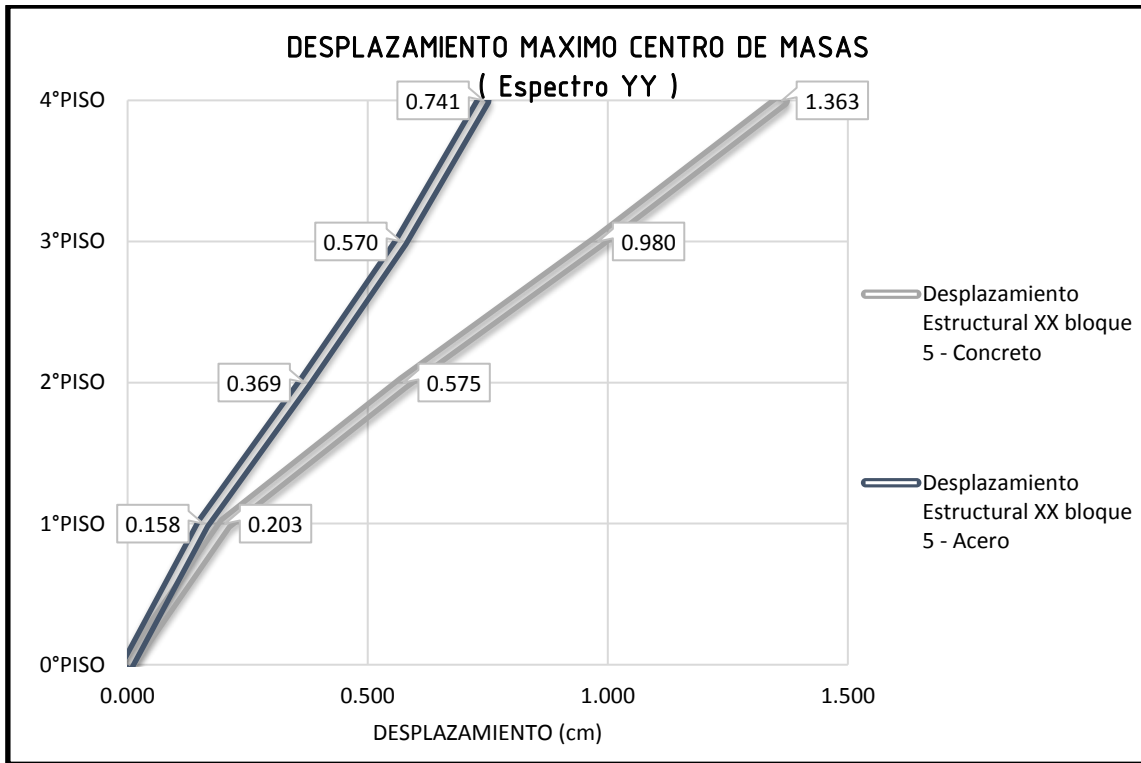


Figura 178: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 05 (eje x)

Como se vio en la figura 206, se obtuvo un drift mayor de la estructura en concreto con respecto a la estructura en acero cuando se le aplica espectro YY en el bloque 5, por lo tanto el desplazamiento también será mayor en el concreto.

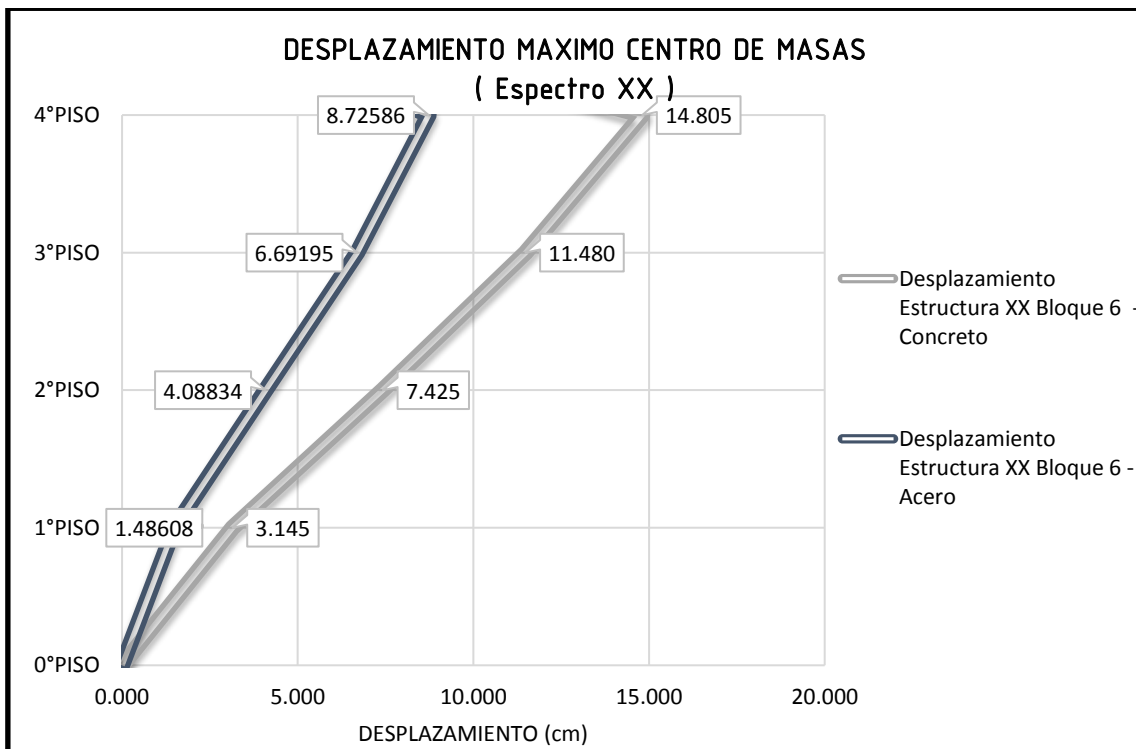


Figura 179: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 06 (eje x)

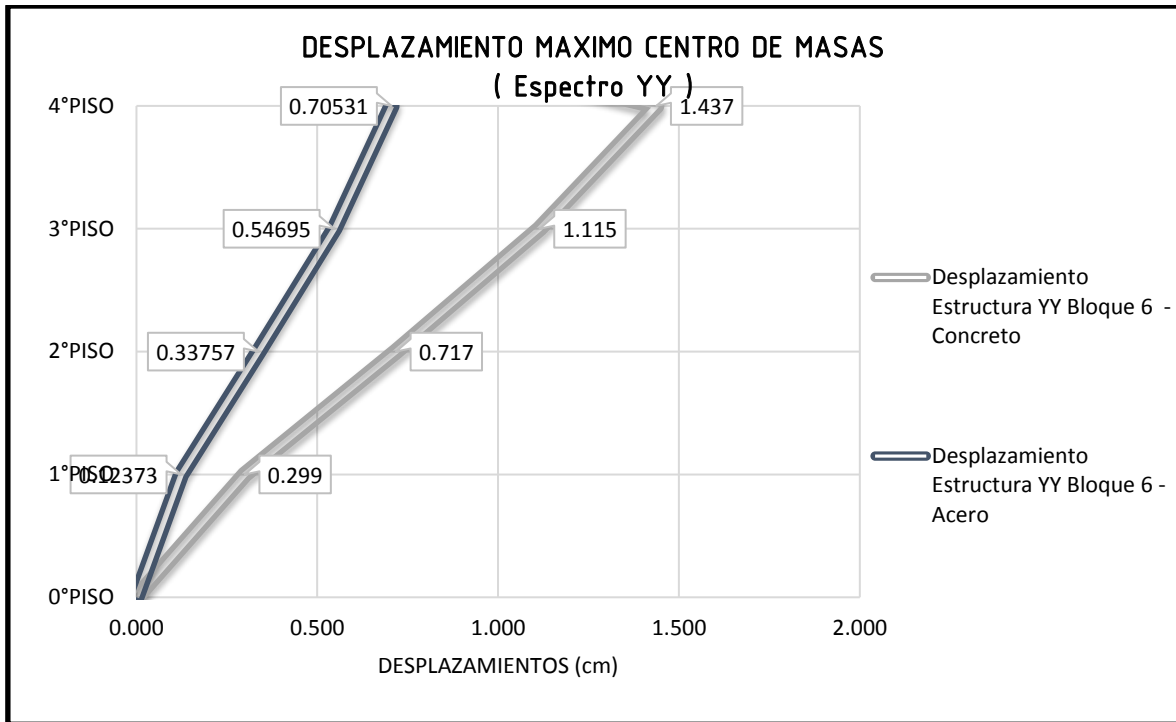


Figura 180: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 06 (eje x)

Como se vio en las figuras 207 y 208, siempre se obtuvo un drift mayor de la estructura en concreto con respecto a la estructura en acero, en ambos espectros en el bloque 6, por lo tanto, el desplazamiento también será mayor en el concreto.

DESPLAZAMIENTO DE LOS DIAFRAGMAS DE PISO CON LOS DIFERENTES ESPECTROS – EJE Y

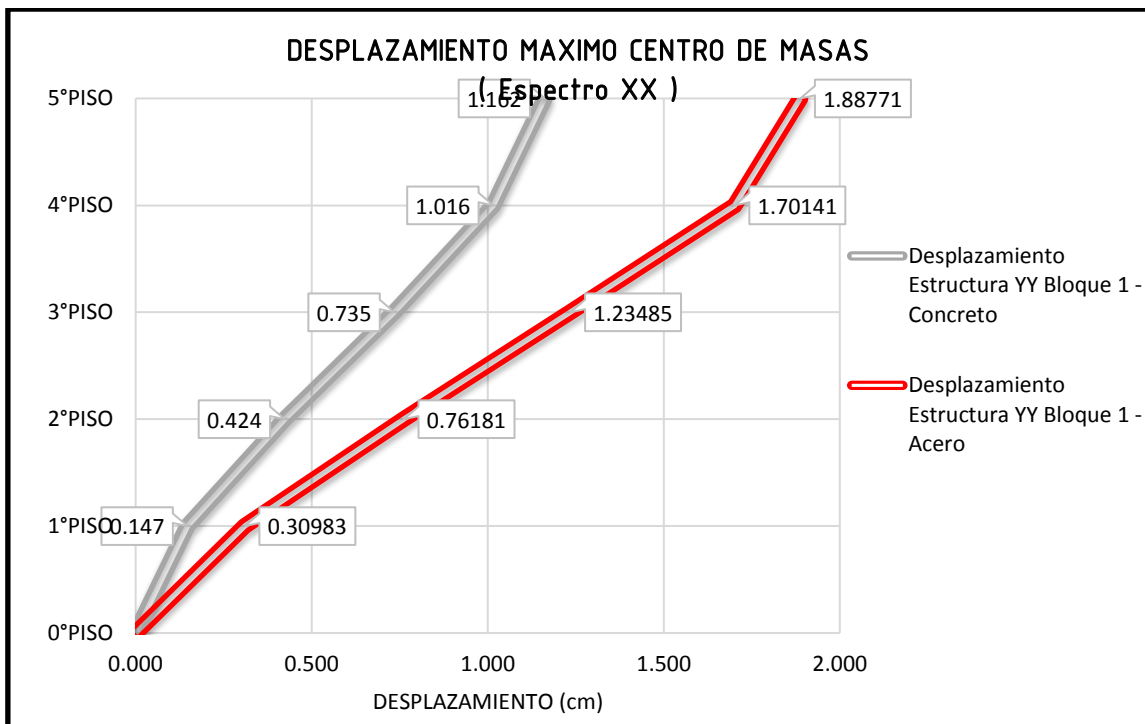


Figura 181: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 01 (eje y)

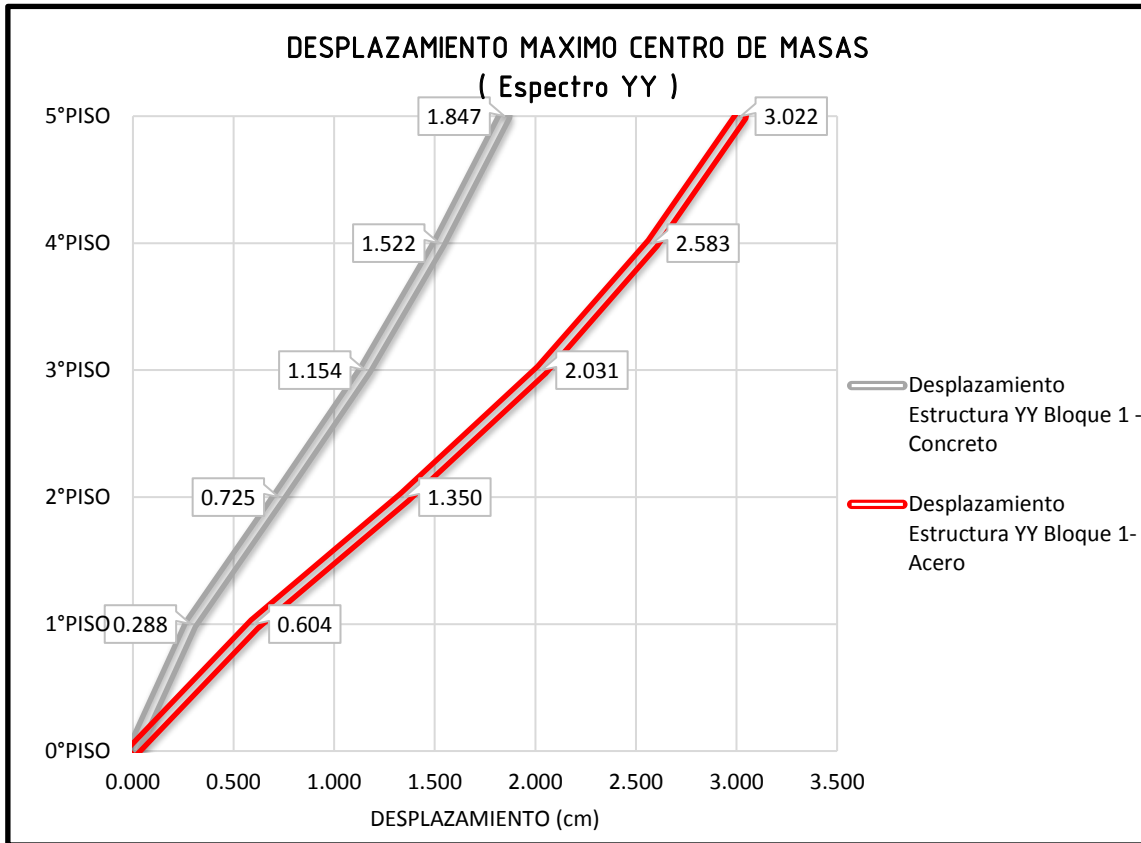


Figura 182: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 01 (eje y)

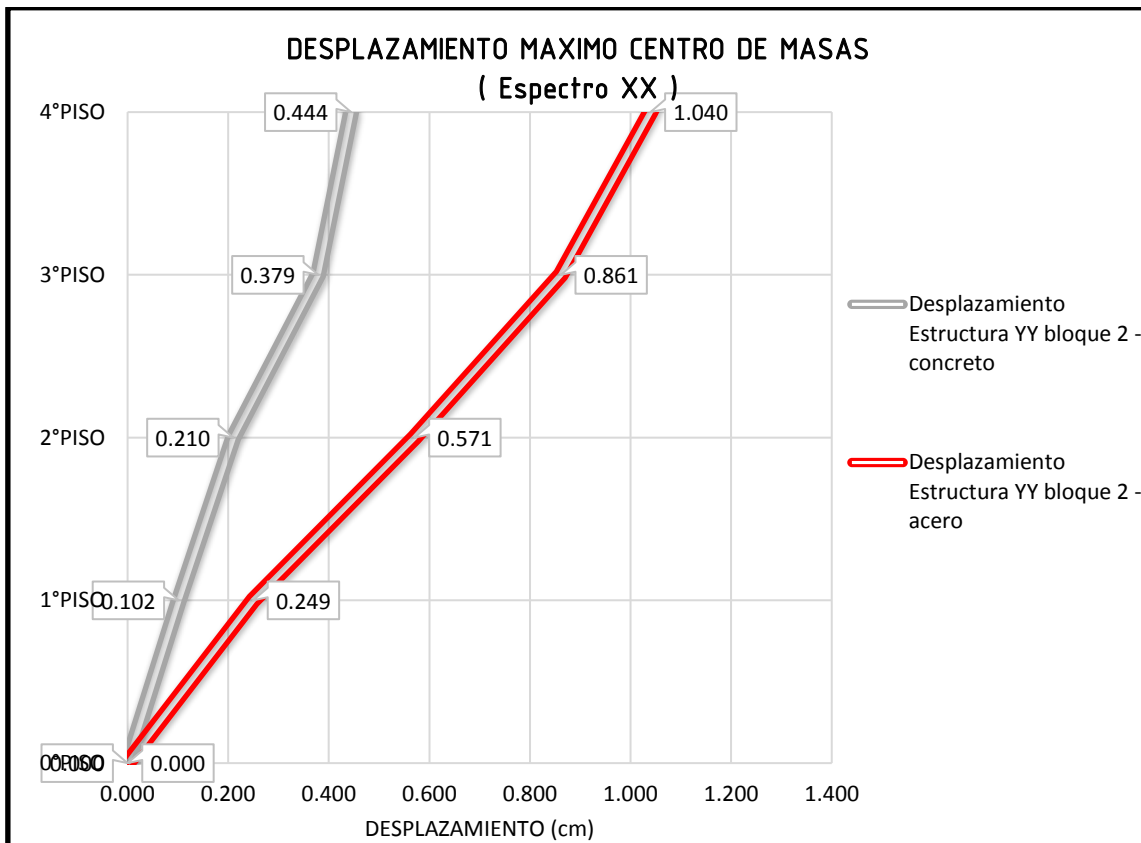


Figura 183: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 02 (eje y)

