

ESTUDIO DE LOS CÁLCULOS ESTRUCTURALES **Y PATOLOGÍA DEL EDIFICIO BERNAVENTO**

PREPARADO POR:

ING. JESÚS HUMBERTO ARANGO TOBÓN

ING. JUAN CARLOS ORTIZ CARDONA

JUNIO DE 2014

TABLA DE CONTENIDO

1. ALCANCE	3
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.....	3
3. DATOS DE TRABAJO	4
4. REVISIÓN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	5
4.1) Análisis estructural de la super estructura:	5
5. REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	8
5.1) Revisión Análisis Y Diseño De Columnas:.....	9
5.2) Revisión Análisis Y Diseño De Pilas:.....	17
5.3) Verificación De Derivas:.....	19
5.4) Revisión Análisis Y Diseño De Vigas:	23
5.5) Revisión De Deflexiones:.....	26
6. RESULTADOS DE ENSAYOS REALIZADOS	27
6.1) Revisión De Resultados De Cilindros De Concreto:	27
6.2) Revisión De Informe De Ensayo Ultrasónico Para Determinar Resistencias.....	32
7. CONCEPTO PATOLÓGICO.....	34
8. CONCLUSIONES	37

1. ALCANCE

Este informe tendrá como alcance ilustrar el análisis estructural, solicitaciones obtenidas y chequeos de los diseños que llevaron a la construcción del edificio Bernavento en el año 2007.

El sistema constructivo es pórticos y muros estructurales de concreto reforzado.

Está ubicada en la Ciudad de Medellín Antioquia, está ubicado en la Carrera 16 No 7-110, sector Loma De Los Bernal (Belén).



2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

El proyecto consta de un edificio de 18 niveles y unos 54 metros de altura, destinado a vivienda.

Los dos niveles inferiores serán usados como parqueaderos, y se encuentran bajo el nivel de la calle; lo que lleva a contar con una serie importante de contenciones.

La estructura es aporticada con columnas y losa aligerada de 35 cm. de espesor. La estructura está cimentada en pilas de concreto con profundidades de 15m.

3. DATOS DE TRABAJO

Para este análisis, se reciben por parte del constructor, Arquitecto Sergio Mejía, los planos estructurales (físicos y en archivos de autocad), las memorias de cálculo y dos estudios de suelos (uno del 2006 y otro del 2007 del ingeniero de suelos John Jairo Botero Muñoz), así como algunas fotos de la construcción.

Después de dos reuniones con el constructor y recibir casi toda la información necesaria, se puede proceder con el estudio del cálculo estructural realizado por el ingeniero Jorge aristizábal Ochoa en el año 2007.

Según el informe de suelos el estrato de cimentación es aquel donde se localiza un suelo residual limo arcilloso arenoso amarillo rojizo con motas grises, blancas y roca parcialmente meteorizada.

El tipo de cimentación según el informe de suelos, deben ser pilas desplantadas a 15 metros de profundidad desde el nivel de explanación del lote, con una capacidad del suelo de cimentación de 150 ton/m².

El módulo de reacción lateral del suelo varía así:

4800 ton/m²/m entre 0.00 y 5.00 m. 8400 ton/m²/m entre 5.00 y 9.00 m.

10800 ton/m²/m entre 9.00 y 14.00 m. 14400 ton/m²/m entre 14.00 y 21.00 m

18800 ton/m²/m entre 21.00 y 25.00 m.

El asentamiento permisible según el estudio de suelos es 1”.

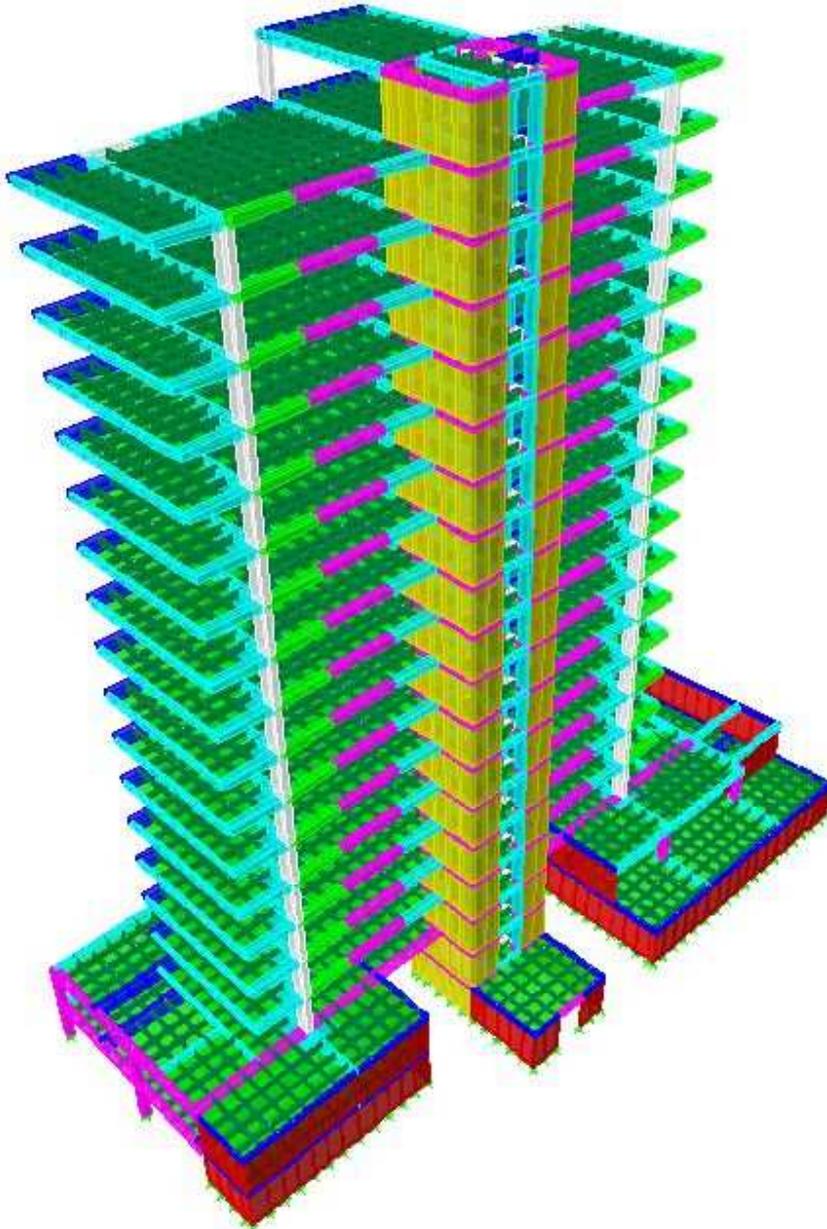
Bajo la normatividad NSR-98, el tipo de perfil del suelo es S2, lo que indica un coeficiente de sitio de 1.20.

Se usará para esta revisión la reducción de la carga viva por número de pisos como lo indica el reglamento en B.4.5.2.

4. REVISIÓN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La modelación de la estructura se realiza con ayuda del programa Etabs v 9.7.2.

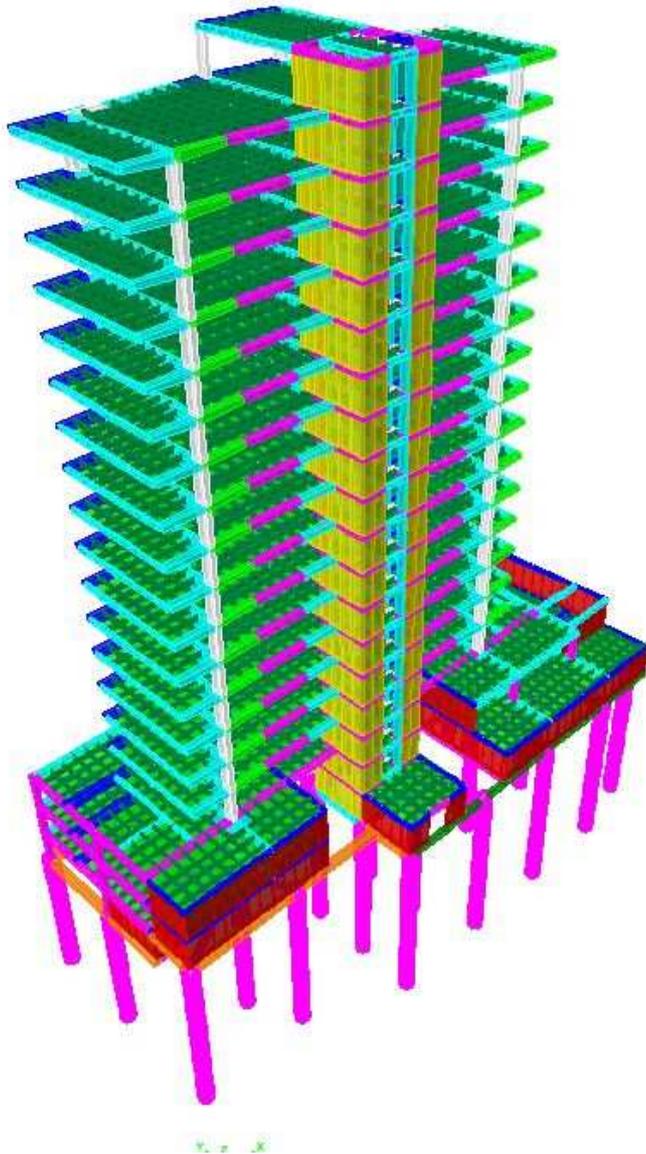
4.1) Análisis estructural de la super estructura:



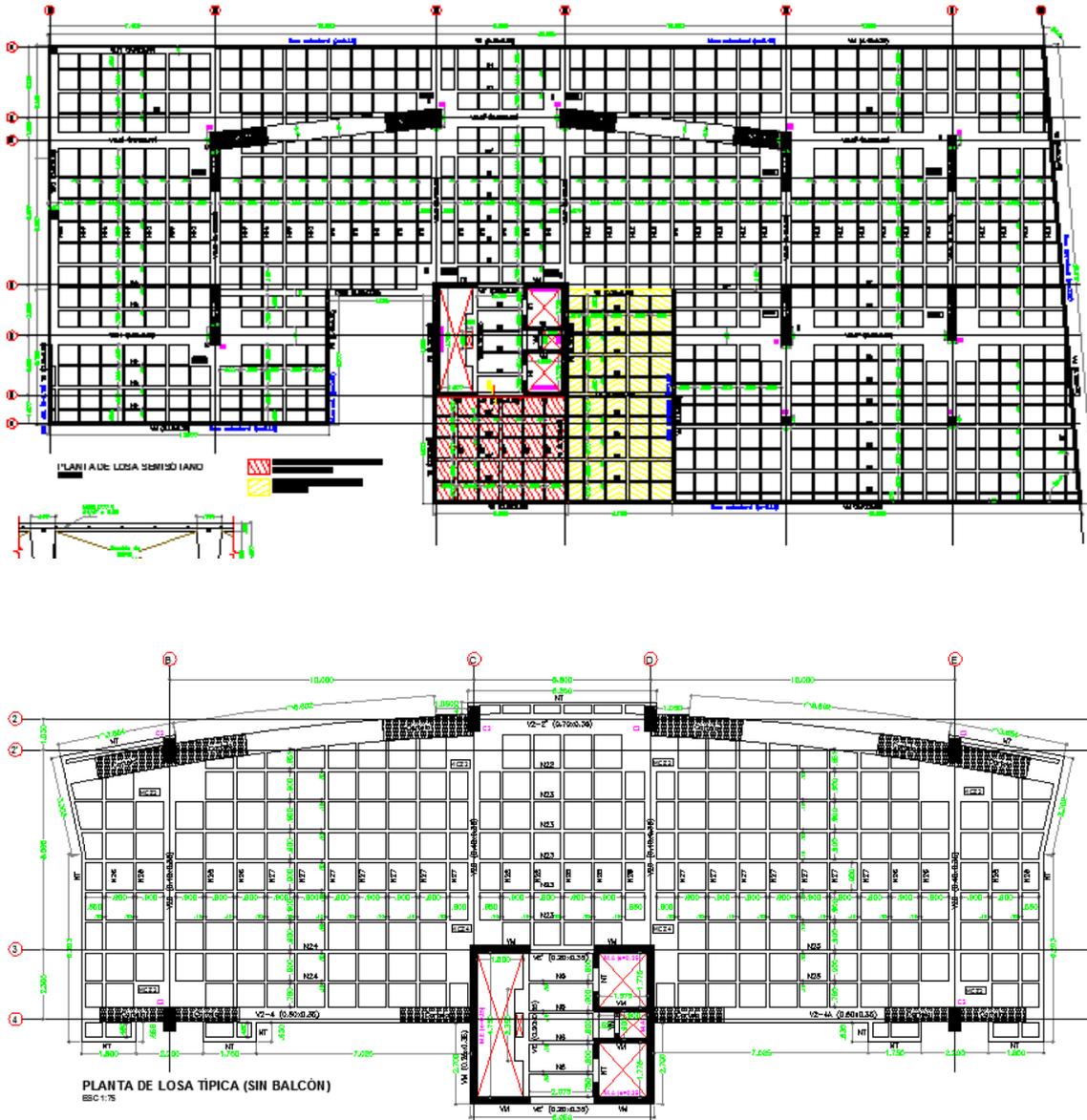
El resumen del análisis estructural es un compendio de resultados de fuerzas y reacciones, a saber:

- Peso propio por metro cuadrado de losa = 0.2652 ton/m^2
 - Carga de acabados para losa típica = 0.15 ton/m^2
 - Carga de particiones para losa típica = 0.10 ton/m^2
 - Carga viva para losa típica = 0.18 ton/m^2
 - Carga viva para losas de parqueaderos = 0.25 ton/m^2
 - Carga viva para la losa de cubierta (para revisión) = 0.05 ton/m^2
-
- Área losa típica = 334.50 m^2
 - Área Losa 1 = 867.12 m^2
 - Área Losa 2 = 615.17 m^2
 - Área total de losas del edificio = 6834.29 m^2
 - Carga muerta por metro cuadrado edificio = 0.743 ton/m^2
 - Carga viva por metro cuadrado edificio = 0.164 ton/m^2
 - Carga muerta más carga viva por metro cuadrado edificio = 0.9128 ton/m^2
-
- Peso total edificio (con particiones y acabados) = 5080.13 ton
 - Peso propio edificio (sin particiones y sin acabados) = 3809.03 ton
 - Carga vivatotal del edificio = 1121.55 ton
 - Cortante basal por fuerza horizontal equivalente = 923.34 ton
 - Cortante basal dinámica en dirección X $\rightarrow S_x = 411.59 \rightarrow$ factor de ajuste = 1.7946
 - Cortante basal dinámica en dirección Y $\rightarrow S_y = 669.50 \rightarrow$ factor de ajuste = 1.1033

Contando con: $T = 1.5335 \text{ seg}$, $S_a = 0.1878$.



5. REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL



Plantas Estructurales.

Dadas las fuerzas y esfuerzos obtenidos del análisis estructural se encuentran relevantes, los siguientes aspectos:

5.1) Revisión Análisis Y Diseño De Columnas:

Realizando un chequeo con el refuerzo ubicado en columnas y especificado en planos estructurales se encuentran algunos resultados preocupantes para las columnas B-2', C-2, D-2, E-2', B-4, E-4.