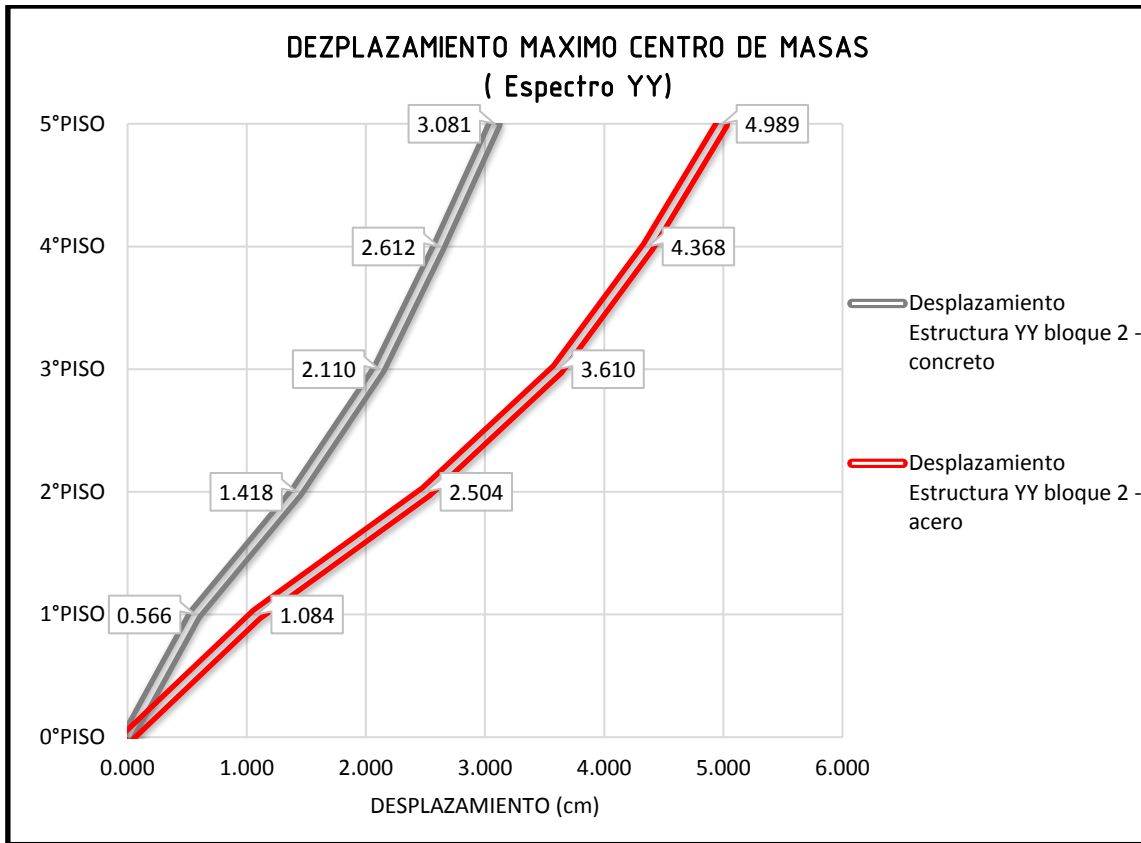


Figura 184: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 02 (eje y)

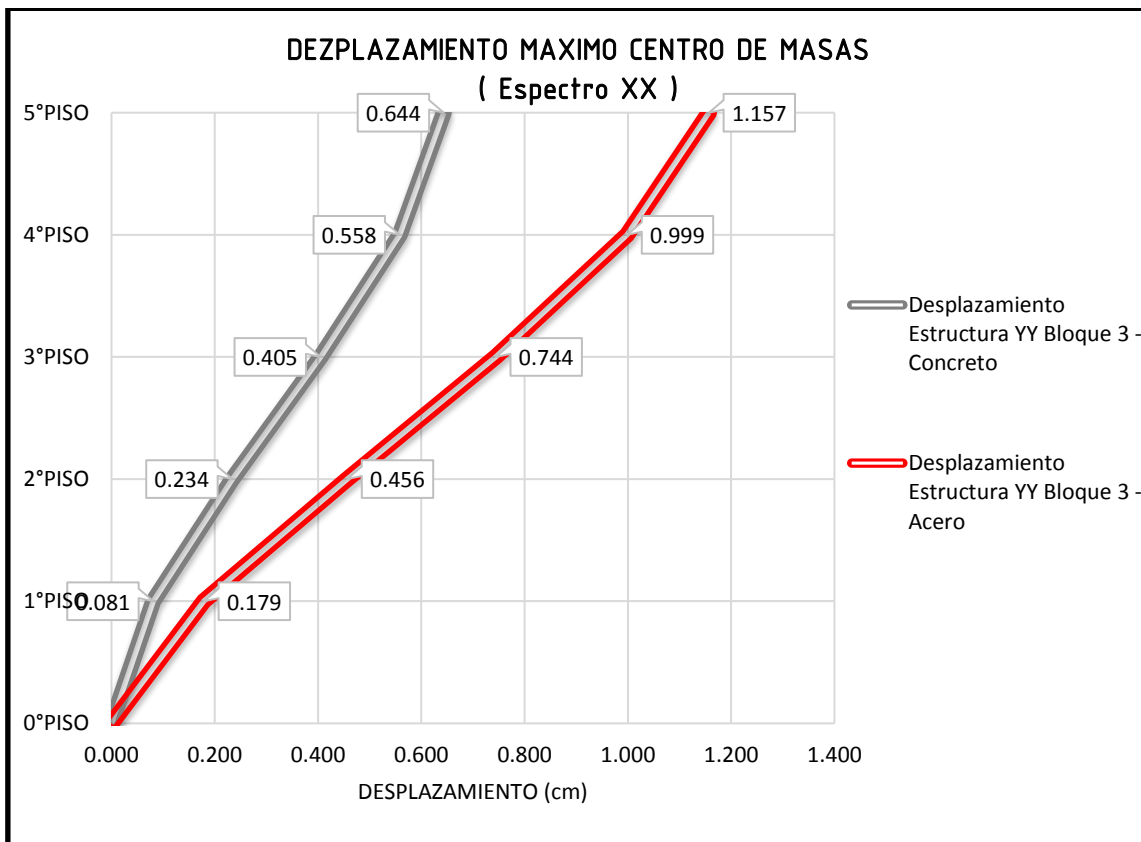


Figura 185: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 03 (eje y)

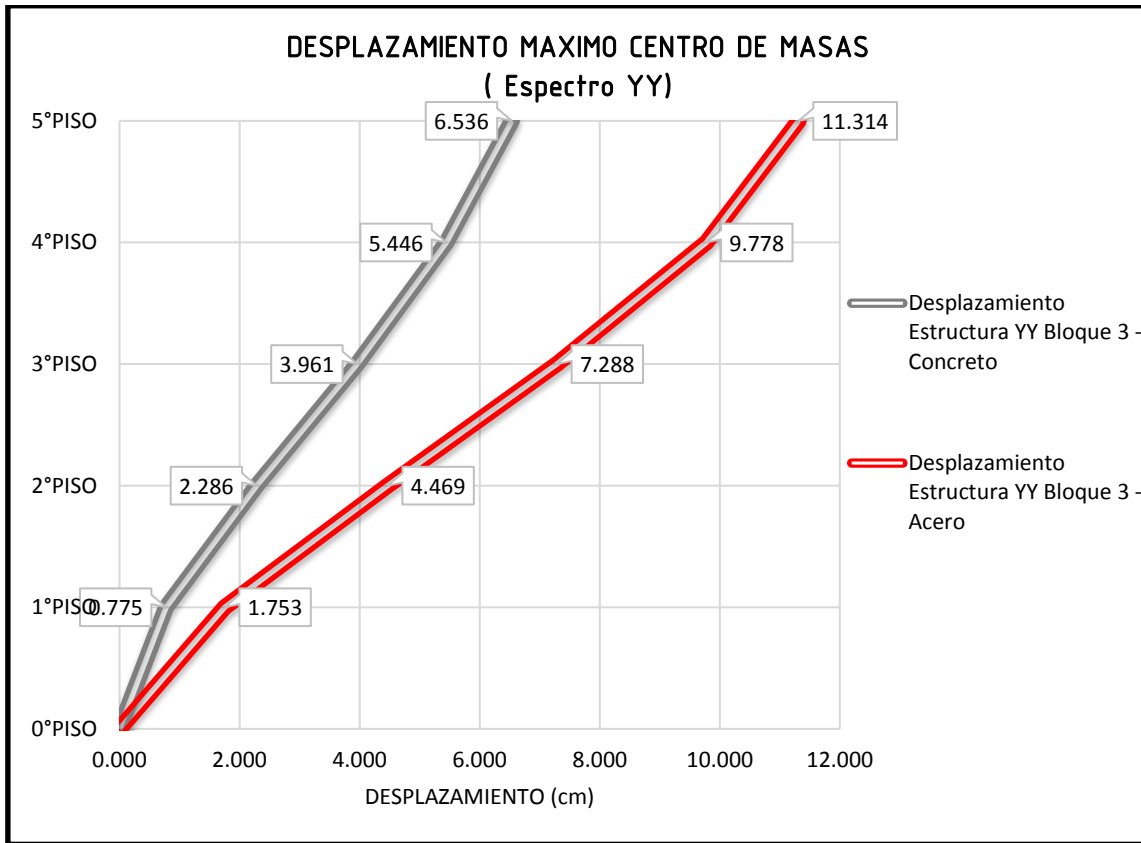


Figura 186: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 03 (eje y)

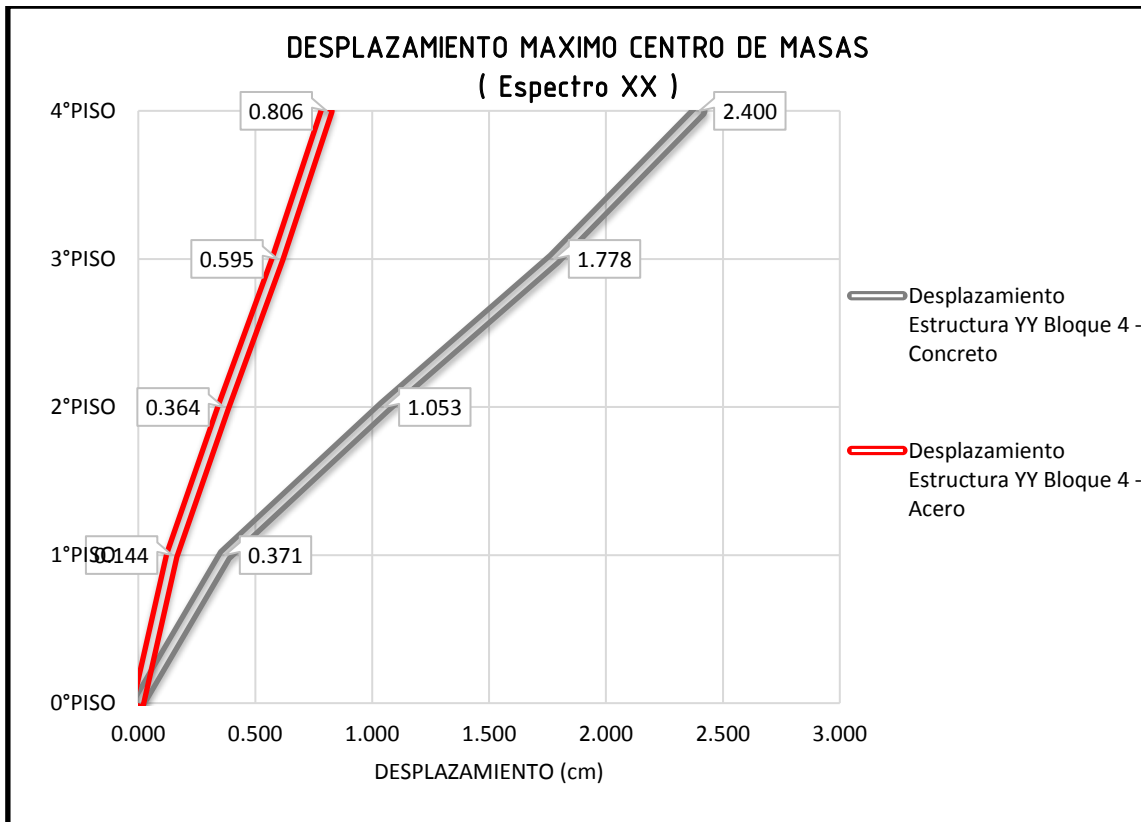


Figura 187: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 04 (eje y)

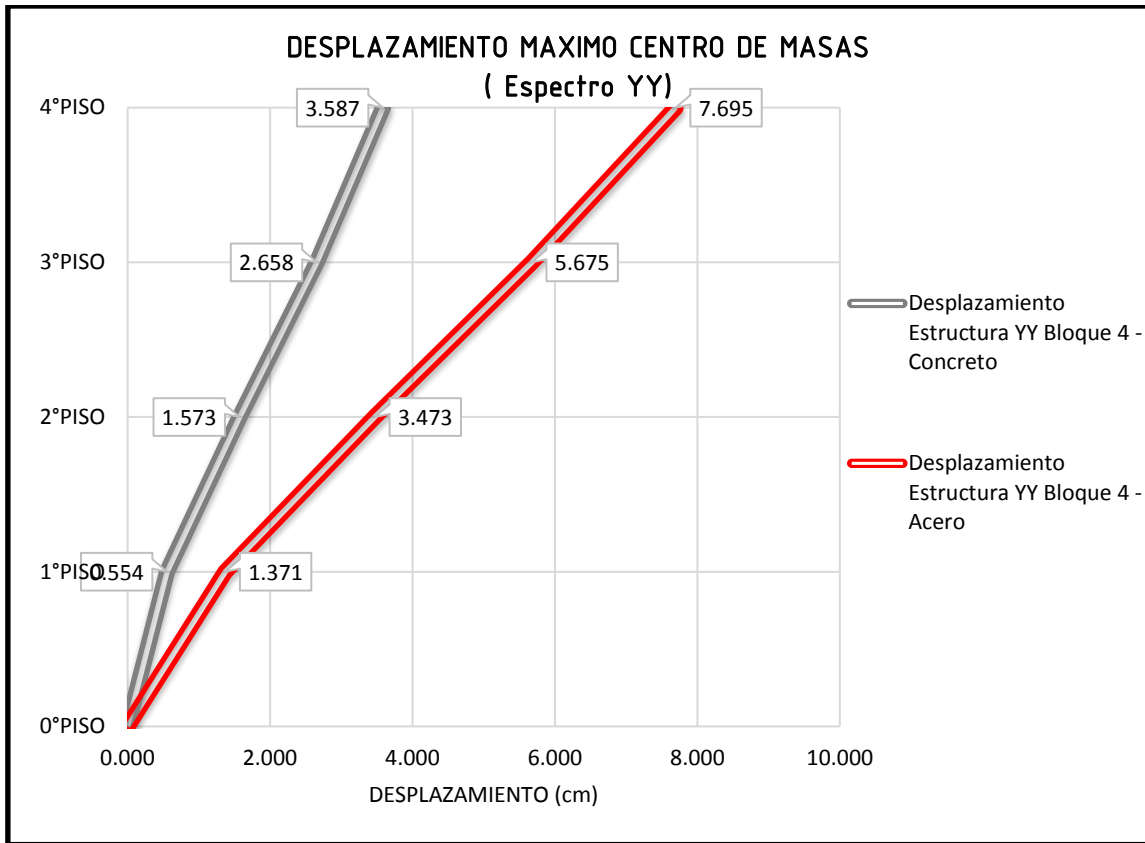


Figura 188: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 04 (eje y)

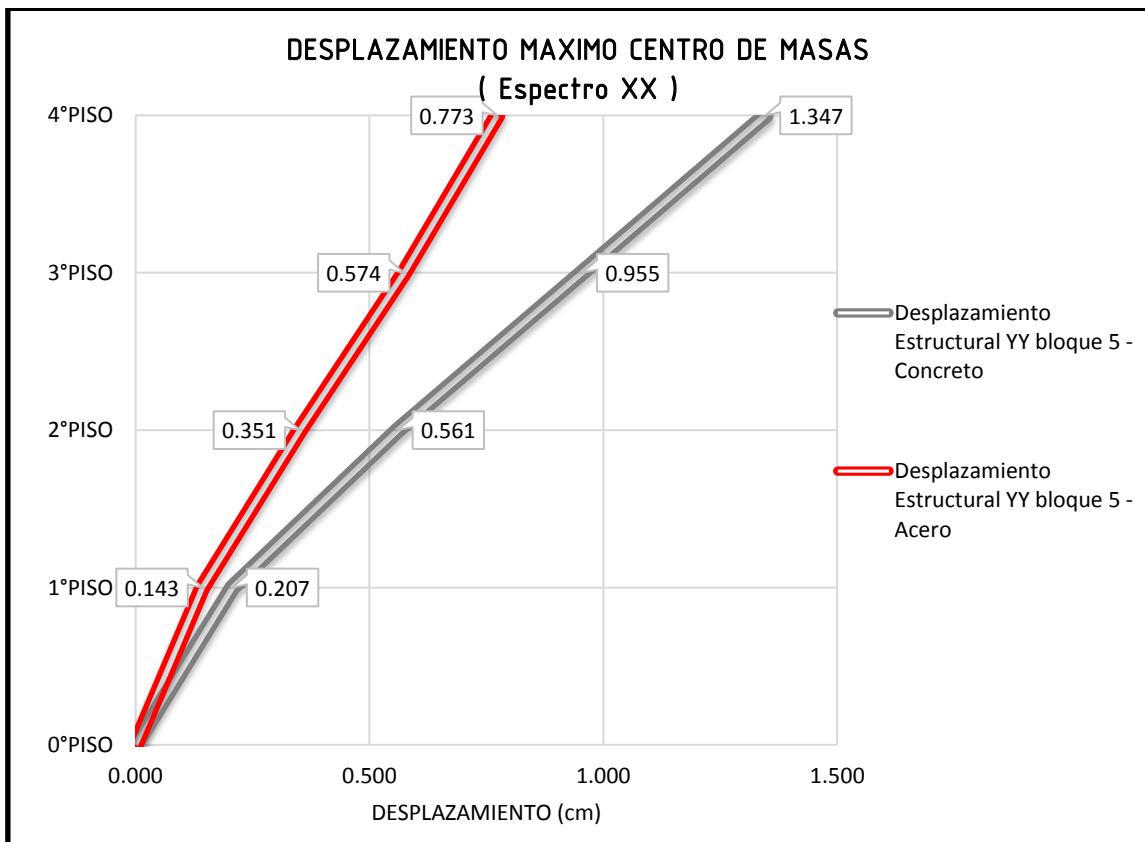


Figura 189: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 05 (eje y)

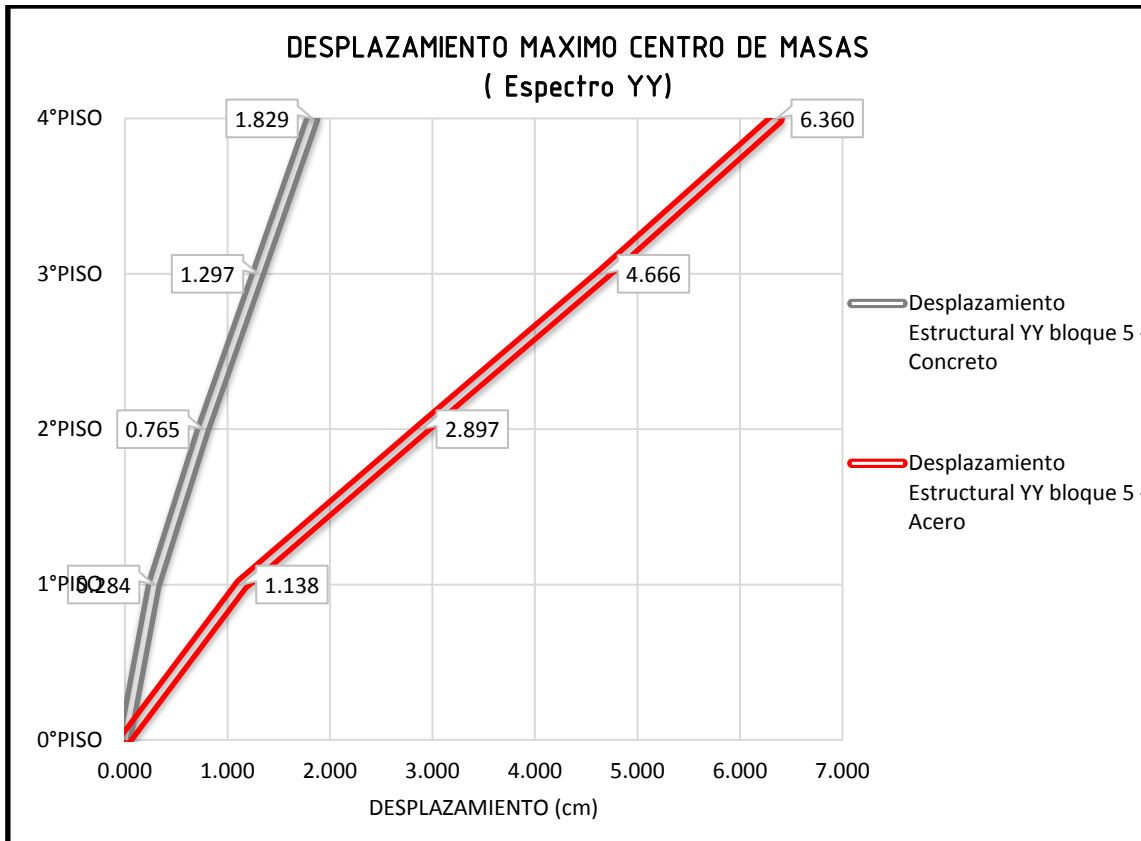


Figura 190: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 05 (eje y)