Si analizamos y evaluamos la fórmula de la carga máxima vertical permitida en estas columnas con el acero proporcionado por los planos estructurales se obtiene:

$$P_{m\acute{a}x} = (0.80).(0.70) [0.85.f'c.Ac + A_s.f_y]$$

El "f'c" especificado en planos es $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$; pero por ensayos de cilindros, esclerómetros y ultrasonido (cuyos resultados se anexan a este informe), se puede con seguridad tomar un $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$. Además con $f_y = 4220 \text{ kgf/cm}^2$, $A_s = 4\#7 (15.48 \text{ cm}^2) + 6\#8 (30.6 \text{ cm}^2) = 46.08 \text{ cm}^2$

$$P_{m\acute{a}x} = (0.80) (0.70) [0.85 (350 \text{ kgf/cm}^2) (3200 \text{ cm}^2) + (46.08 \text{ cm}^2) (4220 \text{ kgf/cm}^2)]$$

$$P_{m\acute{a}x} = (0.80) (0.70) [952000.00 + 194457.60]$$

$$P_{m\acute{a}x} = (0.80) (0.70) [1145457.60 \text{ kgf}] = (0.70) [917166.08 \text{ kgf}]$$

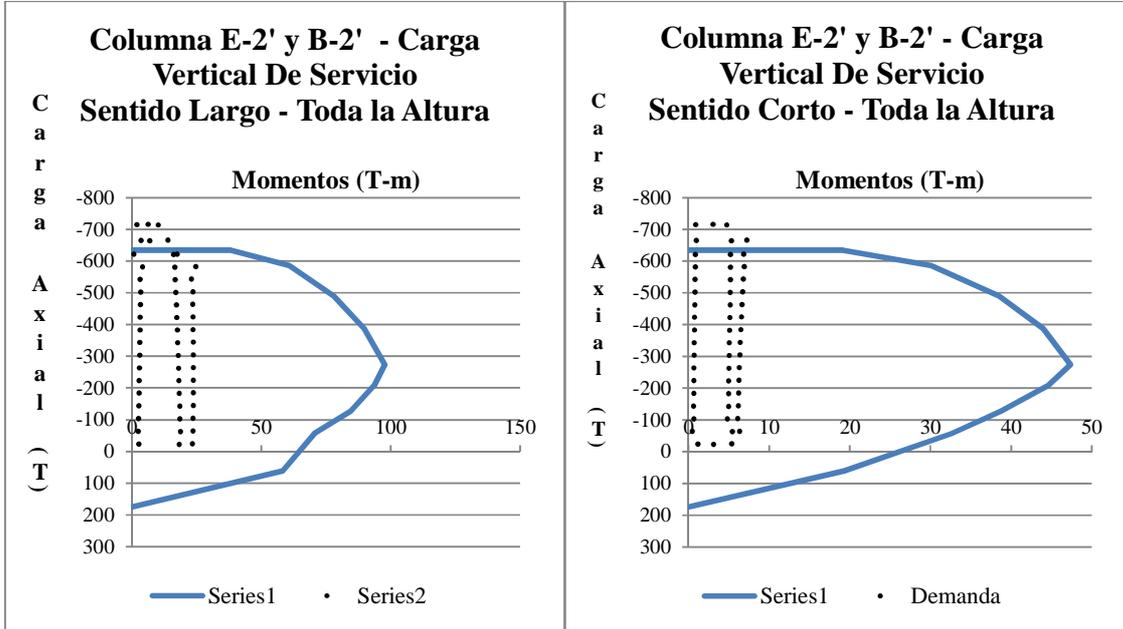
$$P_{m\acute{a}x} = 642016.256 \text{ kgf.}$$

Este valor indica que las columnas podrían resistir por carga vertical de servicio unas 642 toneladas. Y si no se tomara el factor de reducción de resistencia, la columna podría resistir 917 toneladas (osea 1.43 veces más).

De esta manera, se realiza un análisis de resistencia de las columnas teniendo en cuenta el acero colocado comprobado con planos y fotografías.

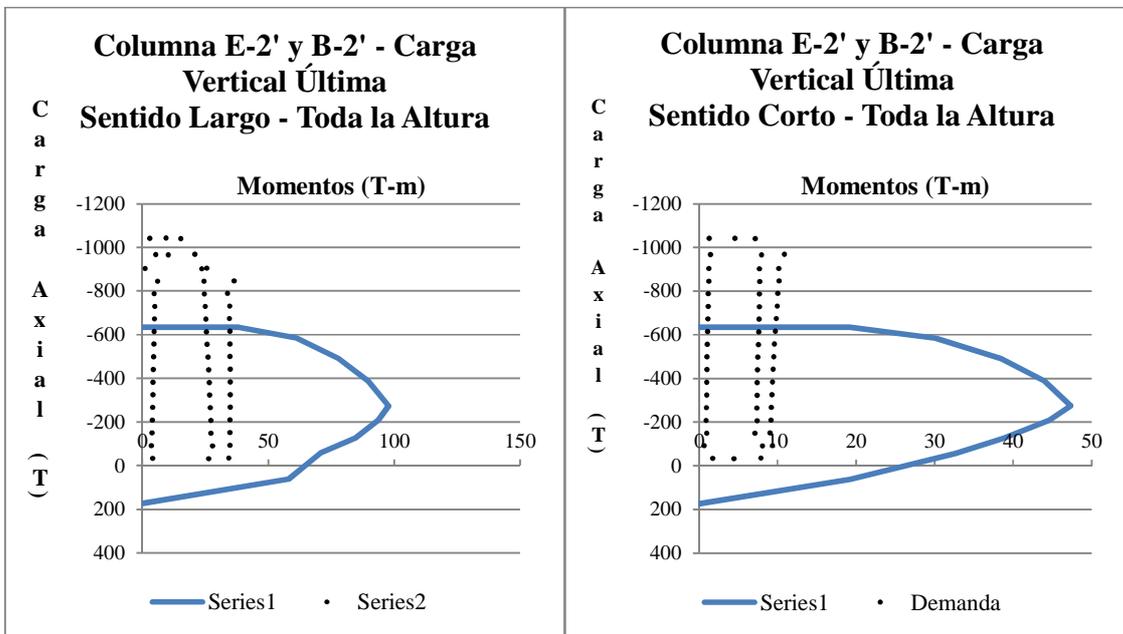


Columna E-2' y B-2':



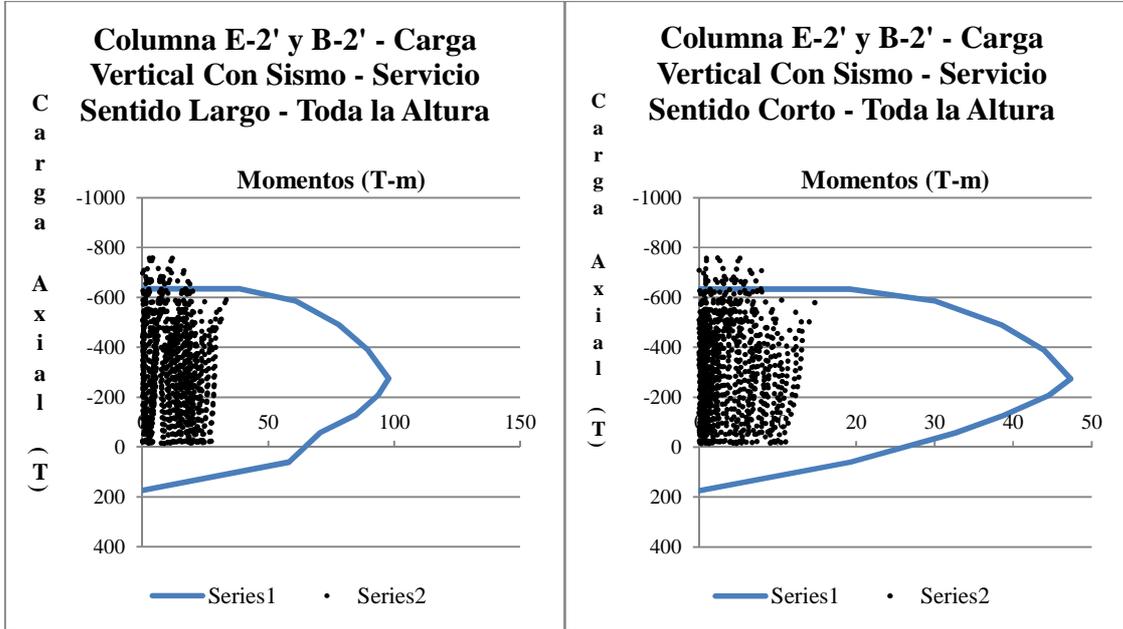
Factor de seguridad de estas columnas por carga vertical de servicio = 1.28

Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 4.