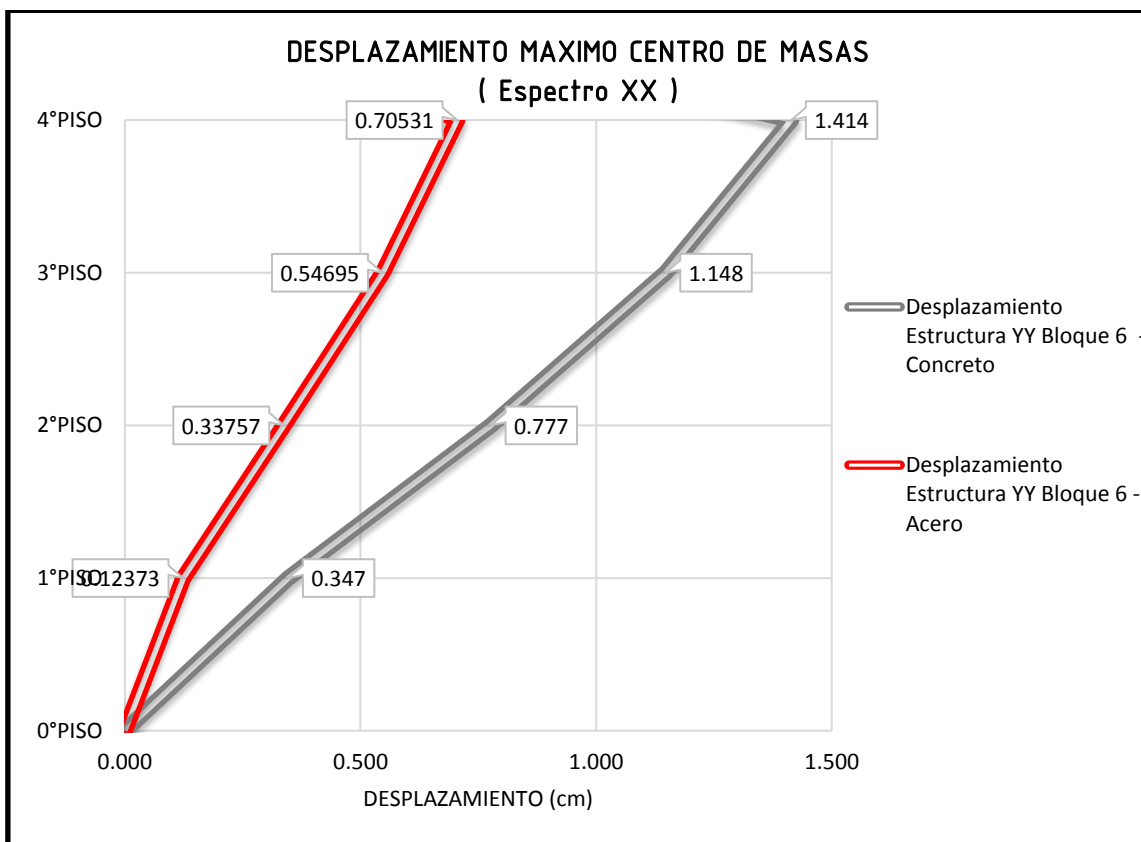


Figura 191: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 06 (eje y)

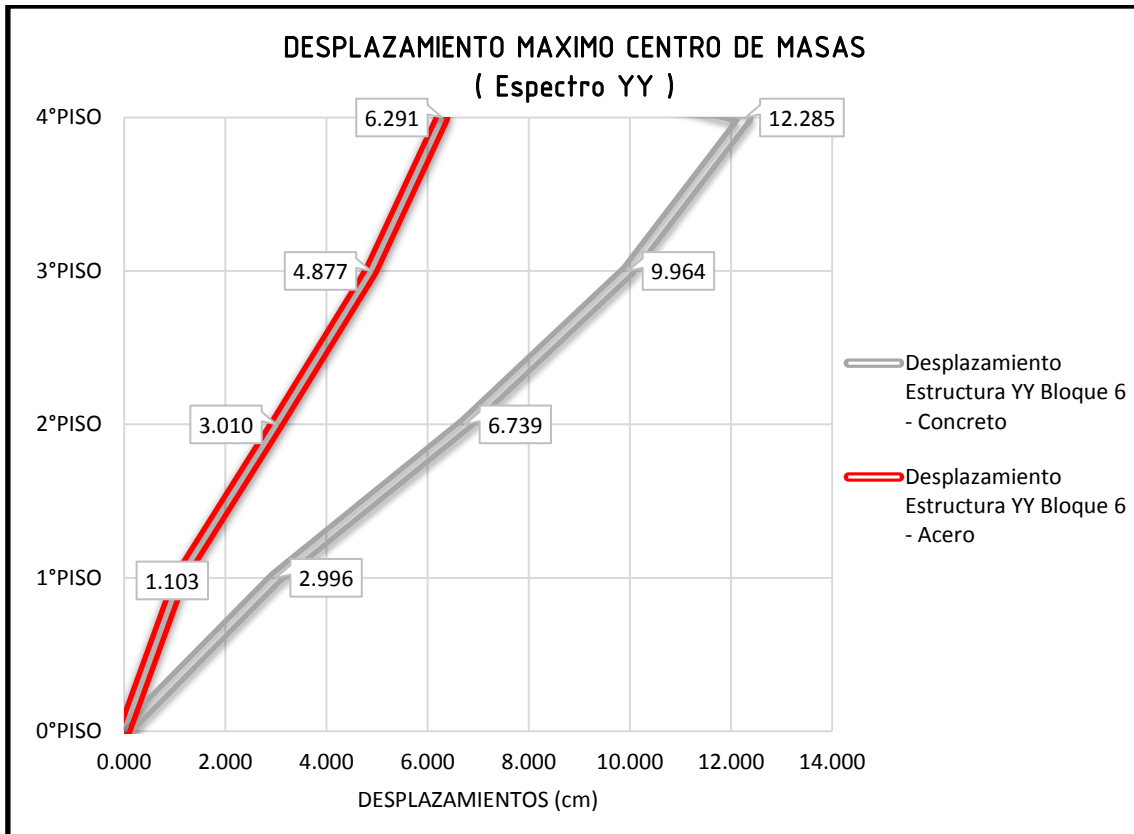


Figura 192: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 06 (eje y)

Como pudimos observar en la comparación de Drifts y desplazamientos usualmente la estructura de acero es la que se suele desplazar más en los diferentes bloques, debido a que es una estructura más ligera y el acero un material más dúctil, además, como las secciones son menores la rigidez también es menor, pero siempre cumplió con las derivas límites en la norma.

En el bloque 06 donde se presentaron los desplazamientos mayores se le asignó las columnas tubulares compuestas de mayor dimensión, pudiendo así cumplir con los límites de desplazamientos indicados en la norma E030.

4.3. Análisis de fuerza a compresión

Tabla 220: Resistencia de los elementos estructurales

TIPO DE COLUMNA	P CA	P CC	P TOTAL	P CA	P CC
	ÁREA DE CONCRETO	ÁREA DE ACERO		CONCRETO	ACERO
	Tn	Tn		%	%
C 14" X 10"	136.16	452.15	588.31	23	77
C 14" X 14"	196.30	530.58	726.88	27	73
C 18" X 18"	335.01	687.45	1022.46	33	67
C1	483.41	295.60	779.01	62	38
C2	413.83	262.75	676.59	61	39
C3	467.38	262.75	730.14	64	36
C4	274.68	197.06	471.74	58	42
C5	293.19	185.15	478.34	61	39
C6	206.92	131.38	338.29	61	39
C7	344.26	229.91	574.16	60	40
C8	490.20	173.24	663.43	74	26
C9	435.33	197.06	632.39	69	31
C10	452.02	217.99	670.01	67	33
C11	330.05	164.22	494.27	67	33

Según las propiedades mecánicas y características de cada material, respecto a su área se calculó el esfuerzo nominal que soportó cada sección

$$P_{CC} = 0.85 \times f'_c \times A_c$$

$$P_{CA} = F_y \times A_s$$

Como vemos en el presente cuadro la mayoría de carga es asumida en el caso de las columnas compuestas tubulares por el acero, asumiendo porcentajes de hasta 77%, dado que en estas columnas el uso del concreto es mayormente para evitar que las secciones se pandeen y sean menos sensibles al fuego. Todo lo contrario, pasa en las columnas de concreto armado donde el principal material es el concreto y el acero se usa mayormente para confinar las secciones.

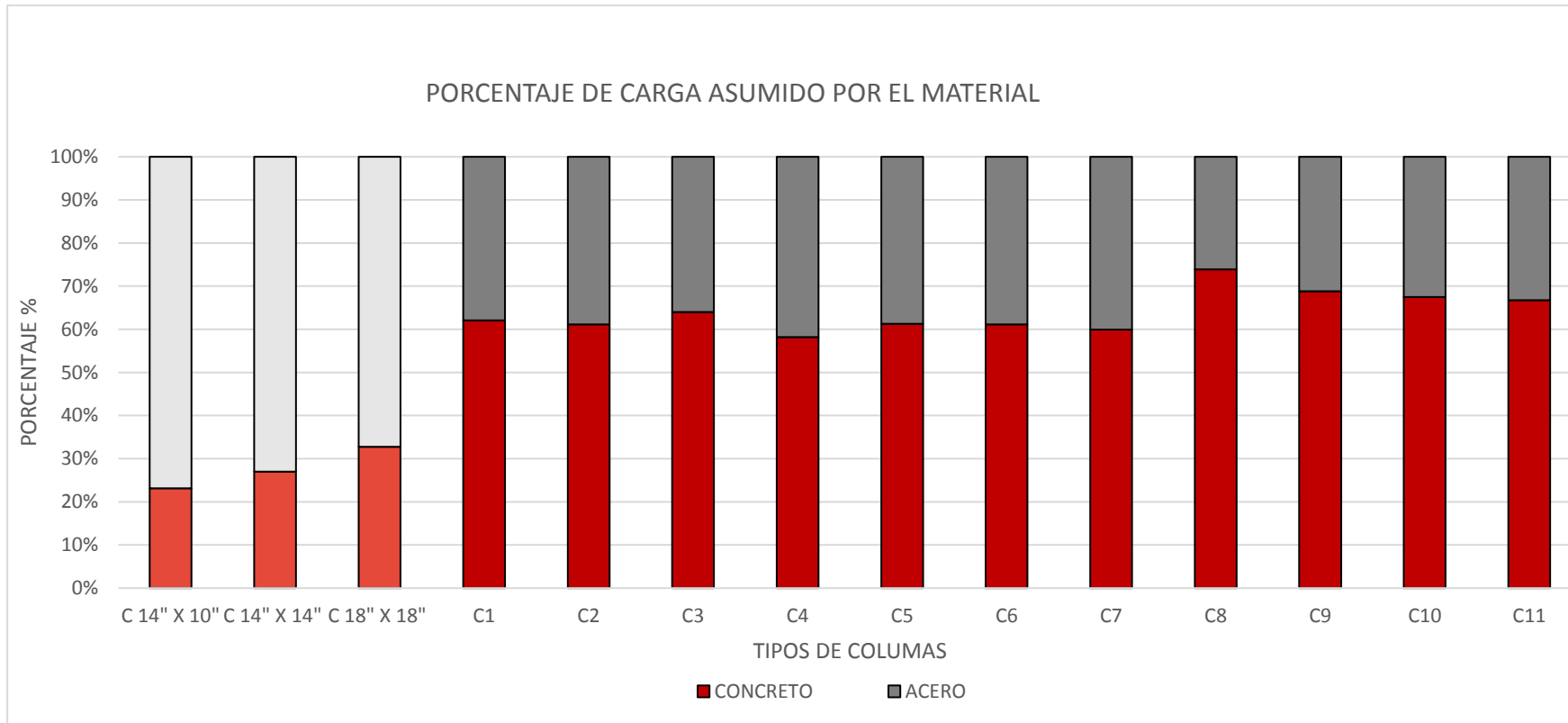


Figura 193: Porcentaje de carga de compresión asumido por el material

En la presente figura observamos que el porcentaje de carga asumido por el concreto está representado por tonos rojos y el porcentaje de carga asumido por el acero por tonos grises. Como se explicó anteriormente se puede ver la gran diferencia entre el porcentaje que asume el acero y el concreto en los dos tipos de columnas. Esto también se debe a que el área de acero es mayor en las columnas tubulares compuestas en relación al área de acero de las columnas de concreto amado. Lo mismo pasa con el concreto, además de ser de menor calidad ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$) que el concreto de la superestructura ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$), también se presenta en menores cantidades por la reducción de sección.

4.4. Comparación de variación de costos

Para poder observar mejor las diferencias en costo de cada elemento estructural utilizamos los gráficos de barras.

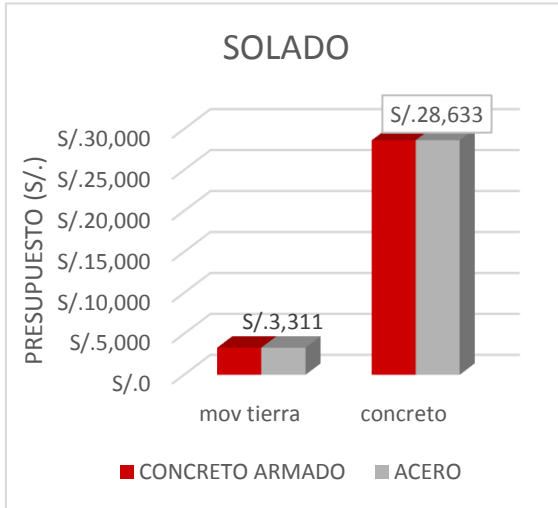


Figura 195: Costos mano de obra – solado}

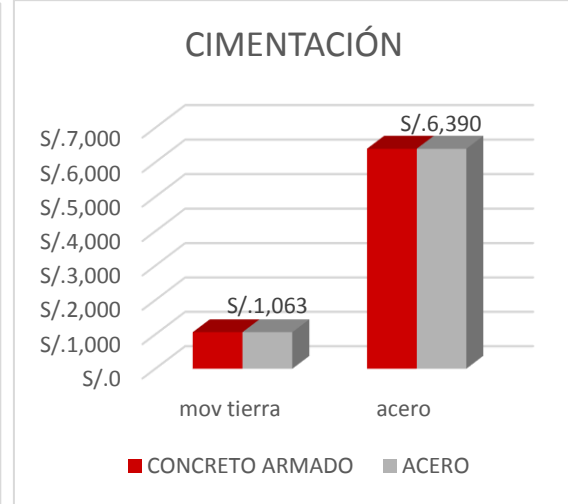


Figura 194: Costos mano de obra - Cimentación

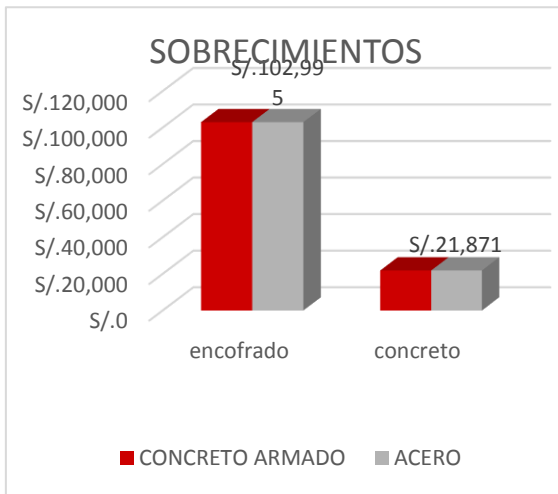


Figura 197: Costos mano de obra - Sobrecimientos

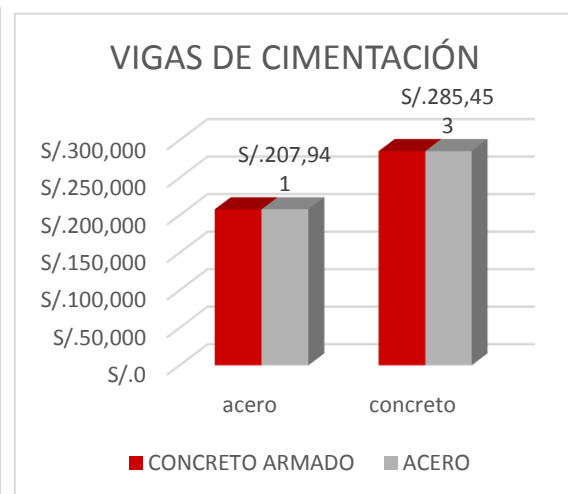


Figura 196: Costos mano de obra - Vigas de cimentacion

En cuanto a subestructura no hay cambio debido que después realizamos los cálculos tomando el pórtico G del bloque 2 (el más crítico), si es que tomábamos otros bloques u otros pórticos las secciones reducirían, pero en obra por la simplicidad de trabajo se utiliza solo una dimensión, debido a eso nos quedamos con las actuales.