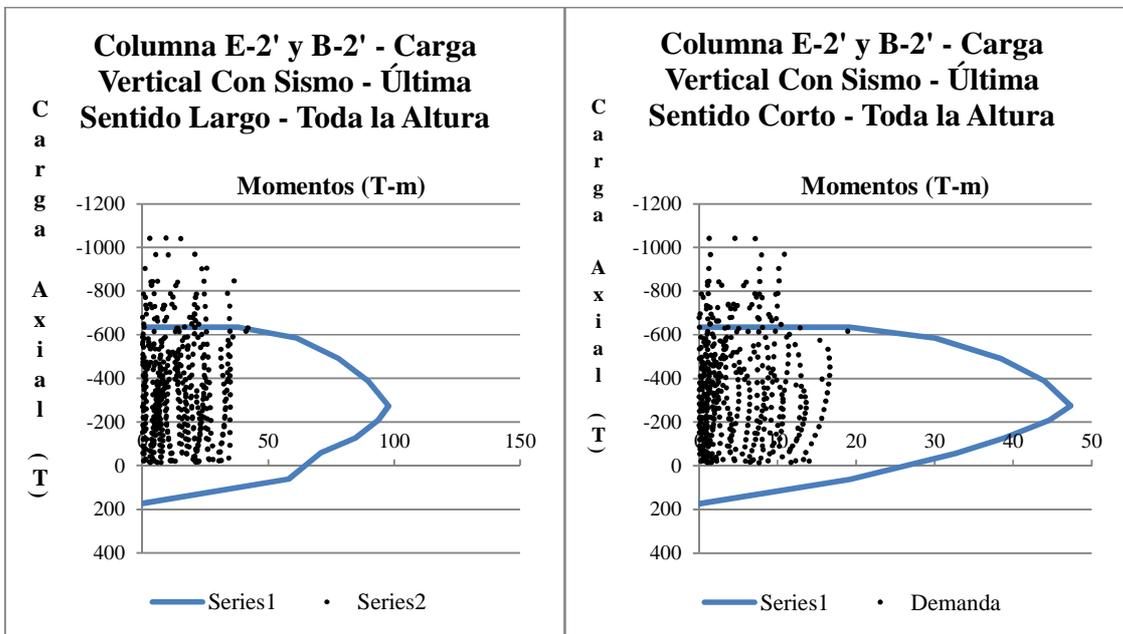
Coefficiente demanda/capacidad de estas columnas por carga vertical última = **1.13**

Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 6.



Factor de seguridad de estas columnas por carga vertical de servicio = 1.23

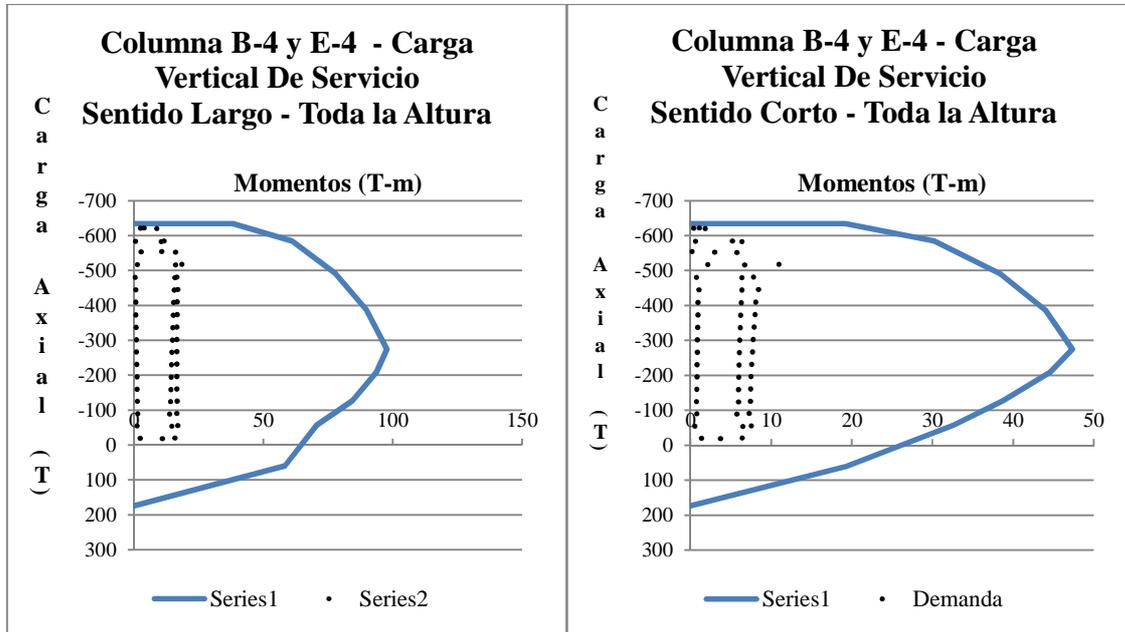
Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 4.



Coefficiente demanda/capacidad de estas columnas por carga vertical última = **1.13**

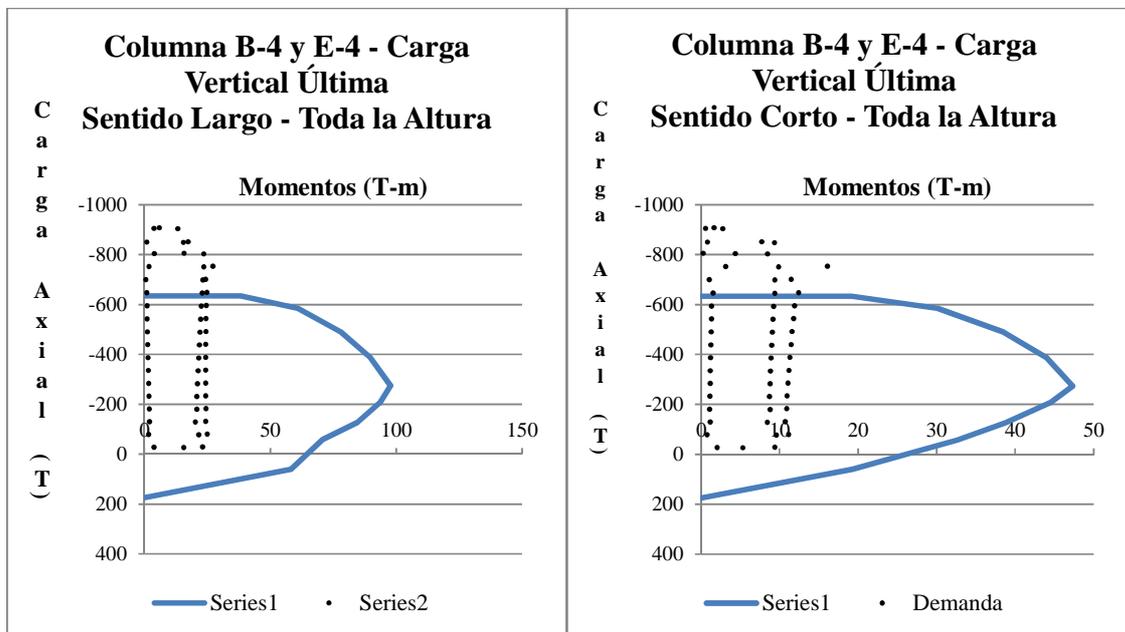
Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 6.