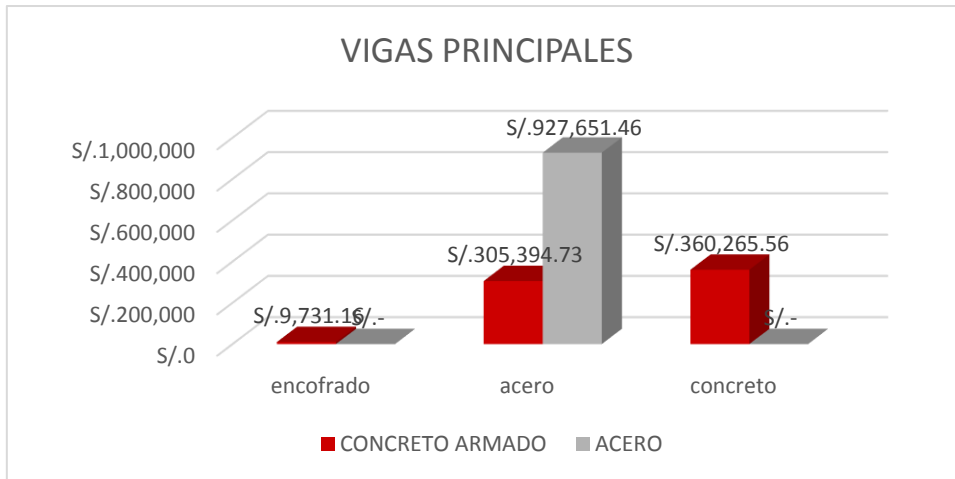


Figura 198: Costos mano de obra - Vigas principales

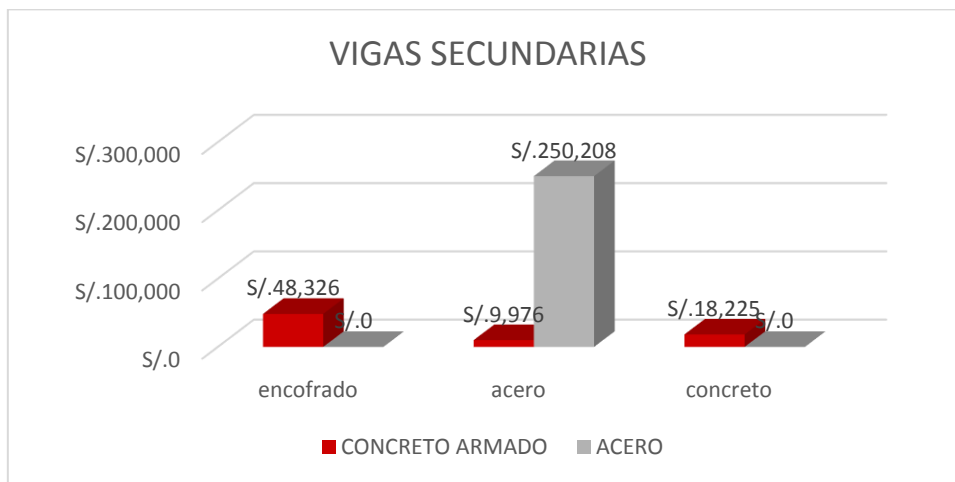


Figura 199: Costos mano de obra - Vigas secundarias

En vigas veremos que reduciremos por completo el gasto en encofrado en acero el costo indiscutiblemente aumentará pero también se compensará con el ahorro en concreto ya que esta partida también será nula.

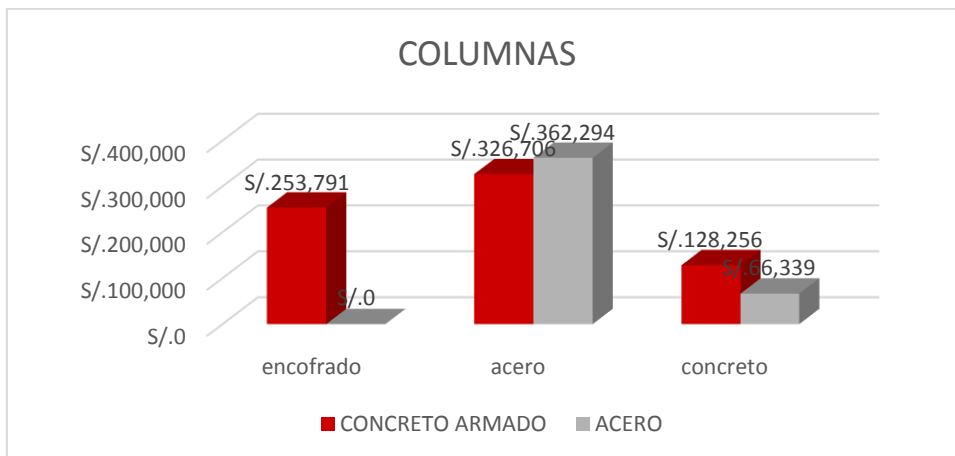


Figura 200: Costos mano de obra - Columnas

En las columnas compuestas tendremos el costo a nulo en lo que es encofrado, reduciremos el costo en concreto ya que solo lo usaremos para el relleno y en acero el costo evidentemente aumentará.

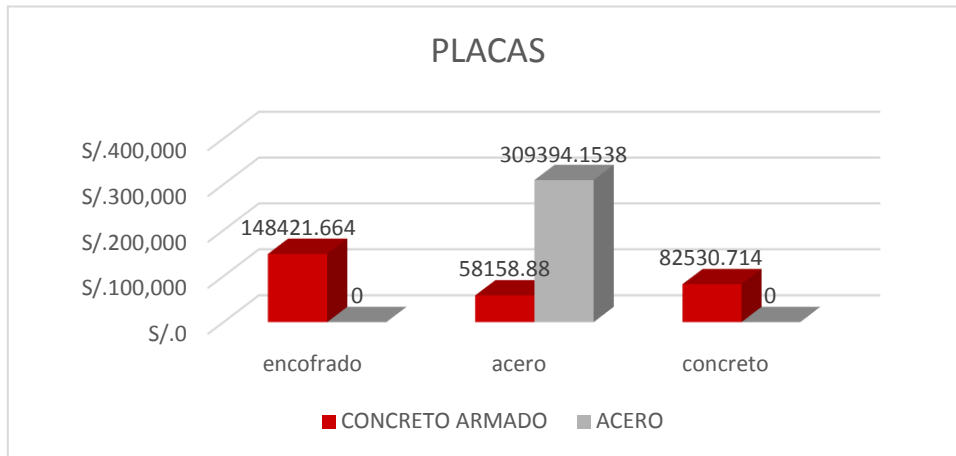


Figura 201: Costos mano de obra - Placas

En la nueva estructura de acero para reemplazar las placas utilizaremos arriostres concéntricos los cuales al igual que en las vigas obviarán el costo de encofrado y concreto.

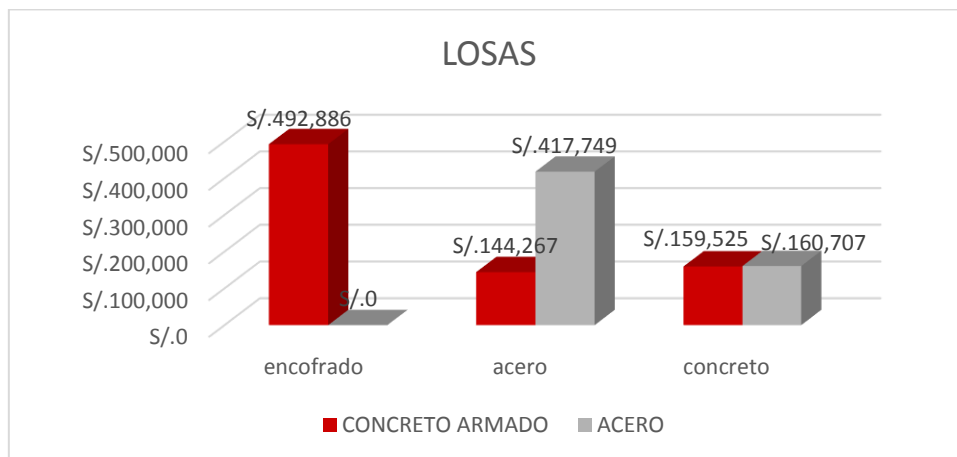


Figura 202: Costos mano de obra - Losas

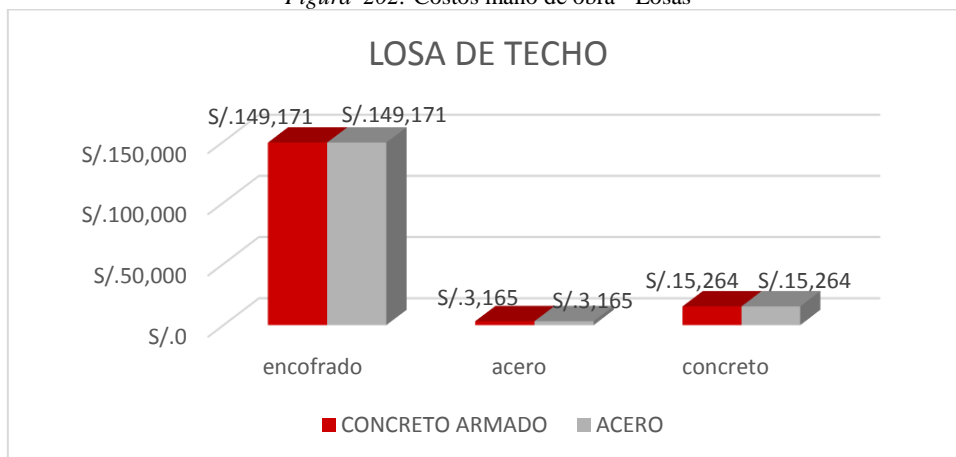


Figura 203: Costos mano de obra - Losas de techo

En cuanto a las losas veremos una reducción considerable en cuanto al encofrado en acero el costo subirá y en concreto se mantendrá, en la losa de techo utilizaremos una losa de techo aligerada por ende no variará en costos.

Finalmente se obtuvimos un resumen, en el cual podemos apreciar una ganancia del 4% del costo.

Tabla 221: Presupuesto de partidas estructurales - materiales

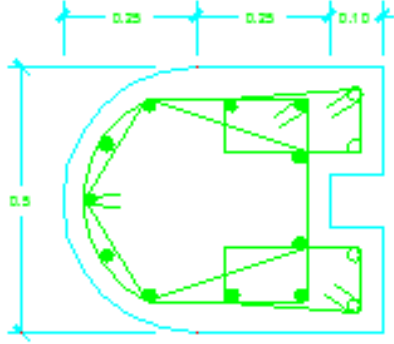
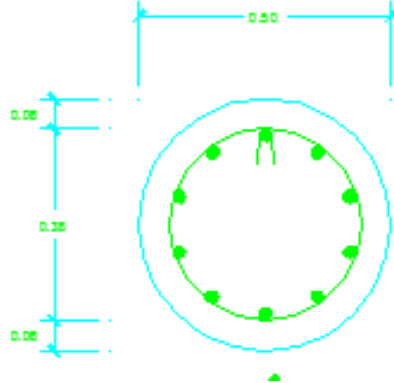
CONCRETO	S/. 3,207,456.86
ACERO	S/. 3,067,266.59
DIFERENCIA	S/. 140,190.27

4.5. Variación de área

La facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco cuenta con 11 tipos de columnas, sus áreas netas se presentan a continuación:

Tabla 222: Áreas de las columnas estudiadas de concreto armado


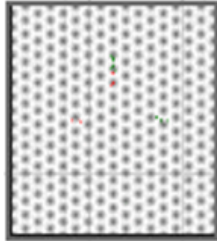
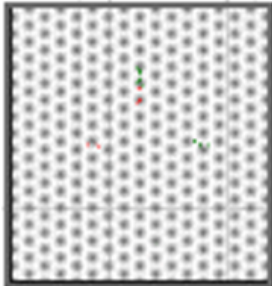
FORMA DE LA SECCION	TIPO - COD	CONCRETO	
		SECCION DE EXPEDIENTE TECNICO	
		DETALLE PLANO	AREA
RECTANGULAR	COLUMNA C-1		0.28 m ²
RECTANGULAR	COLUMNA C-2		0.24 m ²
RECTANGULAR	COLUMNA C-3		0.27 m ²

		CONCRETO	
FORMA DE LA SECCION	TIPO - COD	SECCION DE EXPEDIENTE TECNICO	
		DETALLE PLANO	AREA
COMPUESTA	COLUMNA C-10		0.26 m ²
CIRCULAR	COLUMNA C-11		0.19 m ²

Para el predimensionamiento de las columnas tubulares compuestas se utilizaron secciones de perfiles tubulares rectangulares y cuadrados de acero comerciales en nuestra ciudad. Al momento de comparar las resistencias requeridas y las de diseño se observó que a diferencia de la edificación en concreto armado un mismo tipo de columna tubular compuesta podía ser usado en la totalidad de un bloque y satisfacer las resistencias requeridas.

De esta manera se reemplazando las columnas C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9 Y C10 por la columna tubular compuesta de 14"x10" en el bloque 1 y 2. En los bloque 3, 4 y 5 se reemplazó la columna C2, C3, C5, C6 y C9 por la columna tubular compuesta de 14"x14" y en el bloque 6 se reemplazó la columna C5 por la columna de 18"x18".

Tabla 223: Áreas de las columnas estudiadas en secciones tubulares

		ACERO	
FORMA DE LA SECCION	TIPO - COD	SECCION DE ACERO	
		DETALLE EN CAMPO	AREA
RECTANGULAR	COLUMNA DE 14"X10"		0.09 m ²
RECTANGULAR	COLUMNA DE 14"X14"		0.13 m ²
RECTANGULAR	COLUMNA DE 18"X18"		0.22 m ²

Cómo se puede observar en los cuadros de resumen de áreas las secciones transversales de las columnas de concreto son en algunos casos casi en un 50% más grandes que en la de las columnas compuestas, con lo cual tenemos una reducción tanto costo como una ampliación en el espacio de los salones y oficinas. Una sola columna tubular compuesta puede reemplazar una variedad de columnas de concreto armado.

A continuación, se realizaran una comparación entre las diferentes áreas de las columnas tubulares compuestas y las de concreto armado.

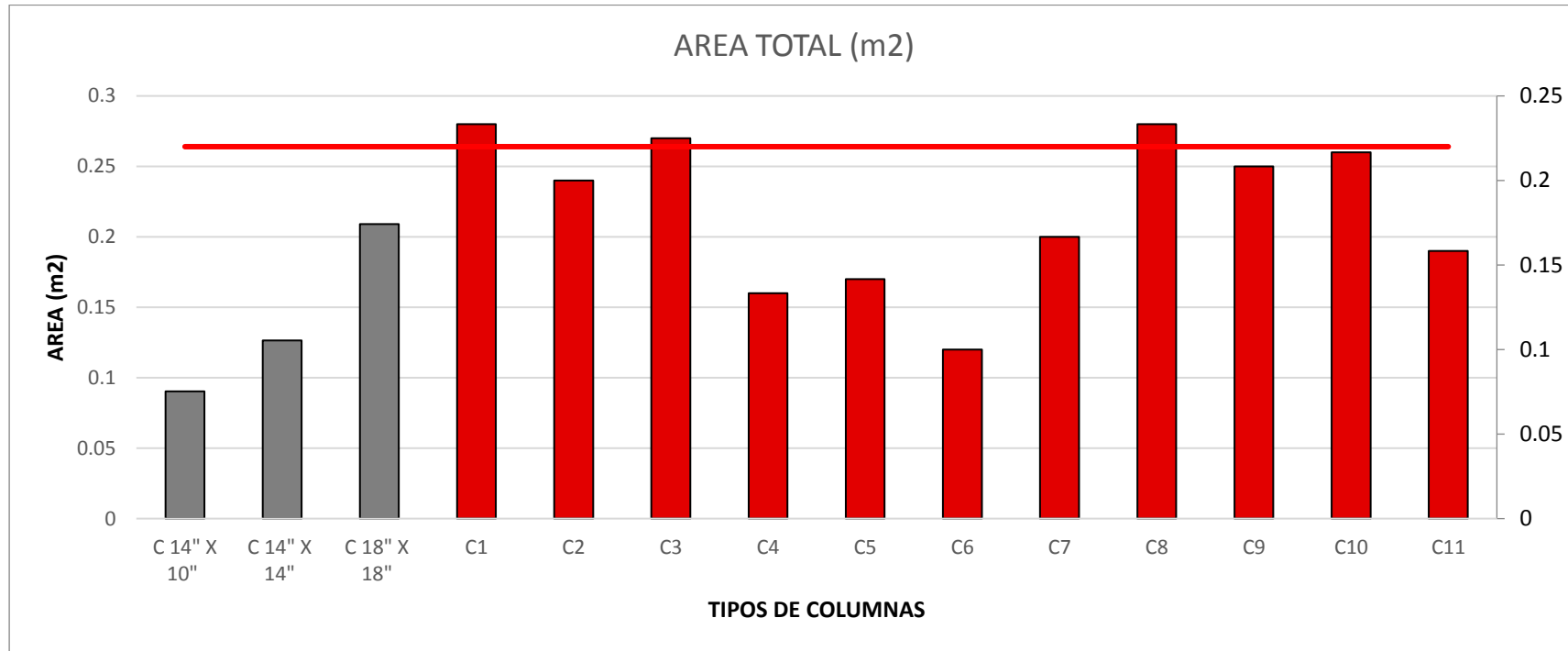


Figura 204: Comparación de áreas de las diferentes columnas estudiadas

Como se observa las áreas de las columnas tubulares compuestas son menores al promedio de las columnas de concreto armado. La columna tipo C18"x18" se presenta solamente en el bloque 06, para poder contrarrestar los grandes desplazamientos y derivas que se dan en este bloque.

Cabe resaltar que las columnas de menores dimensiones en concreto armado no son muy usadas, lo cual es todo lo contrario a la edificación modelada en acero, ya que en casi todos los bloques del sistema estructural de acero las columnas son de dimensiones 14"x14".