Columna B-4 y E-4:



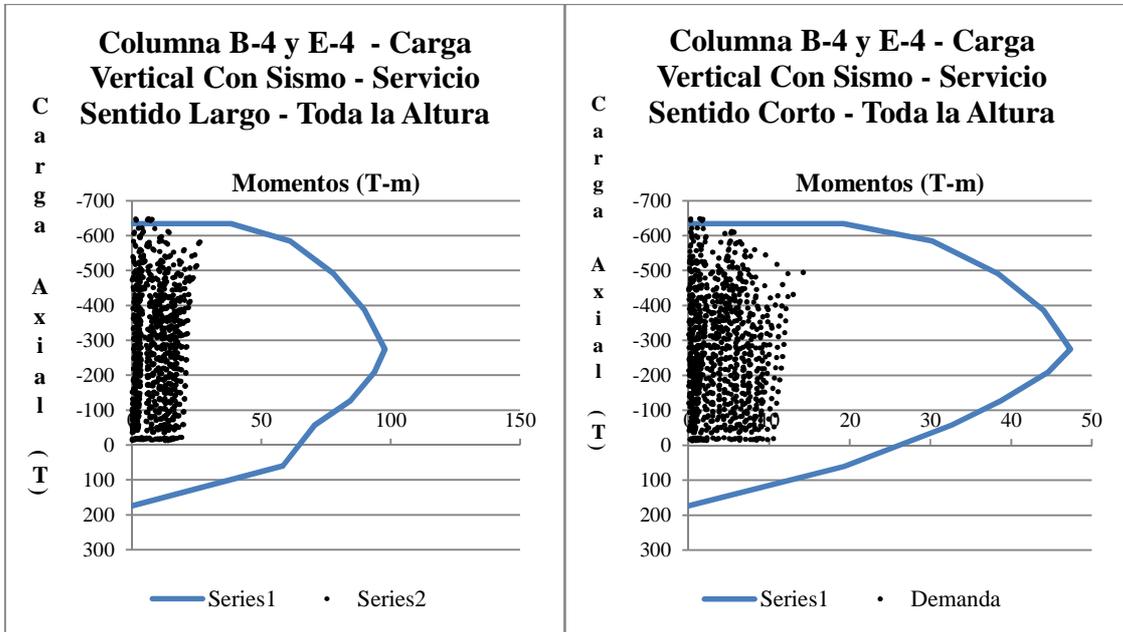
Factor de seguridad de estas columnas por carga vertical de servicio = 1.47

Ningún punto sale del diagrama de resistencia.



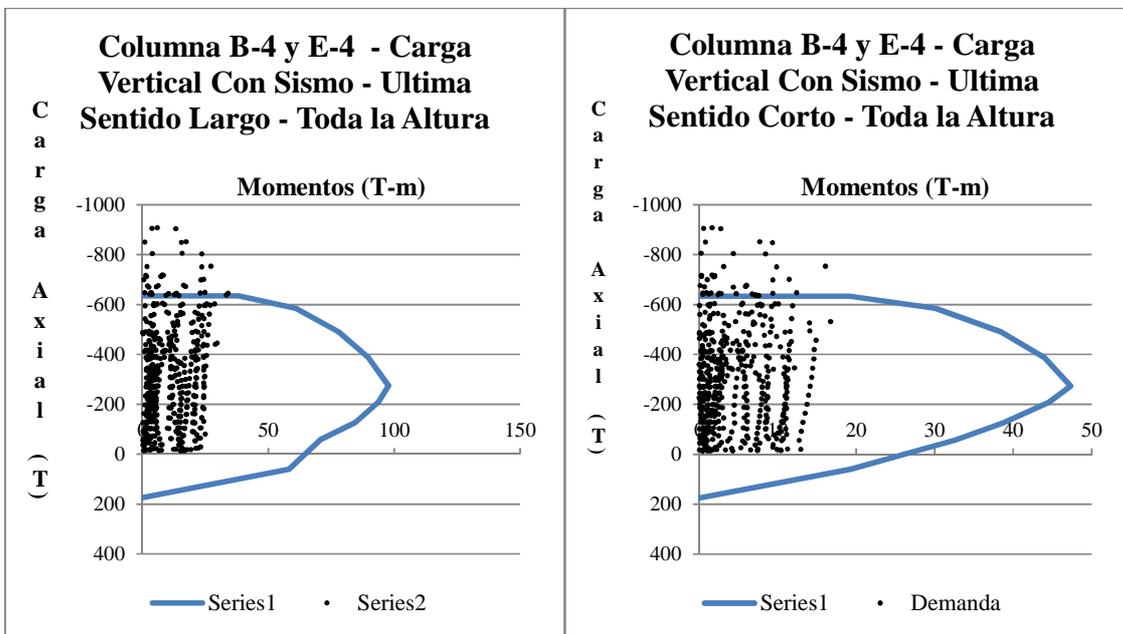
Coefficiente demanda/capacidad de estas columnas por carga vertical última = **1.01**

Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 4.



Factor de seguridad de estas columnas por carga vertical de servicio = 1.42

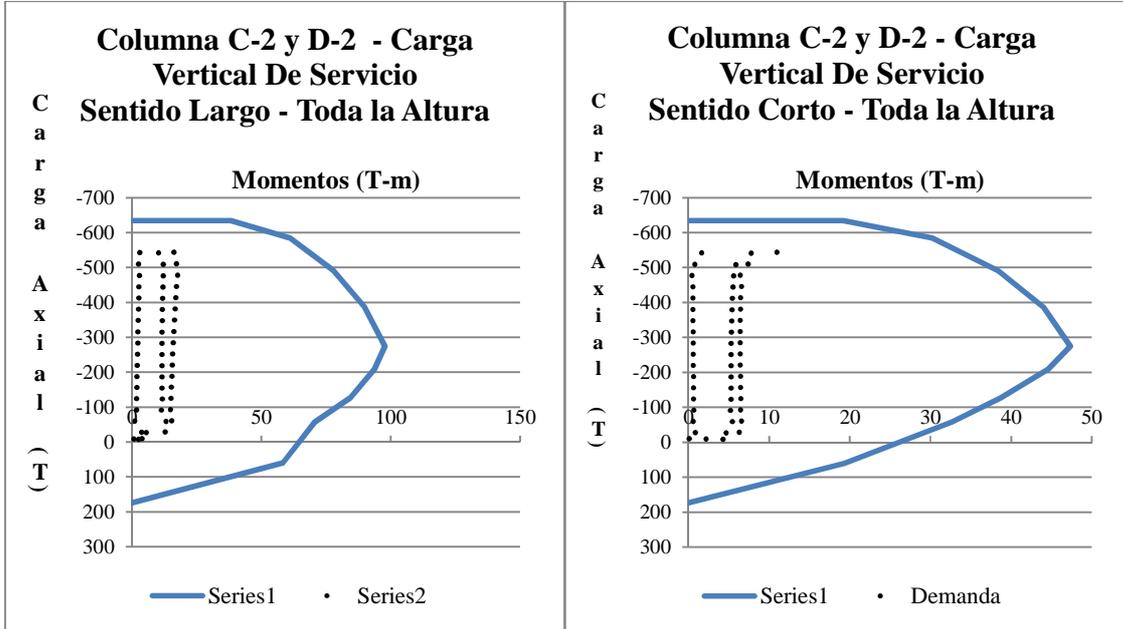
Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 2.



Coefficiente demanda/capacidad de estas columnas por carga vertical última = **0.99**

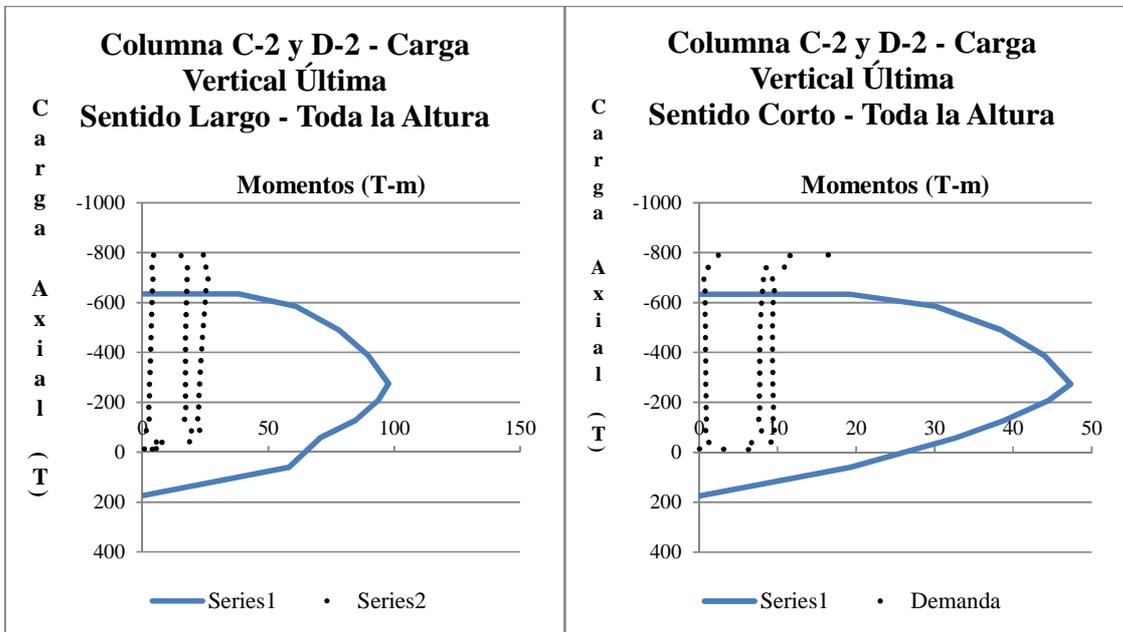
Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 4.