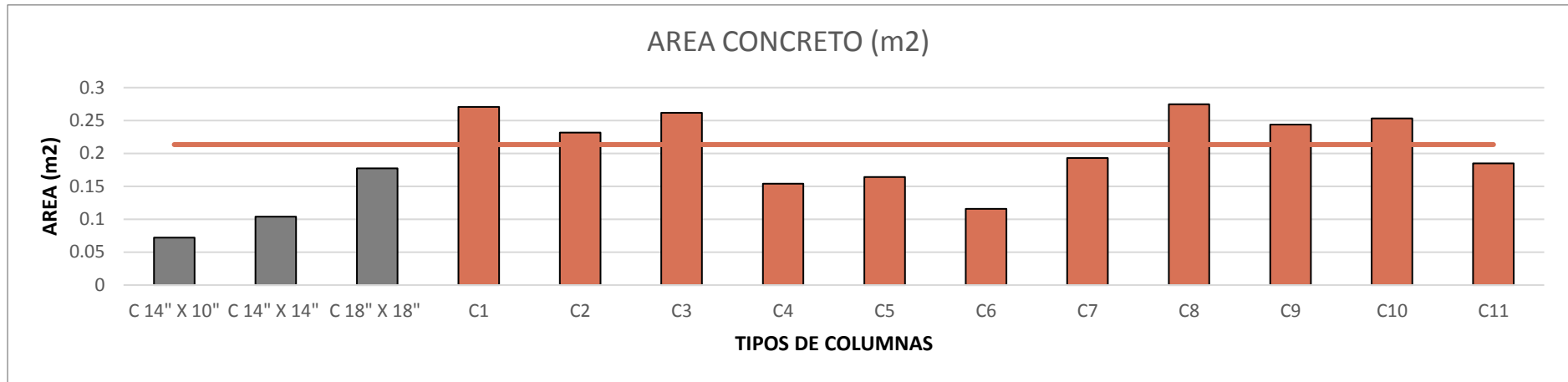


Figura 205: Comparación de áreas de concreto de las diferentes columnas estudiadas

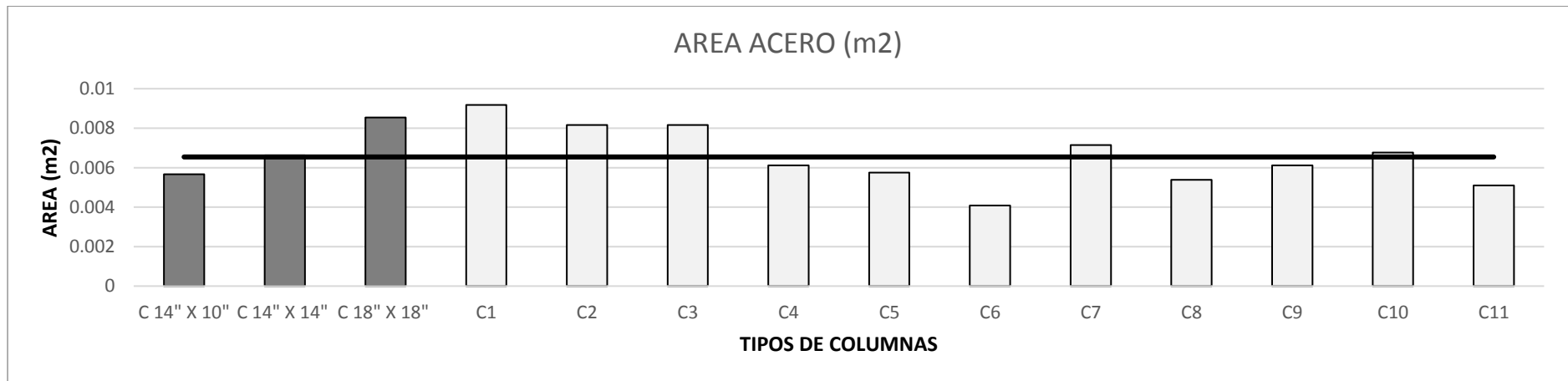


Figura 206: Comparación de áreas de acero de las diferentes columnas estudiadas



CAPITULO 5

DISCUSIÓN



CAPITULO V: DISCUSIÓN

5.1. DISCUSIÓN 1:

CONTRASTE DE RESULTADOS CON REFERENTE AL MARCO TEORICO

- **Contraste de las normas sismorresistente E0.30 2003 – E0.30 2016**

La norma E 0.30 2016, nos indica a detalle temas de sistemas estructurales, categorías y coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas R_0 , regularidad estructural, factores de irregularidad I_a , I_p , restricciones de la irregularidad, sistemas de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía, muchos de estos puntos fueron usados en esta investigación. La norma E.030 2003, con la que fue diseñada la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, no contaba con los factores de irregularidad, y se consideró 0.75 de R lo cual hace al diseño de la edificación más conservadora. El expediente técnico del proyecto consideró que la edificación era regular y de sistema estructural aporticado, pero al momento de analizar se encontraron diferentes tipos de irregularidades, tanto en planta como en altura, además que se presentaba otro tipo de sistema estructural (muros estructurales) del bloque 1 al bloque 5, ya que el porcentaje cargado por muros estructurales era mayor al 70 % de la fuerza total cortante en la base y encontrando un bloque con sistema estructural aporticado en el bloque 6. Al combinar los factores I_a e I_p con el R_0 encontrado se analizó la estructura con un diferente Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R).

- **Elección de columnas compuestas tubulares rectangulares frente a columnas de perfiles de acero u otro tipo de columna compuesta.**

La elección de las columnas rectangulares compuestas frente a la utilización de columnas de perfiles de acero se debió a que, según estudios, dados a conocer en el libro de McCormac, la columna compuesta aporta una mayor resistencia a la corrosión que un perfil tubular de acero únicamente, también una mayor resistencia a incendio debido a que el concreto actúa como disipador de calor, y proporciona al elemento compuesto una mayor resistencia a altas temperaturas. Una vez seleccionado los elementos de columnas compuestas elegimos los perfiles tubulares rectangulares de acero con un núcleo de concreto por la facilidad

en el encofrado y por el confinamiento que este perfil brinda. No se escogieron las columnas tubulares circulares debido a que en el mercado existen más dimensiones en secciones rectangulares que en circulares. Además, para poder realizar una comparación más exacta, convenía no causar grandes variaciones en la arquitectura del proyecto.

5.2. DISCUSIÓN 2:

INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS ENCONTRADOS EN LA INVESTIGACIÓN

- **¿En que varió el cálculo de distorsiones y de flexo-compresión en la columna de concreto armado a diferencia de las columnas tubulares compuestas?**

Basándonos en los cálculos realizados, en cuanto a las distorsiones en la estructura de concreto armado todos los bloques cumplieron con los Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles dada en la norma E 0.30 especificada para concreto armado (0.007) a excepción del bloque 6, que presenta distorsiones de hasta 0.011 como se pudo observar en el capítulo de cálculos en la figura 110 y 111. Para la estructura de acero se diseñó de tal forma que cumpliera en todos los bloques con Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles especificados en la norma E 0.30 2016 para estructuras de acero que es de 0.01, y en cuanto a flexo compresión también consideramos positiva la respuesta debido a que aunque se redujeron las dimensiones de las columnas de acero y por lo tanto el momento de inercia y la rigidez, igual las columnas tubulares compuestas soportan esfuerzos mayores en relación al área.

5.3. DISCUSIÓN 3:

COMENTARIOS DE LA DEMOSTRACION DE LA HIPOTESIS

- **¿Cómo varió el costo de materiales en las partidas estructurales entre los dos tipos de sistema estructural caso estructural Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco?**

En cuanto al costo de materiales se calculó el costo unitario de los materiales usados en los elementos estructurales de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, para poder realizar una comparación, primero se sacó el metrado en ambos sistemas estructurales, el de concreto armado



y el de secciones tubulares compuestas. Después con valores de costos de mercado se sacó un presupuesto sólo tomando en cuenta los materiales en partidas de los elementos estructurales de la subestructura y de la superestructura, como movimiento de tierras, armado de acero, encofrado, y concreto en columnas, losas y vigas detalladas en la tabla 216. Al comparar los costos se concluyó que el sistema estructural en acero es más económico en un 4% esto se debió a que no existió variación en cuanto a la arquitectura (altura de entrepiso). En la partida de acero de los elementos estructurales aumenta la cantidad de acero y en las partidas de concreto disminuye la cantidad de concreto y se obvian partidas como el encofrado. Resaltar que esta investigación no analizó los costos en mano de obra, aunque evidentemente es en este ítem donde se tendrá la mayor reducción de costo debido a que se necesita menos personal, el proceso constructivo es más rápida, los elementos prefabricados solo necesitan ser ensamblados y existe menos desperdicio. No se analizó la estructura en cuanto arquitectura, instalaciones eléctricas, ni sanitarias. Aunque creemos que en estas especialidades encontraremos puntos favorables como espacios más amplios, las alturas de entre piso se reducirán debido a la resistencia de las columnas y de igual forma se necesitara una mezcla más ligera, esto y las facilidades en cuanto a los procesos de instalación darán una disminución considerable en cuanto al costo.

5.4. DISCUSIÓN 4: APORTE DE LA INVESTIGACIÓN

- **¿Por qué se dio la elección del método LRFD en el diseño de columnas y vigas?**

En las Especificación de la norma AISC se menciona dos métodos aceptables para diseñar elementos de acero estructural y sus conectores. Éstos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design). En ambos métodos las cargas individuales (muerta, viva y ambiental) se estiman exactamente de la misma manera. Después de estimar las cargas individuales, el siguiente problema es seleccionar la combinación más desfavorable de cargas que pudiera ocurrir al mismo tiempo y que deberá usarse para el análisis y el diseño. Algunas de las ventajas por las que usamos el método LRFD son: El método LRFD usa la aplicación de factores para cada tipo de carga, es decir la



combinación lineal resultante de las cargas de servicio en un grupo es cada una multiplicada por su respectivo factor de carga, dando un resultado más cercano a la realidad. A diferencia del método ASD que tiene falencias en la combinación de cargas muertas y las cargas vivas ya que las trata como cargas iguales, y esto no es lo adecuado pues ambas cargas se comportan de maneras diferentes.

Los resultados en ambos métodos son muy parecidos, pero al usar las combinaciones de los factores de carga múltiples usadas en el LRFD, se obtiene un diseño más económico porque sus factores varían de acuerdo a los diferentes tipos de esfuerzo que existirán. Con el diseño del método ASD, el factor de seguridad que se usa tanto para las cargas muertas como para las vivas es constante para un problema específico.

- **¿Es factible la construcción en acero en la ciudad del Cusco?**

Después de realizar esta investigación se concluyó que en la ciudad del Cusco ya son factibles las construcciones en acero debido a que se cuenta con empresas nacionales distribuidoras (CODRISAC, ACEROS AREQUIPA, TUBISAC, otras) de materiales prefabricados como son los perfiles de acero y las planchas tipo deck. Por otro lado, en la actualidad podemos encontrar mano de obra calificada para el tema de los montajes y de las conexiones, ya sea empernadas y/o soldadas, esta información fue validada por la empresa AyD INGENIEROS encargada del diseño y construcción de estructuras metálicas, que lleva años con proyectos en este rubro, en la ciudad del Cusco.

- **¿Para qué tipo de edificaciones se recomienda el sistema estructural propuesto?**

Después del desarrollo de la investigación se recomienda este tipo de sistema estructural en edificaciones categorizadas como instituciones educativas u oficinas, ya que estas son las áreas donde se necesitan luces de mayor tamaño y espacios más amplios, no se recomienda la utilización de este sistema estructural en edificaciones como hospitales debido a la aleación del acero que resultaría contraproducente con radiación de los equipos de salud utilizados en estos centros médicos.



5.5. DISCUSIÓN 5:

INCORPORACIÓN DE TEMAS NUEVOS QUE SE HAN PRESENTANDO DURANTE EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN QUE NO ESTABA CONSIDERADO DENTRO DE LOS OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

- **¿Cómo debe estar preparada la mezcla de concreto que llenará el perfil tubular?**

Como recomendación el concreto que será el núcleo del perfil tubular debe tener cierta fluidez para esto, deberá estar en relación 1:2:3 corresponde a estas proporciones: Una (1) parte de cemento; dos (2) partes de grava de 3/8" y tres (3) partes de arena de río, a esta mezcla se le agrega agua equivalente al 9% del volumen del cemento, que la hace muy manejable y no pierde sus propiedades de resistencia de 200 kg/cm², por eso en nuestro caso diseñamos utilizando un concreto con resistencia de 21 kg/cm².



Glosario

A

ANÁLISIS SÍSMICO. - El análisis sísmico de una edificación consiste en determinar de acuerdo a la norma E.030, E.060, E.020, las fuerzas internas en los elementos estructurales y los desplazamientos laterales producidos por las cargas sísmicas.

ANÁLISIS DE MODAL DE RESPUESTA ESPECTRAL. - Considera las características o propiedades dinámicas de la estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas y en cada efecto particular que desee calcularse. El análisis modal es de lejos el procedimiento más usado en la dinámica estructural.

ANÁLISIS DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE. - Reduce las acciones sísmicas a fuerzas estáticas equivalentes y todo el análisis se hace considerando un solo juego de fuerzas aplicado a la estructura estáticamente.

C

CARGA AXIAL. -Fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un miembro estructural aplicada al centroide de la sección transversal del mismo produciendo un esfuerzo uniforme.

CENTRO DE MASAS. -El concepto de Centro de Masa es el de un promedio de las masas, factorizada por sus distancias a un punto de referencia.

CENTRO DE RIGIDEZ. - El Centro Rigidez es un punto que teóricamente no va a tener desplazamiento, por lo que el centro de Rigidez depende solo de las propiedades estructurales y es independiente de las cargas.

COMBINACIÓN MODAL. - En el análisis modal espectral la determinación del efecto debido a la superposición de todos los modos solo puede ser hecha de forma aproximada combinando ya no (superponiendo) las respuestas o participaciones modales.

D

DESPLAZAMIENTOS. - los desplazamientos relativos vienen hacer la diferencia de los desplazamientos que se tienen entre dos entrepisos continuos. Que se conoce también como deriva de piso.



DIAFRAGMA RÍGIDO. -Es una lámina que no se deforma axialmente ni se flexiona ante cargas contenidas en su plano. Es decir, se considera diafragma rígido en los que las losas de piso, de techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.

DISTORSIONES. - deriva o drift.

E

ESFUERZO INTERNO.- los esfuerzos internos sobre una sección transversal plana de un elemento estructural se definen como un conjunto de fuerzas y momentos estáticamente equivalentes a la distribución de tensiones internas sobre el área de esa sección.

ESPECTRO DE DISEÑO.- Es una curva suavizada que resulta de normalizar con respecto a la aceleración máxima de la base los espectros de respuestas de sismos registrados en un determinado lugar. (La normalización se hace usando métodos estadísticos). Son los valores máximos de desplazamiento velocidades y deformaciones para los periodos de una estructura.

ESPECTRO DE RESPUESTA.- Viene hacer los registros de los sismos en un determinado lugar.

ESTRUCTURACIÓN.-Viene hacer la disposición de los elementos estructurales, compatibilizando con la arquitectura del proyecto.

F

FUERZA AXIAL.- Es la fuerza que actúa a lo largo del elemento y cuya línea de acción para por el centroide de la sección del elemento. Esta fuerza tiende a alargar o acortar el elemento.

FUERZA CORTANTE.- Fuerza interna que desarrolla un cuerpo como respuesta a una fuerza cortante y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa. También llamado fuerza de cizallamiento. La fuerza cortante mide la tendencia de dos secciones continuas a desplazarse una con respecto de la otra. Piénsese por ejemplo en la acción de unas tijeras al cortar una hoja de papel.

FUERZA EXTERNAS.-Son las cargas a las que está sometido el elemento, así como sus reacciones.



FUERZA INTERNAS. - Las fuerzas internas son las que están en el interior de los elementos y son las que mantienen unidas todas las partes del cuerpo e impiden que este colapse.

G

GRADOS DE LIBERTAD. - Los grados de libertad de una estructura son los desplazamientos independientes (trasnacionales y rotacionales) de los nodos que son necesarios para especificar la forma deformada de esta estructura, cuando se sujeta a una carga arbitraria.

H

HORMIGÓN: Concreto.

I

INERCIA. -La inercia es la propiedad de la materia de resistir a cualquier cambio en su movimiento, ya sea en dirección o velocidad. Esta propiedad se describe claramente en la Primera Ley del Movimiento de Newton lo cual dice: “Un objeto en reposo tiende a permanecer en reposo, y un objeto en movimiento tiende a continuar moviéndose en línea recta, a no ser que actúe sobre ellos una fuerza externa”.

M

MATRIZ DE RIGIDEZ. - Conceptualmente relaciona los desplazamientos de una serie de puntos o nodos, con los esfuerzos puntuales efectivos en dichos puntos.

MÉTODO HOLZER. - Holzer propuso un método de cálculo para determinar las frecuencias naturales y formas modales de sistemas torsionales, suponiendo una frecuencia natural y asignando inicialmente una amplitud unitaria en un extremo del sistema se calcula progresivamente el torque y el desplazamiento angular en el otro extremo. Las frecuencias que resulten en torque externo cero o condiciones de borde compatibles en el otro extremo, serán las frecuencias naturales torsionales del sistema. Los desplazamientos angulares Θ_i correspondientes a estas frecuencias naturales son las formas modales.

MODOS DE VIBRAR. - Es la forma característica en el que vibrara un sistema, esto va depender de su rigidez de su resistencia, de su configuración estructural.

MODULO DE ELASTICIDAD. - Es la relación entre el esfuerzo al que está sometido el material y su deformación unitaria. Representa la rigidez del material ante una carga impuesta sobre el mismo.

MÓDULO DE SECCIÓN. - La relación del momento de inercia respecto a un eje particular de una sección, dividido entre la distancia a la fibra extrema de la sección medida perpendicularmente al eje en consideración.

MÓDULO PLÁSTICO. - El momento estático de las áreas de tensión y compresión de una sección con respecto al eje neutro plástico.

En una sección no homogénea el eje neutro plástico \neq Centroide, ya que divide fuerzas iguales en compresión y tensión.

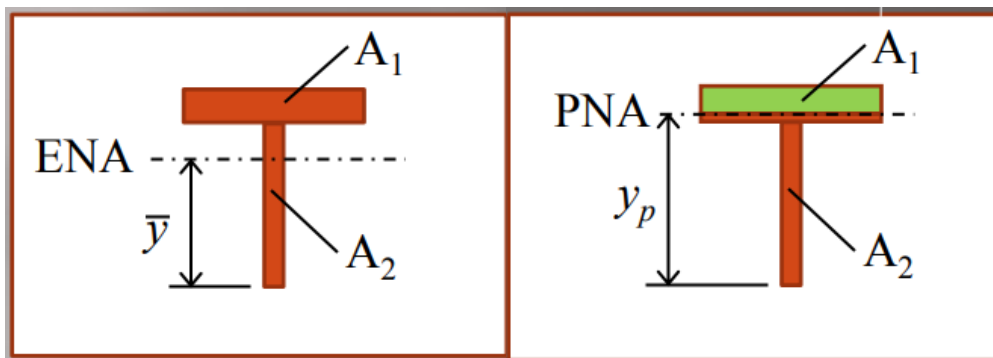


Figura 207: Eje Neutro y Eje neutro plástico

Fuente: Diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero para edificios conforme a las especificaciones AISC 2005

MOMENTO. - Un momento es la resultante de una fuerza por una distancia, este efecto hace girar elementos en torno a un eje o punto. El momento es constante, se puede tomar en cualquier punto del plano y siempre dará el mismo resultado, siendo la distancia la perpendicular, entre el punto y la dirección de la fuerza.

MOMENTO DE INERCIA. - También denominado Segundo Momento de Área; Segundo Momento de Inercia o Momento de Inercia de Área, es una propiedad geométrica de la sección transversal de los elementos estructurales.

Tomando en cuenta, un cuerpo alrededor de un eje, el momento de inercia, es la suma de los productos que se obtiene de multiplicar cada elemento de la masa por el cuadrado de su distancia al eje.



El momento de inercia refleja la distribución de masa de un cuerpo o de un sistema de partículas en rotación, respecto a un eje de giro. El momento de inercia desempeña un papel análogo al de la masa inercial en el caso del movimiento rectilíneo y uniforme. Es el valor escalar del momento angular longitudinal de un sólido rígido. El momento de inercia de un cuerpo depende de su forma (más bien de la distribución de su masa), y de la posición del eje de rotación. Aun para un mismo cuerpo, el momento de inercia puede ser distinto, si se considera ejes de rotación ubicados en distintas partes del cuerpo. Un mismo objeto puede tener distintos momentos de inercia, dependiendo de dónde se considere el eje de rotación. Mientras más masa está más alejada del eje de rotación, mayor es el momento de inercia. El momento de inercia tiene unidades de longitud al cuadrado. Ejemplo: cm^4 , m^4 , pulg^4 .

MOMENTO DE FLUENCIA. - Momento que producirá justamente el esfuerzo de fluencia en la fibra extrema de una sección.

El esfuerzo de fluencia es esfuerzo máximo que se puede desarrollar en un material sin causar una deformación plástica.

MOMENTO PLÁSTICO. - El esfuerzo de fluencia de una sección multiplicado por su módulo plástico. Es el momento nominal que la sección puede resistir en teoría si está soportada lateralmente.

MOMENTO TORSOR. - El momento torsor tiende hacer rotar a un elemento prismático en relación con su eje longitudinal. El momento torsor es también producido por la aplicación de un par cuya normal se dirige a lo largo del eje longitudinal del elemento.