Columna C-2 y D-2:



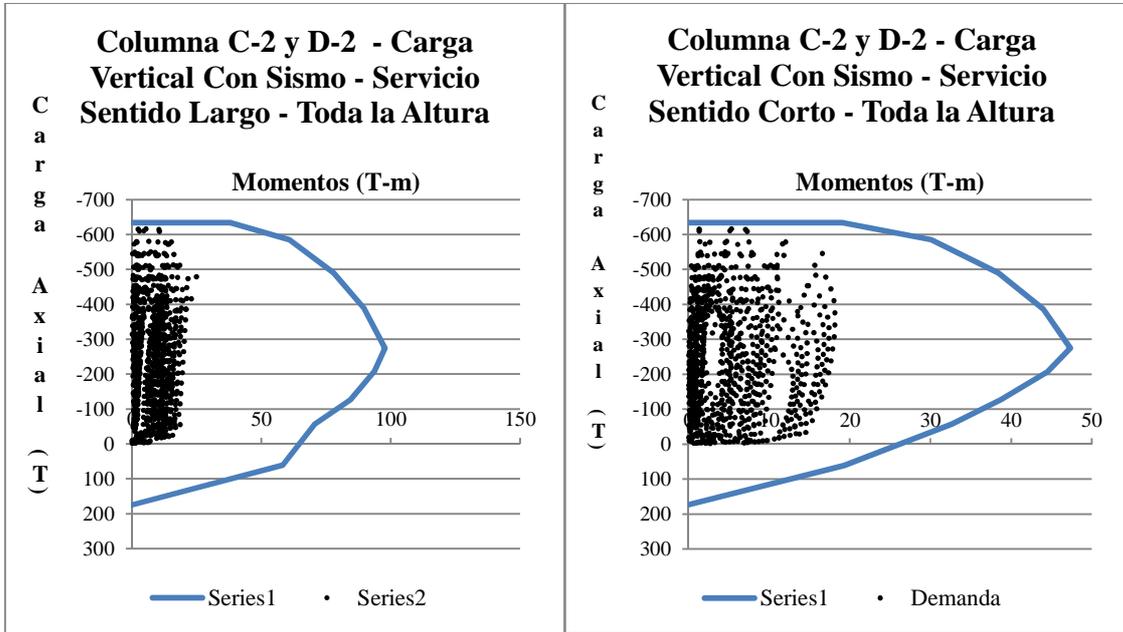
Factor de seguridad de estas columnas por carga vertical de servicio = 1.69

Ningún punto sale del diagrama de resistencia.



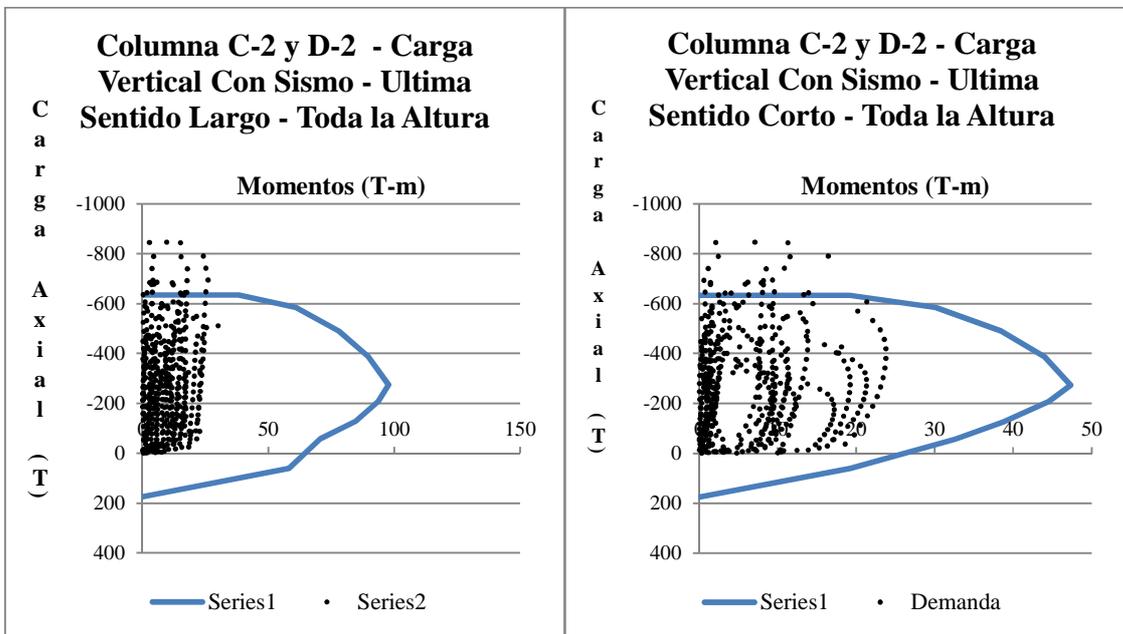
Coefficiente demanda/capacidad de estas columnas por carga vertical última = **0.86**

Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 3.



Factor de seguridad de estas columnas por carga vertical de servicio = 1.50

Ningún punto sale del diagrama de resistencia.



Coefficiente demanda/capacidad de estas columnas por carga vertical última = **0.92**

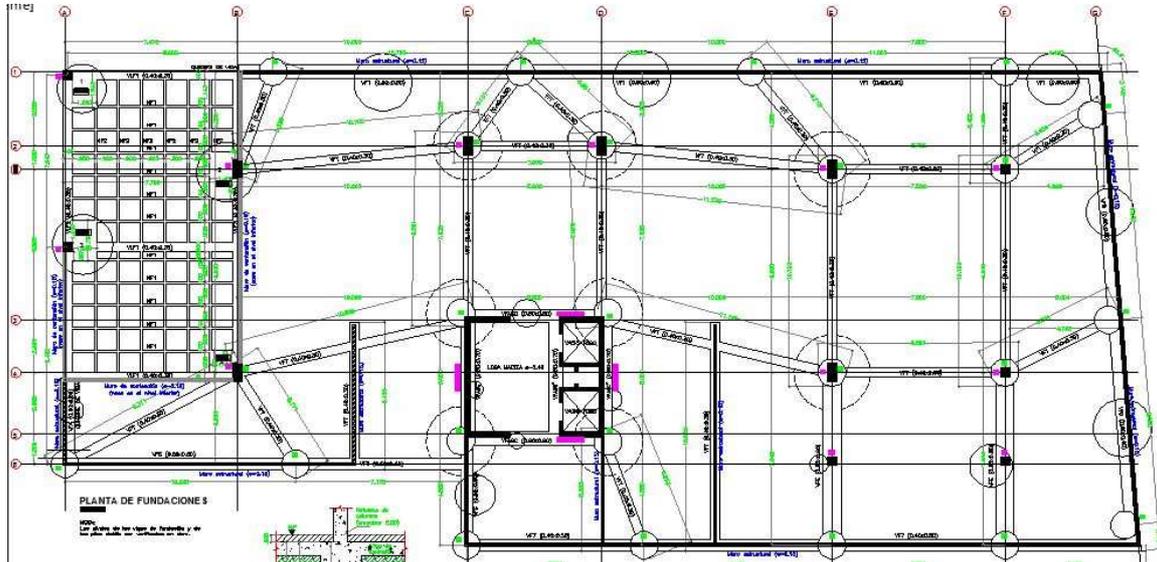
Los puntos que se salen del diagrama de resistencia pertenecen a los pisos 1 a 3.