P

PERIODO FUNDAMENTAL. - El periodo fundamental de un edificio se puede definir como el tiempo que esta demora en completar un ciclo de vibración (ir y volver).

R

RADIO DE GIRO. - El radio de giro de un objeto, respecto de un eje que pasa a través del centro de gravedad, es la distancia desde el eje en el cual se puede concentrar toda la masa del objeto sin cambiar su momento de inercia. El radio de giro es siempre medido desde el centro de gravedad.

El momento de inercia de cualquier objeto, puede ser expresado por la fórmula:



$$I = Mk^2$$

Donde:

- I = momento de inercia
- M = masa (unidad de masa)
- k = longitud (radio de giro) (unidad de longitud)

La distancia (k) se llama radio de giro y se refiere a la distribución de masas.

S

SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADA. - Estructuras conformadas únicamente por vigas y columnas, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales que resisten todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL.- Es un sistema mixto de pórticos reforzados por muros de corte o diagonales de arriostramiento. En este sistema los muros tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores.

R

RESISTENCIA DE DISEÑO.- Resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ que corresponda.

RESISTENCIA NOMINAL.- Resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño por resistencia de la norma, antes de aplicar el factor de reducción,

RESISTENCIA REQUERIDA.- Resistencia de un elemento o una sección transversal deba tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinadas según la norma.

RIGIDEZ.- Es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.



Conclusiones

Conclusión N° 1 – Respecto a la hipótesis general

En base a los resultados mostrados en las figuras de la 145 a la 192 se logró responder a la formulación de la interrogante general del problema, logrando cumplir el objetivo general planteado y de esta manera demostrar que la hipótesis general planteada es correcta, ya que la “Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco” modelada en un sistema estructural de acero obtuvo una respuesta sísmica favorable. Las columnas resisten de mejor manera los esfuerzos a flexo- compresión, la resistencia de diseño siempre fue mayor a las cargas actuantes. Las secciones de las columnas tubulares compuestas son de menor dimensión, por lo cual al realizar el cálculo de costo se vio una reducción por la menor cantidad de concreto usada y que el encofrado ya no era necesario.

Conclusión N° 2 – Respecto a la primera sub hipótesis.

- Se logró responder a la formulación de la primera Interrogante, logrando cumplir el primer objetivo específico y de esta manera demostrar que la primera sub hipótesis es correcta. Las columnas tubulares compuestas tuvieron una respuesta sísmica favorable con los pre dimensionamientos recomendados en la investigación, los drifts obtenidos cumplieron con las derivas máximas indicadas para estructuras de acero indicados en la Técnica Peruana E 030 2016 como se ve en desde la tabla 179 a la tabla 202.

Conclusión N° 3 – Respecto a la segunda sub hipótesis.

- Se logró responder a la formulación de la segunda Interrogante logrando cumplir el Segundo Objetivo Específico y de esta manera demostrar que la Segunda Sub Hipótesis es correcta, ya que dicha sub hipótesis indicaba que las columnas tubulares compuestas tendrán una mejor resistencia a la flexo - compresión ante las columnas de concreto armado en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, como se observa en las figuras de la 84 a la 94 los diagramas de interacción de las secciones de concreto armado y en las figura 139 a la 144 los diagramas de interacción de las columnas tubulares compuestas, ambos tipos de columnas soportan los requerimientos de carga de la Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco,



Conclusión n° 4 – Respecto a la tercera sub hipótesis.

- Se logró responder a la formulación de la tercera Interrogante, logrando cumplir el tercer objetivo específico y de esta manera demostrar que la tercera sub hipótesis es correcta, ya que dicha sub hipótesis indicaba que las columnas tubulares compuestas no variarían significativamente en cuanto al costo de materiales en partidas estructurales con las columnas de concreto armado en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, se obtuvo un ahorro del 4% como se pudo ver con valores especificados en la tabla 221. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que solo se analizó los materiales de partidas estructurales con partidas específicas.

Conclusión N° 5 – Respecto a la cuarta sub hipótesis.

- Se logró responder a la formulación de la cuarta Interrogante logrando cumplir el cuarto objetivo específico y de esta manera demostrar que la cuarta sub hipótesis es correcta, ya que dicha sub hipótesis indicaba que las secciones de las columnas tubulares compuestas tendrán dimensiones transversal por lo tanto menor área en comparación a la de las columnas de concreto armado en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco,



Recomendaciones

- Creemos que es necesaria la implementación de un curso sobre diseño en acero en la curricular de manera obligatoria, para que en la ciudad del Cusco se empiece con la construcción en acero de manera frecuente, con habilidades duras adquiridas en nuestra universidad.
- Se recomienda realizar una investigación más profunda en base a la mano de obra calificada para trabajos en acero, ya que creemos que en este ítem se obtendrán mayores beneficios en cuanto a costo y cronograma.
- Se recomienda el análisis costos en partidas como arquitectura e instalaciones, ya que se comprobó que los elementos estructurales compuestos son de menores dimensiones por ello el uso de elementos de menor peralte permite reducir la altura de los entresijos, con ello se ahorraría en elementos no estructurales y acabados
- Se recomienda la utilización de acero laminados en frío, la diferencia entre el acero laminado en frío y en caliente es su proceso que se efectúa de manera distinta, y es la principal diferencia, ambos procesos usan el mismo tipo de acero. El estirado y doblado en frío incrementa la resistencia tensil y de elasticidad, que con frecuencia elimina mayores tratamientos térmicos costosos. El cilindrado elimina las imperfecciones en la superficie. El rectificadado reduce el rango de tolerancia del tamaño original. El pulido mejora el acabado de la superficie.
- Recomendamos realizar un estudio detallado de las conexiones para enriquecer esta investigación, pues estas son un punto clave en el comportamiento estructural de una edificación del tipo estudiado.
- Se recomienda el estudio detallado de conectores de corte en estructuras tubulares compuestas, ya que estos elementos son vitales para un adecuado funcionamiento puesto que el comportamiento compuesto requiere que los dos materiales trabajen en forma integral mediante elementos que los vinculen o conecten, dado que la adherencia entre el hormigón y los elementos de acero con superficie lisa (perfiles, chapas, etc.) es prácticamente nula.
- Se recomienda el estudio de la incorporación de este tipo de elementos estructurales compuestos en otras categorías de edificación como viviendas, centros comerciales, entre otros, para nuevos temas de tesis.



- Se recomienda a la Universidad Andina del Cusco adquirir equipos que permitan medir las propiedades mecánicas de elementos estructurales en campo sin dañar la arquitectura existente. De la misma contar con personal capacitado en la correcta utilización del equipo.



Referencias

- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Estados Unidos.
- ACERO DECK. (2014). *Manual tecnico para el uso de placas colaborantes para losas de entre piso*. Lima: acero deck.
- ACI. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. Michigan, USA.
- AISC. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. En A. I. Construction. Chicago, Illinois, USA.
- Alvarez O, C. C. (2010). *El acero hoy, Construccion compuesta acero-concreto*. CHAPULTEPEC, MEXICO.: GERDAU CORSA.
- ARQHYS. (2012). *Concreto armado, Equipo de colaboradores y profesionales*. REVISTA ARQHYS, 12.
- Beer, F. (2010). *Estatica*. Mexico: Mc Graw-Hill.
- Carrasco Navarrete, S. (2010). *Diseño para columnas mixtas del tipo SRC, CFT y RCFT solicitadas por fuerza axial*. Santiago, Chile.
- Cassinello Perez, F. C. (1996). *Construccion: Hormigoneria*. Madrid: Rueda.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero.
- Harmsen, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Catolica del Perú.
- Hernandez, D. (2012). *Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigon de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variables*. VALENCIA, ESPAÑA: UNIVERSITAT POLITECNICA DE VALENCIA.
- McCormac, & Csernak. (2013). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO 5ta EDICION*. MEXICO: Alfaomega.
- Ministerio de Vivienda, Construccion y Vivienda (2014). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Cargas*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento. (2016). *Norma Técnica de Edificación NTE E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Concreto Armado*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.090 ACERO*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Concreto Armado*. Lima: SENCICO.
- Moller, O. (2010). *Hormigon Armado 4ta edición*. La Plata: Universidad Nacional de Rosario.
- Perles, P. (2007). *Temas de estructuras especiales*. ARGENTINA: KLCZKOWSKI.



Suarez, M. (2010). *Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado II*. NICARAGUA.

Valadez, O. A. (2012). *Construcción compuesta acero - concreto*. Mexico: Gerdau Corsa.



APÉNDICE

Apéndice 1: Ecuaciones para grafica de interacción de columnas.

Para poder dibujar una curva de interacción de cargas y momentos se consideran 6 puntos:

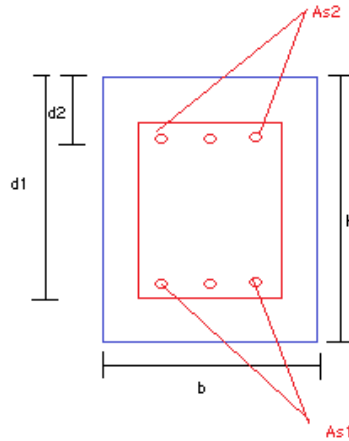


Figura 208: Sección de columna de Concreto Armado

PUNTO 01: CASO SE COMPRESIÓN PURA

Se supone que todas las fibras tienen una deformación unitaria igual a la máxima deformación permitida en el concreto $\epsilon_{cu} = 0.003$, lo que es equivalente a que el eje neutro se encuentre en el infinito.

$$Pn1 = A_{st} \times f'_y + 0.85f'_c \times (A_g - A_{st})$$

$$Mn1 = 0$$

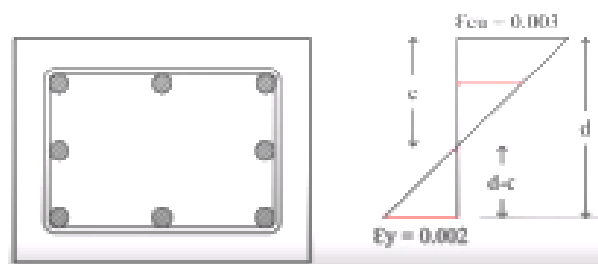


Figura 209: Punto 01: caso se compresión pura

DONDE:

A_g = Área total de la sección transversal (bxh)

A_{st} = Área total de acero

PUNTO 02: CASO DE FIGURACIÓN INCIPIENTE (ZONA DE COMPRESIÓN)

El eje neutro es paralelo al eje x, y coincide con el borde inferior de la sección transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el concreto $\epsilon_{cu} = 0.003$.

$$c = d1$$

$$a = 0.85 \times c$$

$$C_c = 0.85f'c \times a \times b$$

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - di}{c}\right) \times \epsilon_{cu}$$

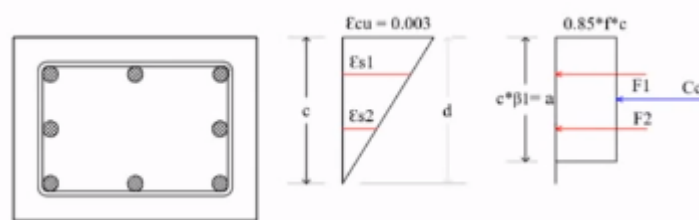


Figura 210: Punto 02: caso de figuración incipiente (zona de compresión)

Si $\epsilon_{si} > \epsilon_y$ el acero no fluye, si $\epsilon_{si} < \epsilon_y$ el acero fluye y el esfuerzo del acero igual a 4200 kg/cm^2 .

DONDE:

ϵ_y = deformación máxima del acero estructural = 0.0021

ϵ_{cu} = deformación máxima del concreto = 0.003

a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, mm

c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, mm,

ϵ_{s1} , ϵ_{s2} Y ϵ_{si} = deformación máxima del acero estructural analizado por área de acero A_{s1} , A_{s2} y A_{si} .

E = Modulo de elasticidad del acero $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = \epsilon_{s1} \times E \times A_{s1} = 0$$

$$F_{s2} = \epsilon_{s1} \times E \times A_{s2}$$

$$F_{si} = \epsilon_{si} \times E \times A_{si}$$

$$Pn2 = Cc + Fs1 + Fs2$$

$$Mn2 = Cc \times \left(\frac{h - a}{2}\right) + Fs2 \times Cc \times \left(\frac{h}{2} - d2\right)$$

PUNTO 03: CASO DE FALLA BALANCEADA

$$c = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y}\right) \times d1$$

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - di}{c}\right) \times \epsilon_{cu}$$

$$F_{si} = \epsilon_{si} \times E \times A_{si}$$

$$C_c = 0.85 f'_c \times a \times b$$

$$Pn3 = C_c$$

$$Mn3 = C_c \times \left(\frac{h - a}{2}\right) + F_{s1} \left(d1 \times \frac{h}{2}\right) + F_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d2\right)$$

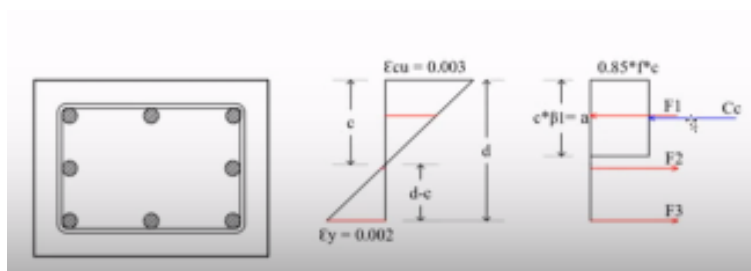


Figura 211: Punto 03: caso de falla balanceada

PUNTO 04: PUNTO DE CAMBIO

Elegimos un C menor al calculado en el punto anterior:

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - di}{c}\right) \times \epsilon_{cu}$$

$$F_{si} = \epsilon_{si} \times E \times A_{si}$$

$$C_c = 0.85f'c \times a \times b$$

$$P_n4 = C_c + F_{s1} + F_{s2}$$

→ Si $P_n4 \cong \frac{0.1 \times f'c \times A_g}{0.70}$ cambiar c

$$M_n4 = C_c \times \left(\frac{h-a}{2}\right) + F_{s1} \left(d1 - \frac{h}{2}\right) + F_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d2\right) + F_{si} \times \left(\frac{h}{2} - di\right)$$

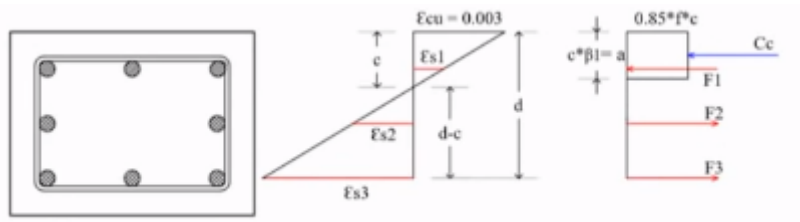


Figura 212: Punto 04: punto de cambio

PUNTO 05: CASO DE FLEXIÓN PURA

Calculamos C expresando la ecuación Mn en términos de C e igualándola a 0,

$$c = \frac{2}{3}(re - Sy)$$

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - di}{c}\right) \times \epsilon_{cu}$$

$$F_{si} = \epsilon_{si} \times E \times A_{si}$$

$$C_c = 0.85f'c \times a \times b$$

$$P_n5 = C_c + F_{s1} + F_{s2}$$

$$M_n5 = C_c \times \left(\frac{h-a}{2}\right) + F_{s1} \left(d1 \times \frac{h}{2}\right) + F_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d2\right) + F_{si} \times \left(\frac{h}{2} - di\right)$$

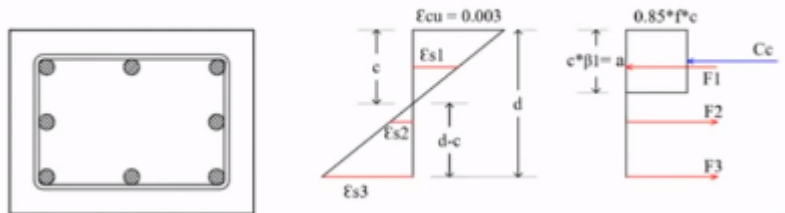


Figura 213: Punto 05: caso de flexión pura

PUNTO 06: CASO DE TRACCIÓN PURA

$$Pn6 = As \times f'y$$

$$Mn6 = 0$$

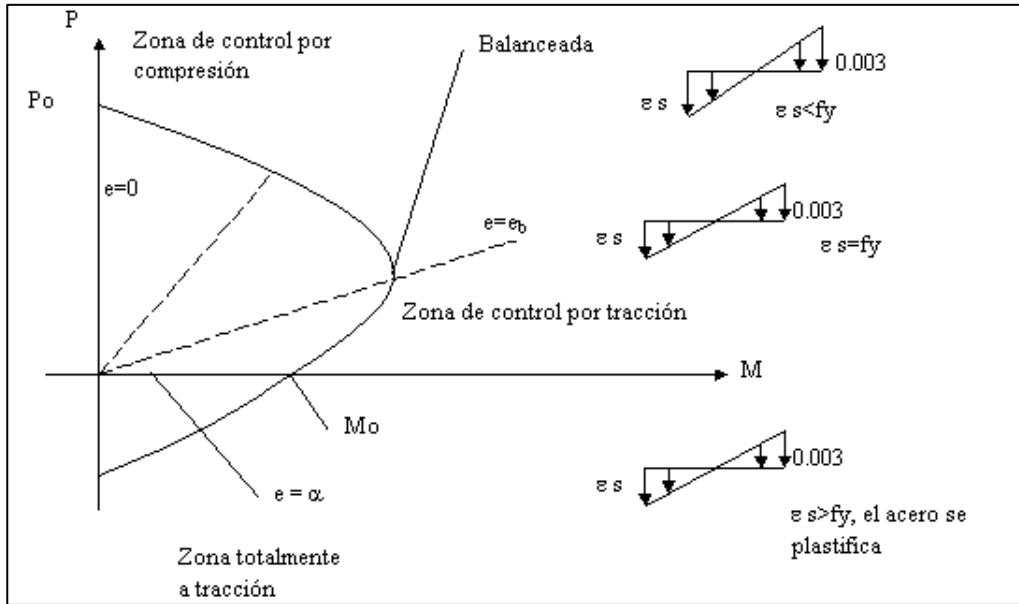


Figura 214: Diagrama de interacción

Fuente: *La flexo-compresión en los elementos de hormigón armado*

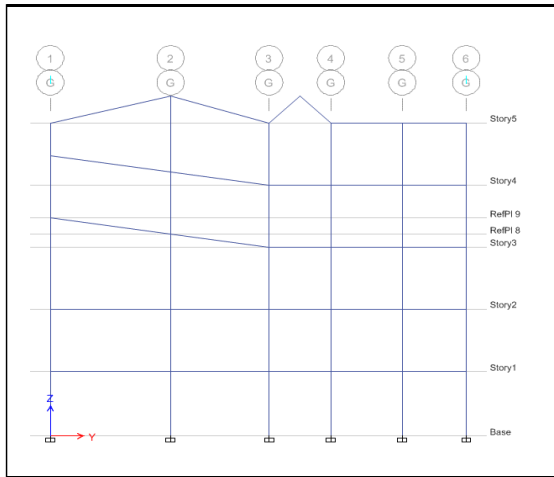
Apéndice 2:

Para poder entender mejor el programa se realizó este método, para ello se eligió el pórtico G del bloque 2, por ser el de mayor tamaño y encontrarse en el bloque tiene mayor sobrecarga y mayor tamaño en comparación con los otros bloques de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco

METODO DE HOLZER

Tabla 224: Masa y rigidez Pórtico G - Bloque

02



MASAS		
m1 =	9.648	tns2/m
m2 =	9.795	tns2/m
m3 =	10.124	tns2/m
m4 =	14.031	tns2/m
m5 =	6.213	tns2/m
RIGIDECES		
k1 =	32268.032	tn/m
k2 =	37021.752	tn/m
k3 =	37021.752	tn/m
k4 =	37021.752	tn/m
k5 =	37021.752	tn/m

Figura 215: Pórtico G - Bloque 02

Tabla 225: Modo 1 de vibración - Bloque 02, pórtico G

PARA MOD0 1:							
T =	0.371	seg	w =	16.957	w2 =	287.529	
PISO	MASA	K	F	V	δ	φ	φ Normalizado
5	6.21324		1786.485			1	
		37021.75193		1786.485	0.048		3.072
4	14.03136		3839.738			0.952	
		37021.75193		5626.222	0.152		2.923
3	10.12378		2328.045			0.800	
		37021.75193		7954.267	0.215		2.457
2	9.79538		1647.401			0.585	
		37021.75193		9601.668	0.259		1.797
1	9.64817		903.167			0.326	
		32268.0321		10504.835	0.326		1.000
	49.81					0.000	

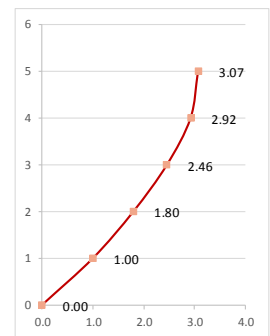


Figura 216: Modo 1 de vibración - Bloque 01

Tabla 226: Modo 02 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

PARA MODO 2:							
T =	0.120	seg	w =	52.212	w2 =	2726.143	
PISO	MASA	K	F	V	δ	ϕ	ϕ Normalizado
5	6.21324		16938.180			1	-1.019
		37021.75193		16938.180	0.458		
4	14.03136		20750.682			0.542	-0.553
		37021.75193		37688.862	1.018		
3	10.12378		-13124.342			-0.476	0.485
		37021.75193		24564.520	0.664		
2	9.79538		-30416.875			-1.139	1.161
		37021.75193		-5852.355	-0.158		
1	9.64817		-25801.919			-0.981	1.000
		32268.0321		-31654.274	-0.981		
	49.81					0.000	

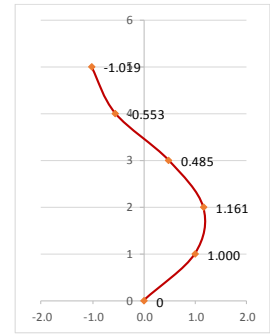


Figura 217: Modo 02 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

Tabla 227: Modo 03 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

PARA MODO 3:							
T =	0.076	seg	w =	83.165	w2 =	6916.429	
PISO	MASA	K	F	V	δ	ϕ	ϕ Normalizado
5	6.21324		42973.436			1	1.098
		37021.75193		42973.436	1.161		
4	14.03136		-15601.438			-0.161	-0.177
		37021.75193		27371.998	0.739		
3	10.12378		-63026.134			-0.900	-0.988
		37021.75193		-35654.136	-0.963		
2	9.79538		4264.682			0.063	0.069
		37021.75193		-31389.453	-0.848		
1	9.64817		60779.384			0.911	1.000
		32268.0321		29389.931	0.911		
	49.81					0.000	

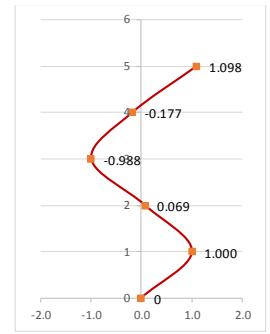


Figura 218: Modo 03 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

Tabla 228: Modo 04 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

PARA MODO 4:							
T =	0.062	seg	w =	100.691	w2 =	10138.621	
PISO	MASA	K	F	V	δ	ϕ	ϕ Normalizado
5	6.21324		62993.686			1	-1.620
		37021.75193		62993.686	1.702		
4	14.03136		-99798.951			-0.702	1.137
		37021.75193		-36805.266	-0.994		
3	10.12378		30034.933			0.293	-0.474
		37021.75193		-6770.333	-0.183		
2	9.79538		47222.208			0.475	-0.770
		37021.75193		40451.876	1.093		
1	9.64817		-60369.708			-0.617	1.000
		32268.0321		-19917.833	-0.617		
	49.81					0.000	

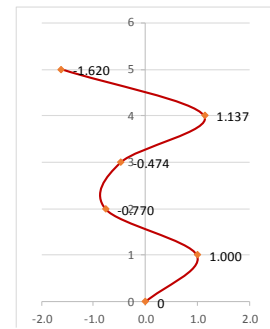


Figura 219: Modo 04 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

Tabla 229: Modo 05 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

PARA MODO 5:							
T =	0.055	seg	w =	114.984	w2 =	13221.398	
PISO	MASA	K	F	V	δ	ϕ	ϕ Normalizado
5	6.21324		82147.721			1	0.509
		37021.75193		82147.721	2.219		
4	14.03136		-226124.034			-1.219	-0.620
		37021.75193		-143976.314	-3.889		
3	10.12378		357389.106			2.670	1.358
		37021.75193		213412.792	5.765		
2	9.79538		-400759.652			-3.094	-1.574
		37021.75193		-187346.860	-5.060		
1	9.64817		250786.268			1.966	1.000
		32268.0321		63439.408	1.966		
	49.81					0.000	

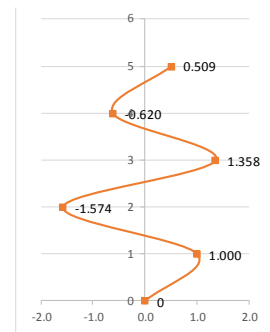


Figura 220: Modo 05 de vibración - Bloque 02, p^ortico G

CALCULANDO DESPLAZAMIENTOS

Masa participativa: $\{\phi(i)\}^T [M] \{\phi(i)\}$

$$\Delta = \frac{L}{M^*} Sd \quad Sd = \frac{Sa}{w^2}$$

Tabla 230: Datos para la gráfica del diagrama de pseudodesplazamientos

T	C	Sa	Ω	Sv	Sd
0.00	2.50	2.29	0.00	0.00	0.000
0.10	2.50	2.29	62.83	0.04	0.001
0.50	2.50	2.29	12.57	0.18	0.014
0.90	2.50	2.29	6.98	0.33	0.047
0.80	2.50	2.29	7.85	0.29	0.037
1.00	2.50	2.29	6.28	0.36	0.058
1.20	2.08	1.91	5.24	0.36	0.070
1.40	1.79	1.64	4.49	0.36	0.081
1.60	1.56	1.43	3.93	0.36	0.093
1.80	1.23	1.13	3.49	0.32	0.093
2.00	1.00	0.92	3.14	0.29	0.093
2.20	0.83	0.76	2.86	0.26	0.093
2.40	0.69	0.64	2.62	0.24	0.093
2.60	0.59	0.54	2.42	0.22	0.093
2.80	0.51	0.47	2.24	0.21	0.093
3.00	0.44	0.41	2.09	0.19	0.093
4.00	0.25	0.23	1.57	0.15	0.093
5.00	0.16	0.15	1.26	0.12	0.093

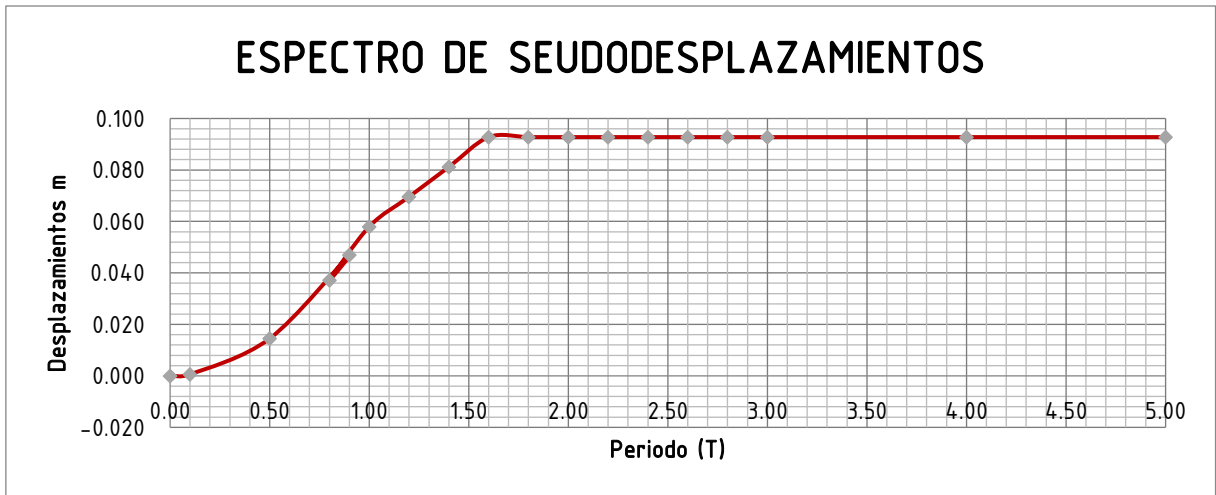


Figura 221: Espectro de pseudodesplazamientos

PARA Modo 1

M*	280.89	tn
L	112.22	mm
Sd	9.9512	mm
Δdinamico =	3.98	mm

Piso 5	12.21	mm
Piso 4	11.62	mm
Piso 3	9.77	mm
Piso 2	7.14	mm
Piso 1	3.98	mm

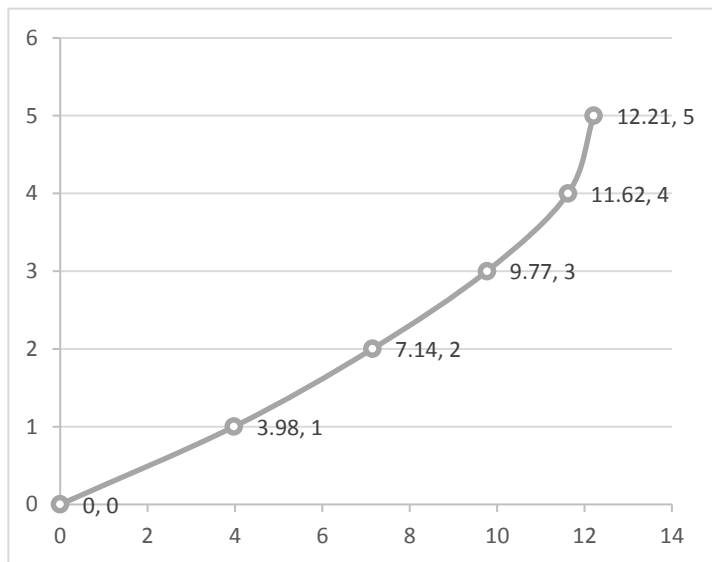


Figura 222: Desplazamientos para modo 1

PARA Modo 2

M*	35.98	tn
L	11.84	mm
Sd	1.0496	mm
Δdinamico =	0.35	mm

Piso 5	-0.35	mm
Piso 4	-0.19	mm
Piso 3	0.17	mm
Piso 2	0.40	mm
Piso 1	0.35	mm

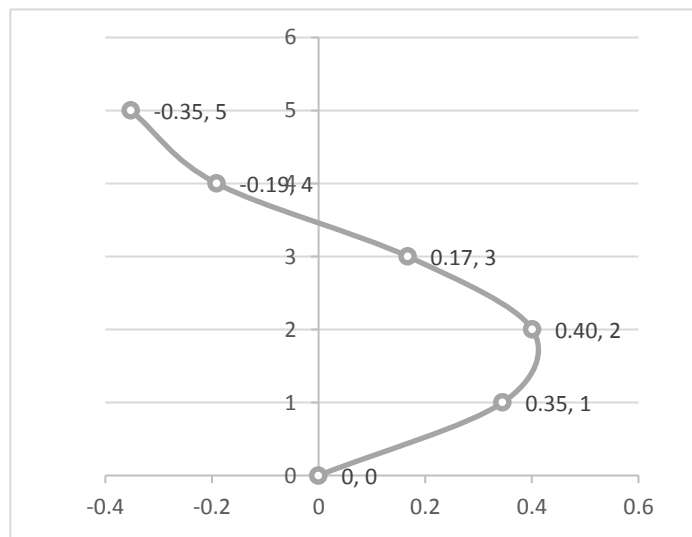


Figura 223: Desplazamientos para modo 2

PARA Modo 3

M*	27.51	tn
L	4.67	
Sd	0.4137	
Δdinamico =	0.07	

Piso 5	0.08	mm
Piso 4	-0.01	mm
Piso 3	-0.07	mm
Piso 2	0.00	mm
Piso 1	0.07	mm

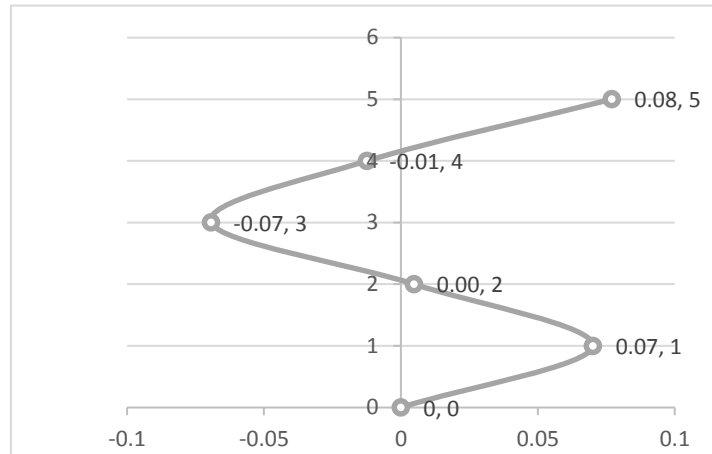


Figura 224: Desplazamientos para modo 3

PARA Modo 4

M*	52.18	tn
L	3.18	
Sd	0.2822	
Δdinamico =	0.02	

Piso 5	-0.03	mm
Piso 4	0.02	mm
Piso 3	-0.01	mm
Piso 2	-0.01	mm
Piso 1	0.02	mm

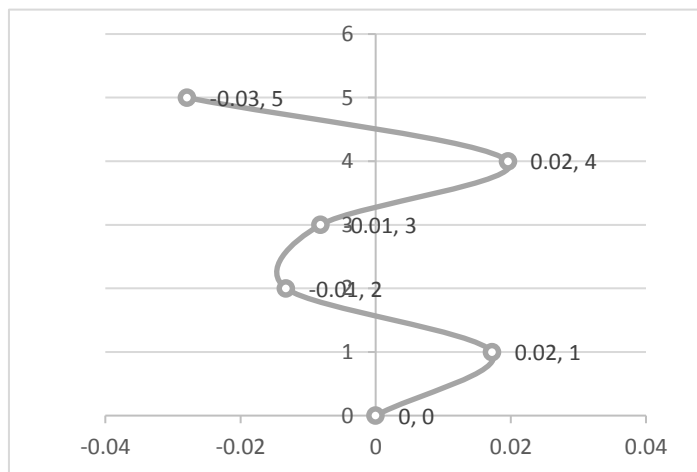


Figura 225: Desplazamientos para modo 4

PARA Modo 5

M*	59.59	tn
L	2.44	
Sd	0.2164	
Δdinamico =	0.01	

Piso 5	0.00	mm
Piso 4	-0.01	mm
Piso 3	0.01	mm
Piso 2	-0.01	mm
Piso 1	0.01	mm

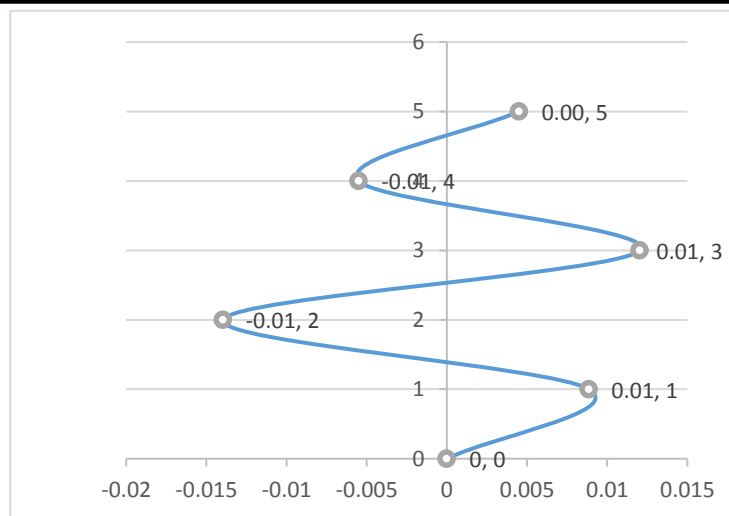


Figura 226: Desplazamientos para modo 5

CRITERIO DE SUPERPOSICIÓN MODAL

CRITERIO 1 SUMA DE VALORES ABSOLUTOS (ABS)				
PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5
4.417	7.576	10.023	11.851	12.673

CRITERIO 2 RAIZ MEDIA CUADRADA (SRSS)				
PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5
3.991	7.154	9.768	11.624	12.217

CRITERIO 3 NORMA E0.30 (OPCION2)				
PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5
4.098	7.259	9.832	11.680	12.331

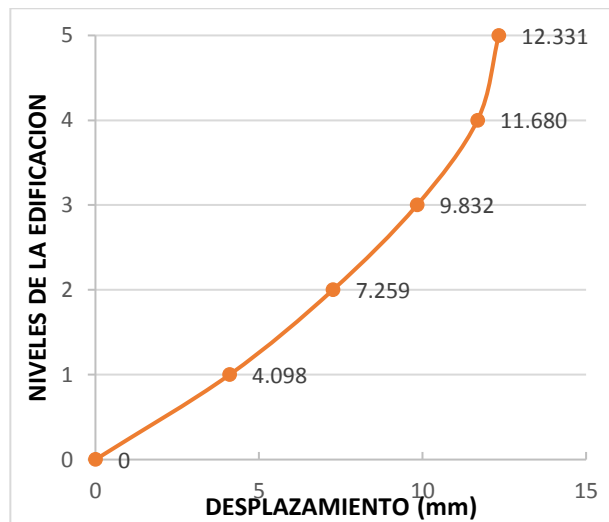


Figura 227: Desplazamiento Bloque 02 – Pórtico G (súper posición modal)

COMBINACION CUADRATICO COMPLETOS

MATRIZ Pij

$$p_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1.5}}{(1-r^2)^2 + 4r\xi^2(1+r)^2}$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