Las columnas resisten la carga vertical de servicio a la que se encuentran sometidas, sin usar los factores de resistencia de las formulaciones. Pero para cargas mayoradas exigidas en la normatividad, las columnas E-2' y B-2' no cumplirían lo requerido. Esto nos indica obviamente que las columnas no están en capacidad de resistir el sismo de diseño exigido en la NSR-98.

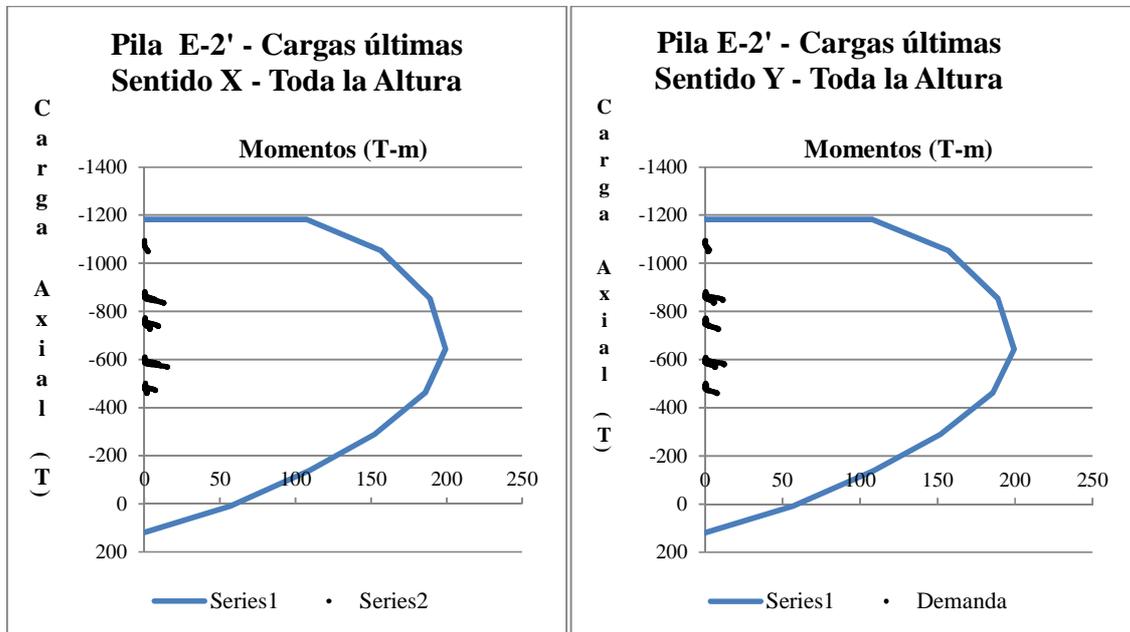
Resumen análisis de columnas:

Chequeo	NSR-98	Cumple	Grado de incumplimiento	Dificultad de reparación	Observaciones
Columnas B-2' y E-2' (Piso 1 a 8)	C.10.3-1	No	Alto	Media	. Factor de seguridad por carga vertical de servicio = 1.28 . No resiste cargas mayoradas ni sísmicas, del piso 1 al 6
Columnas B-4 y E-4 (Piso 1 a 6)	C.10.3-1	No	Alto	Media	. Factor de seguridad por carga vertical de servicio = 1.47 . No resiste cargas mayoradas ni sísmicas, del piso 1 al 4
Columnas C-2 y D-2 (Piso 1 a 5)	C.10.3-1	No	Alto	Media	. Factor de seguridad por carga vertical de servicio = 1.69 . No resiste cargas mayoradas ni sísmicas, del piso 1 al 3

5.2) Revisión Análisis Y Diseño De Pilas:



Realizando un chequeo con el refuerzo ubicado en pilas.



Como se puede observar en los diagramas para la pila más exigida, el elemento esta en capacidad de soportar todas las fuerzas axiales y momentos dados por cargas mayoradas para todas las combinaciones de carga últimas.

Las pilas resisten las solicitaciones actuantes, pero no se cumple con la norma NSR-98 en su cantidad de refuerzo, pues los planos expresan que deben ubicarse 11 barras #6; pero la cuantía mínima del 0.5% que obliga la norma equivale a 20 barras #6.

Determinando las campanas con las presiones obtenidas:

Determinación del Diámetro de Campanas para Pilas															
Presión admisible suelo qadm (ton/m2) = 150										Campanas Calculadas					
Incremento de presión admisible por efectos sísmicos (Según estudio de suelos) = 1.33										Por Esta Revisión:					
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3	qadm (Tn/m2)	Dcamp (m)	Dc (m)	Construidas: (m)	Cumple?	Presión De Contacto (t/m²)
SUELO1	C11-1	S2	0.00	-65.76	0.06	-0.37	0.27	-0.93	0.09	150.00	0.75	0.80	No tiene	SI	83.73
SUELO1	C1-1	S2	0.00	-701.40	-0.06	-0.53	-0.08	-0.71	-0.37	150.00	2.44	2.50	3.30	SI	82.01
SUELO1	C2-1	S2	0.00	-677.89	0.55	0.25	-0.53	0.49	1.76	150.00	2.40	2.40	3.30	SI	79.26
SUELO1	C12-1	S2	0.00	-98.98	0.07	-0.91	-1.10	-1.25	0.13	150.00	0.92	1.00	No tiene	SI	126.02
SUELO1	C3-4	S2	0.00	-617.03	0.03	0.10	-0.03	0.22	0.15	150.00	2.29	2.30	3.00	SI	87.29
SUELO1	C4-4	S2	0.00	-619.26	-0.02	0.08	-0.08	0.23	0.12	150.00	2.29	2.30	3.00	SI	87.61
SUELO1	C5-4	S2	0.00	-752.20	0.03	-0.01	0.04	0.00	0.13	150.00	2.53	2.60	3.30	SI	87.95
SUELO1	C7-4	S2	0.00	-98.57	0.01	0.03	-0.21	0.16	0.12	150.00	0.91	1.00	No tiene	SI	125.50
SUELO1	C8-4	S2	0.00	-110.61	0.00	-0.09	-0.93	-0.02	0.11	150.00	0.97	1.00	No tiene	SI	140.83
SUELO1	C6-4	S2	0.00	-672.86	-0.04	-0.09	-0.49	-0.06	0.07	150.00	2.39	2.40	3.30	SI	78.67
SUELO1	C13-4	S2	0.00	-59.20	0.21	0.18	-0.82	0.41	0.86	150.00	0.71	0.80	No tiene	SI	75.38
SUELO1	C14-4	S2	0.00	-133.53	-0.01	0.49	0.17	0.87	0.34	150.00	1.06	1.10	No tiene	SI	170.02
SUELO1	C15-4	S2	0.00	-411.48	-0.18	0.74	-0.96	1.64	0.01	150.00	1.87	1.90	3.00	SI	58.21
SUELO1	C16-4	S2	0.00	-369.52	0.38	0.72	-0.36	1.54	1.00	150.00	1.77	1.80	3.00	SI	52.28
SUELO1	C17-4	S2	0.00	-556.47	0.66	-0.15	-0.47	-0.02	1.40	150.00	2.17	2.20	3.00	SI	78.72
SUELO1	C18-4	S2	0.00	-574.26	-0.57	-0.17	0.59	0.01	-0.77	150.00	2.21	2.30	3.00	SI	81.24
SUELO1	C19-4	S6 MIN	0.00	-161.63	-0.04	0.16	-0.30	0.00	0.17	199.50	1.02	1.10	No tiene	SI	205.79
SUELO1	C20-4	S5 MIN	0.00	-178.06	0.02	0.36	-1.55	0.61	-0.04	199.50	1.07	1.10	No tiene	SI	226.71
SUELO1	C21-4	S5 MIN	0.00	-134.64	-0.01	0.05	-1.34	0.26	-0.05	199.50	0.93	1.00	No tiene	SI	171.43
SUELO1	C22-4	S2	0.00	-133.19	-0.07	0.00	0.45	0.21	-0.02	150.00	1.06	1.10	No tiene	SI	169.58
SUELO1	C23-4	S2	0.00	-101.32	0.05	-0.03	0.00	0.01	0.23	150.00	0.93	1.00	No tiene	SI	129.00
SUELO1	C24-4	S2	0.00	-89.37	0.08	-0.01	0.23	0.05	0.28	150.00	0.87	0.90	No tiene	SI	113.79
SUELO1	C25-4	S6 MIN	0.00	-110.32	-0.07	-0.02	-2.35	-0.17	-0.19	199.50	0.84	0.90	No tiene	SI	140.46
SUELO1	C26-4	S5 MIN	0.00	-114.73	-0.07	0.00	-0.36	0.02	-0.51	199.50	0.86	0.90	No tiene	SI	146.08
SUELO1	C27-4	S2	0.00	-58.47	-0.03	0.24	-0.28	0.81	-0.05	150.00	0.70	0.80	No tiene	SI	74.45
SUELO1	C28-4	S4 MIN	0.00	-68.31	-0.04	-0.11	-3.27	-0.39	0.01	199.50	0.66	0.70	No tiene	SI	86.97
SUELO1	C29-4	S2	0.00	-59.08	0.15	0.03	-2.25	0.52	0.57	150.00	0.71	0.80	No tiene	SI	75.22