$\xi =$ 5%

$r(1-1) =$ 1

$P(1-1) =$ 1

$r(1-2) =$ 3.079

$P(1-2) =$ 0.006



$r(2-2) = 1$	$P(2-2) = 1$	$r(1-3) = 4.905$	$P(1-3) = 0.002$
$r(3-3) = 1$	$P(3-3) = 1$	$r(1-4) = 5.938$	$P(1-4) = 0.002$
$r(4-4) = 1$	$P(4-4) = 1$	$r(1-5) = 6.781$	$P(1-5) = 0.001$
$r(5-5) = 1$	$P(5-5) = 1$		
$r(2-3) = 1.593$	$P(2-3) = 0.042$	$r(3-4) = 1.211$	$P(3-4) = 0.213$
$r(2-4) = 1.928$	$P(2-4) = 0.021$	$r(3-5) = 1.383$	$P(3-5) = 0.085$
$r(2-5) = 2.202$	$P(2-5) = 0.014$	$r(4-5) = 1.142$	$P(4-5) = 0.361$

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

$$\Delta_{max} = \sqrt{[\Delta_1 \quad \Delta_2 \quad \dots \quad \Delta_{n-1} \quad \Delta_n] [P_{ij}] \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \vdots \\ \Delta_n \end{bmatrix}}$$

PARA PISO 1

$$\Delta_{max} = \begin{bmatrix} 3.97564 & 0.34527 & 0.07016 & 0.01722 & 0.00886 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 & 0.002 & 0.001 \\ 0.006 & 1.000 & 0.042 & 0.021 & 0.014 \\ 0.002 & 0.042 & 1.000 & 0.213 & 1.383 \\ 0.002 & 0.021 & 0.213 & 1.000 & 0.361 \\ 0.001 & 0.014 & 1.383 & 0.361 & 1.000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 3.97564 \\ 0.34527 \\ 0.07016 \\ 0.01722 \\ 0.00886 \end{bmatrix} = 3.99 \text{ mm}$$

PARA PISO 2

$$\Delta_{max} = \begin{bmatrix} 7.14270 & 0.40090 & 0.00485 & -0.01326 & -0.01395 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 & 0.002 & 0.001 \\ 0.006 & 1.000 & 0.042 & 0.021 & 0.014 \\ 0.002 & 0.042 & 1.000 & 0.213 & 1.383 \\ 0.002 & 0.021 & 0.213 & 1.000 & 0.361 \\ 0.001 & 0.014 & 1.383 & 0.361 & 1.000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 7.14270 \\ 0.40090 \\ 0.00485 \\ -0.01326 \\ -0.01395 \end{bmatrix} = 7.16 \text{ mm}$$

PARA PISO 3

$$\Delta_{max} = \begin{bmatrix} 9.76636 & 0.16737 & -0.06934 & -0.00816 & 0.01204 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 & 0.002 & 0.001 \\ 0.006 & 1.000 & 0.042 & 0.021 & 0.014 \\ 0.002 & 0.042 & 1.000 & 0.213 & 1.383 \\ 0.002 & 0.021 & 0.213 & 1.000 & 0.361 \\ 0.001 & 0.014 & 1.383 & 0.361 & 1.000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 9.76636 \\ 0.16737 \\ -0.06934 \\ -0.00816 \\ 0.01204 \end{bmatrix} = 9.77 \text{ mm}$$



PARA PISO 4

$$\Delta_{\max} = \begin{bmatrix} 11.62214 & -0.19093 & -0.01238 & 0.01957 & -0.00550 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 & 0.002 & 0.001 \\ 0.006 & 1.000 & 0.042 & 0.021 & 0.014 \\ 0.002 & 0.042 & 1.000 & 0.213 & 1.383 \\ 0.002 & 0.021 & 0.213 & 1.000 & 0.361 \\ 0.001 & 0.014 & 1.383 & 0.361 & 1.000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 11.62214 \\ -0.19093 \\ -0.01238 \\ 0.01957 \\ -0.00550 \end{bmatrix} = 11.62 \text{ mm}$$

PARA PISO 5

$$\Delta_{\max} = \begin{bmatrix} 12.21140 & -0.35196 & 0.07703 & -0.02790 & 0.00451 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.000 & 0.006 & 0.002 & 0.002 & 0.001 \\ 0.006 & 1.000 & 0.042 & 0.021 & 0.014 \\ 0.002 & 0.042 & 1.000 & 0.213 & 1.383 \\ 0.002 & 0.021 & 0.213 & 1.000 & 0.361 \\ 0.001 & 0.014 & 1.383 & 0.361 & 1.000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 12.21140 \\ -0.35196 \\ 0.07703 \\ -0.02790 \\ 0.00451 \end{bmatrix} = 12.21 \text{ mm}$$

Apéndice 3: Diseño en acero de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.

1. CIMENTACIONES

Tabla 231: Propiedades del suelo de cimentación

Estrato	I	II	III	Und.
Material	Arena limosa	Arcilla marrón	Grava limosa	
N° spt	12	5	15	Golpes
Densidad Natural	1.94	2.05	2.30	Tn/m ³
Peso esp. de sólidos	2.56	2.65	2.62	Tn/m ³
Cohesión	0.16	0.38	0.15	Kg/cm ²
Ángulo de fricción interna	25.1	0.00	43.9	(°)
Módulo esf. deformación	280	---	400	Kg/cm ²
Módulo de Poisson (ν)	0.30	0.50	0.45	----
Índice de compresibilidad	---	0.161	---	----
Índice de recompresión	---	0.043	---	----
Presión de preconsolidación	---	0.80	---	Kg/cm ²

Fuente: Expediente técnico del proyecto "Consultoría Ing. Noemí Ortega Campana"

Tabla 232: Esfuerzo admisible según el tipo de cimentación

Cimiento	Esfuerzo Admisible	Unidad
Zapatas conectadas Prof= 1.80m	1.94	Kg/cm ²
Vigas de cimentación Prof= 1.80m	1.45	Kg/cm ²
Cimientos corridos Prof= 0.80m	0.91	Kg/cm ²

Fuente: Expediente técnico del proyecto "Consultoría Ing. Noemí Ortega Campana"

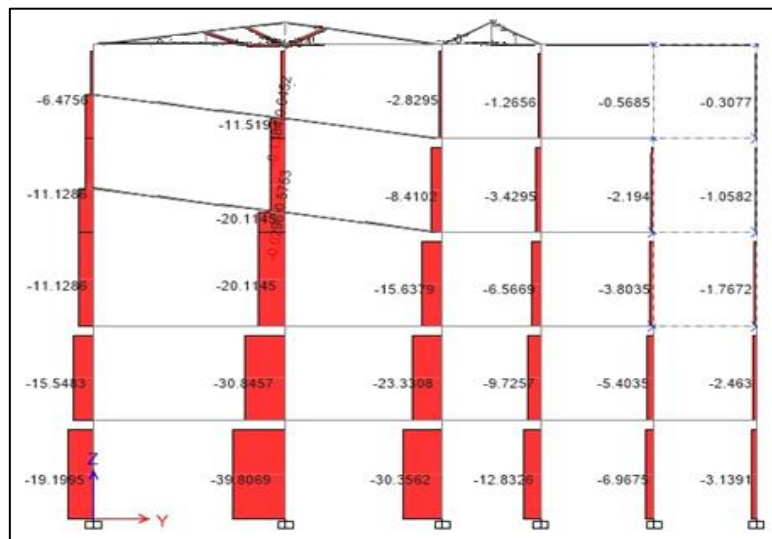


Figura 228: Fuerza cortante Carga viva Bloque 2 - Pórtico G

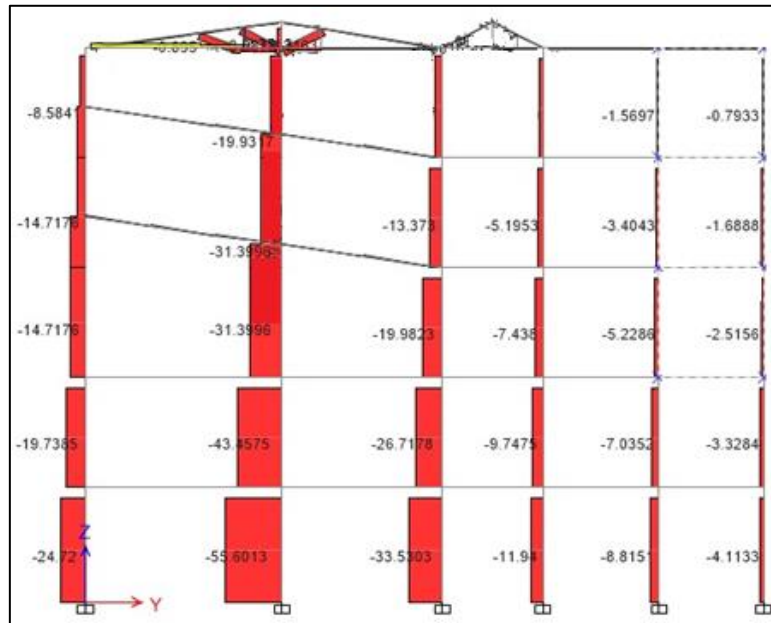


Figura 229: Fuerza cortante Carga muerta Bloque 2 - Pórtico G

$$q_{neto} = q_{adm} - \gamma_s h - h_z \gamma_c - s/c$$

$$q_{neto} = \frac{14.5 \text{ tn}}{m^2} - \frac{2.62 \text{ tn}}{m^3} * 1.8m - 0.5m * \frac{2.4 \text{ tn}}{m^3} - \frac{0.4 \text{ tn}}{m^2}$$

$$q_{neto} = 8.20 \frac{\text{tn}}{m^2}$$

$$A_{zc} = \frac{P}{q_{neto}}$$

$$A_{zc} = \frac{251.51 \text{ tn}}{8.20 \frac{\text{tn}}{m^2}}$$

$$A_{zc} = 30.67 m^2$$

La longitud total del pórtico es de 19.81 m

➔ Entonces el ancho de las zapatas será el área 30.67 m² entre la longitud 19.81 m

Entonces el ancho de la zapata será de 1.50 m al igual que en la edificación de concreto armado.

2. COLUMNAS COMPUESTAS

Las columnas compuestas recomendadas por la presente investigación se construyen con concreto colocados dentro de tubos de acero. Los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones. Para el diseño de las columnas compuestas que en este caso denominadas RCFT (RECTANGULAR CONCRETE FILLED TUBE) Se recomienda

diseñar las columnas RCFT solicitadas por compresión pura según el método de diseño del código ACI318-05.

Con respecto a la tracción, solamente la norma AISC 360-05 menciona el diseño de una columna solicitada por tracción. (Carrasco Navarrete, 2010)

Para esta estructura se utilizará las siguientes dimensiones de columnas

Tabla 233: DIMENSIONES DE COLUMNAS COMPUESTAS

NUMERO DE BLOQUE	DIMENSIONES DE COLUMNA
1	14" X 10"
2	14" X10"
3	14" X14"
4	14" X14"
5	14" X14"
6	18" X18"

Se demostraron que los diseños cumplen con el diseño según la norma AISC 360-05

LIMITACIONES GEOMETRICAS COLUMNA 14" X 10"

i) $A_s > 0.01 A_g$

$A_s =$	140 in ²
$A_g =$	22 in ²
	0.218 in ²

CUMPLE

ii) $b/t < 2.26 \sqrt{E_s/F_y}$

$d =$	14 in
$b =$	10 in
$t =$	0.472 in
$E_s =$	210000 MPa
$F_y =$	317 MPa

CUMPLE

LIMITACIONES GEOMETRICAS COLUMNA 14" X 14"

i) $A_s > 0.01 A_g$

$A_s =$	196 in ²
$A_g =$	26 in ²
	0.255 in ²

CUMPLE

ii) $b/t < 2.26 \sqrt{E_s/F_y}$

$d =$	14 in
$b =$	14 in
$t =$	0.472 in
$E_s =$	210000 MPa
$F_y =$	317 MPa

CUMPLE

LIMITACIONES GEOMETRICAS COLUMNA 18" X 18"

i) $A_s > 0.01 A_g$

$A_s =$	324 in ²
$A_g =$	33 in ²
	0.331 in ²

CUMPLE

ii) $b/t < 2.26 \sqrt{E_s/F_y}$

$d =$	18 in
$b =$	18 in
$t =$	0.472 in
$E_s =$	210000 MPa
$F_y =$	317 MPa

CUMPLE

	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO			
	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
	ASESOR:	ING HEINER SOTO		
	TESISTAS:	FARFÁN CORAL, GABY ALEXANDRA NUÑEZ ESTRADA, CLAUDIA FERNANDA	CÓDIGO: 014100666F 013100662A	
TEMA:	DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS RCFT (RECTANGULAR CONCRETE FILLED TUBE)			

c. Diseño de columnas solicitadas por Tracción

Para poder hallar la carga del viento (Norma Tecnica Peruana E 0.20)

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual se actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$Ph = 0.005 CV_h^2$$

Donde:

Ph : presión o succión del viento a una altura h en Kg/m2

C : factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4

Vh : velocidad de diseño a la altura h, en Km/h

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6

Tabla 234: Factores de forma

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$Vh = V (h/10)^2$$

Donde: Vh : es la velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V : es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h

h : es la altura sobre el terreno en metros

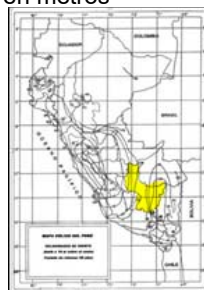


Figura 230: Mapa eólico del Perú

Fuente: Norma E 0.20

Vh para la ciudad del Cusco va desde 45 hasta 110 km/hr



Se recomienda utilizar el método de diseño del código ACI318-05 .

Para la carga permanente, se utilizó la máxima y para la carga de tracción de viento se utilizó la siguiente formula:

$$F_{viento} = \text{Presión del viento} \times \text{Area} \times \text{Coef de arrastre}$$

Obteniendo una carga a tracción d viento de 334.73 kN (34.13 Ton)

Características del perfil

$b := 14 \text{ in}$		Carga
$d := 10 \text{ in}$	$P_{dl} := 560.37 \text{ kN}$	permanente de
$t := 0.472 \text{ in}$		compresión
$A_s := 33.65 \text{ in}^2$	$P_{ll} := 334.13 \text{ kN}$	Carga a tracción
$F_y := 46 \text{ ksi}$		de viento
$E_s := 210000 \text{ MPa}$		

Para calcular el área de hormigón hay que tener presente lo siguiente

$$P_{ud} := 0.9 \cdot (-P_{dl}) = -5.043 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$P_{ul} := 1.6 \cdot P_{ll} = (5.346 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$P_u := P_{ud} + P_{ul} = (3.028 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Tracción de Diseño Disponible

$$P_t := A_s \cdot F_y = (6.885 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$P_n := P_t$$

$$\phi_t := 0.90$$

$$\phi_t \cdot P_n = (6.197 \cdot 10^6) \text{ N}$$

La capacidad nominal minorada es mayor que la demanda mayorada, entonces el diseño de la columna solicitada por tracción es adecuada.

$$P_u = 3.403 \text{ tonf}$$

$$\phi_t \cdot P_n = 696.555 \text{ tonf}$$

	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO			
	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
	ASESOR:	ING HEINER SOTO		
	TESISTAS:	FARFÁN CORAL, GABY ALEXANDRA NUÑEZ ESTRADA, CLAUDIA FERNANDA	CÓDIGO:	
TEMA:	DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS RCFT (RECTANGULAR CONCRETE FILLED TUBE)			

d. Diseño de columnas solicitadas por Corte

Cuando se diseña teniendo presente el acero, se debe calcular V_n

Características del perfil

$$b := 14 \text{ in}$$

$$d := 10 \text{ in}$$

$$t := 0.472 \text{ in}$$

$$A_s := 33.65 \text{ in}^2$$

$$F_y := 46 \text{ ksi}$$

$$P_{dl} := 560.37 \text{ kN}$$

$$P_{ll} := 329.00 \text{ kN}$$

Se escogió la mayor carga de permanente puntual de 560.08 kN (57.1123 Ton) y sobrecarga de 329.01 kN (33.5497 Ton) del bloque 2 ya que aquí se encuentran las mayores cargas.

Cortante de Diseño Requerido

$$V_{ud} := 1.2 \cdot P_{dl} = (6.724 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$V_{ul} := 1.6 \cdot P_{ll} = (5.264 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$V_u := V_{ud} + V_{ul} = (1.199 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Cálculo de la altura h del hormigón

$$h := d - 3 \cdot t = 218.034 \text{ mm}$$

Cálculo de A_w

$$A_w := 2 \cdot h \cdot t = (5.228 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Cortante de Diseño Disponible

$$\phi_v := 0.9$$

$$C_v := 5 \quad \text{Todos los perfiles HSS rectangulares poseen } C_v \text{ igual a } 5.0$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = (4.974 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\phi_v \cdot V_n = (4.477 \cdot 10^6) \text{ N}$$

La capacidad nominal minorada es mayor que la demanda mayorada, entonces el diseño de la columna solicitada por corte es adecuada.

$$V_u = 134.755 \text{ tonf}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 503.215 \text{ tonf}$$

	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO			
	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL			
	ASESOR:	ING HEINER SOTO		
	TESISTAS:	FARFÁN CORAL, GABY ALEXANDRA NUÑEZ ESTRADA, CLAUDIA FERNANDA	CÓDIGO:	
TEMA:	DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS RCFT (RECTANGULAR CONCRETE FILLED TUBE)			

COLUMNA 14" x 10", puesta en el bloque 1 y 2:

α1 Diseño de columnas solicitadas por Compresión

Características del perfil

$$b := 14 \text{ in}$$

$$d := 10 \text{ in}$$

$$t := 0.472 \text{ in}$$

$$As := 33.65 \text{ in}^2$$

$$Fy := 46 \text{ ksi}$$

$$Pdl := 560.08 \text{ kN}$$

$$Pll := 329.01 \text{ kN}$$

Carga permanente de compresión

Sobrecarga

⊗ Se escogió la mayor carga de permanente puntual de 560.08 KN (57.1123 Ton) y sobrecarga de 329.01 KN (33.5497 Ton) del bloque 2 ya que aquí se encuentran las mayores cargas.

Para calcular el área de hormigón hay que tener presente lo siguiente

$$r := 2 \cdot t = 23.978 \text{ mm}$$

$$df := d - 2 \cdot r = 206.045 \text{ mm}$$

$$bf := b - 2 \cdot r = 307.645 \text{ mm}$$

$$Ac := df \cdot bf + \pi \cdot (r - t)^2 + 2 (df) (r - t) + 2 bf \cdot (r - t) = (7.616 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Para este perfil, se tomará el pandeo en el eje débil, con lo cual el momento de inercia será:

$$bl := b - 2 \cdot t = 331.622 \text{ mm}$$

$$dl := d - 2 \cdot r = 206.045 \text{ mm}$$

$$b2 := b - 2 \cdot r = 307.645 \text{ mm}$$

$$d2 := t = 11.989 \text{ mm}$$

$$Icy := \frac{dl \cdot bl^3}{12} + \frac{2 \cdot d2 \cdot b2^3}{12} + 2 \cdot (r - t)^4 \cdot \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9 \cdot \pi} \right) + 2 \left(\frac{\pi \cdot (r - t)^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{b2}{2} + \frac{4 (r - t)}{3 \cdot \pi} \right)^2 = (6.958 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$Icy := 61.8 \text{ in}^4 = (2.572 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$Es := 210000 \text{ MPa}$$

$$fc := 20.593965 \text{ MPa}$$

Límite de espesor:

$$\frac{t}{b} = 0.034$$

$$\sqrt{\frac{Fy}{3 \cdot Es}} = 0.022$$