Todas las campanas construidas cumplen con las fuerzas y presiones a soportar.

Conclusiones pilas:

Chequeo	NSR-98	Cumple	Grado de incumplimiento	Dificultad de reparación	Observaciones
Capacidad de Pilas	C.10.3-1	Si	--	--	Resiste cargas axiales y horizontales mayoradas.
Cantidad de refuerzo en pilas	C.15.11.5.3	No	Bajo	Alta	Faltan 9 barras #6 para cumplir con el reglamento

5.3) Verificación De Derivas:

El análisis se realiza por medio de modelación matemática por el método de los elementos finitos con elementos “barra” que para el caso de las vigas, nervios, pilas, columnas; y elementos “cáscara” para los muros de concreto y elementos membrana para las losas, y con elementos tipo Shell para los “capiteles” ó “macizos en concreto” de las losas.

Dadas estas condiciones de modelación, las derivas (desplazamientos relativos de piso), son las siguientes:

Story	Item	Load	Point	X	Y	DriftX	DriftY
STORY19	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.013423	
STORY19	Max Drift Y	DD1	1633	20.015	9.647		0.003072
STORY19	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004472	
STORY19	Max Drift Y	DD2	1345	25.815	17.877		0.005977
STORY19	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.013511	
STORY19	Max Drift Y	DD3	1633	20.015	9.647		0.003234
STORY19	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.00456	
STORY19	Max Drift Y	DD4	1345	25.815	17.877		0.006149
STORY18	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.013502	
STORY18	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.007011
STORY18	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004496	
STORY18	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.007437

STORY18	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.013589	
STORY18	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.007205
STORY18	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004584	
STORY18	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.007631
STORY17	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.013753	
STORY17	Max Drift Y	DD1	1503	39.065	18.547		0.007224
STORY17	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004576	
STORY17	Max Drift Y	DD2	1503	39.065	18.547		0.007557
STORY17	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.01384	
STORY17	Max Drift Y	DD3	1503	39.065	18.547		0.007416
STORY17	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004663	
STORY17	Max Drift Y	DD4	1503	39.065	18.547		0.007749
STORY16	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014033	
STORY16	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.007271
STORY16	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004662	
STORY16	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.007605
STORY16	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014119	
STORY16	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.007459
STORY16	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004747	
STORY16	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.007793
STORY15	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014295	
STORY15	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.007126
STORY15	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004739	
STORY15	Max Drift Y	DD2	1503	39.065	18.547		0.007571
STORY15	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014379	
STORY15	Max Drift Y	DD3	1503	39.065	18.547		0.007309
STORY15	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004823	
STORY15	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.007755
STORY14	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014492	
STORY14	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.006782
STORY14	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004794	
STORY14	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.007445
STORY14	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014574	
STORY14	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.006959
STORY14	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004876	
STORY14	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.007622
STORY13	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014599	
STORY13	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.006255
STORY13	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004818	
STORY13	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.007226
STORY13	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014678	
STORY13	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.006425
STORY13	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004897	
STORY13	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.007397
STORY12	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014593	
STORY12	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.005575
STORY12	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004805	

STORY12	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.006921
STORY12	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014669	
STORY12	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.005737
STORY12	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004881	
STORY12	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.007083
STORY11	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014457	
STORY11	Max Drift Y	DD1	1503	39.065	18.547		0.004791
STORY11	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004749	
STORY11	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.006541
STORY11	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014529	
STORY11	Max Drift Y	DD3	1503	39.065	18.547		0.004944
STORY11	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004821	
STORY11	Max Drift Y	DD4	1503	39.065	18.547		0.006693
STORY10	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.014168	
STORY10	Max Drift Y	DD1	1232	39.065	12.877		0.00399
STORY10	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004643	
STORY10	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.00611
STORY10	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.014236	
STORY10	Max Drift Y	DD3	1232	39.065	12.877		0.004131
STORY10	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004711	
STORY10	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.006251
STORY09	Max Drift X	DD1	919	25.815	6.952	0.013696	
STORY09	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.003359
STORY09	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004477	
STORY09	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.00568
STORY09	Max Drift X	DD3	919	25.815	6.952	0.013759	
STORY09	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.003488
STORY09	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004539	
STORY09	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.005809
STORY08	Max Drift X	DD1	1647	24.911	19.777	0.01304	
STORY08	Max Drift Y	DD1	1282	39.065	14.877		0.003224
STORY08	Max Drift X	DD2	919	25.815	6.952	0.004237	
STORY08	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.005344
STORY08	Max Drift X	DD3	1647	24.911	19.777	0.013084	
STORY08	Max Drift Y	DD3	1282	39.065	14.877		0.00334
STORY08	Max Drift X	DD4	919	25.815	6.952	0.004293	
STORY08	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.005461
STORY07	Max Drift X	DD1	1647	24.911	19.777	0.012468	
STORY07	Max Drift Y	DD1	1503	39.065	18.547		0.003554
STORY07	Max Drift X	DD2	1647	24.911	19.777	0.003971	
STORY07	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.005086
STORY07	Max Drift X	DD3	1647	24.911	19.777	0.012507	
STORY07	Max Drift Y	DD3	1503	39.065	18.547		0.003655
STORY07	Max Drift X	DD4	1647	24.911	19.777	0.00401	
STORY07	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.005188
STORY06	Max Drift X	DD1	1647	24.911	19.777	0.011569	
STORY06	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.003968

STORY06	Max Drift X	DD2	1647	24.911	19.777	0.003686	
STORY06	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.004785
STORY06	Max Drift X	DD3	1647	24.911	19.777	0.011602	
STORY06	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.004055
STORY06	Max Drift X	DD4	1647	24.911	19.777	0.00372	
STORY06	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.004871
STORY05	Max Drift X	DD1	1647	24.911	19.777	0.010212	
STORY05	Max Drift Y	DD1	1504	39.065	11.877		0.004205
STORY05	Max Drift X	DD2	1647	24.911	19.777	0.003257	
STORY05	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.00435
STORY05	Max Drift X	DD3	1647	24.911	19.777	0.010239	
STORY05	Max Drift Y	DD3	1504	39.065	11.877		0.004275
STORY05	Max Drift X	DD4	1647	24.911	19.777	0.003285	
STORY05	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.00442
STORY04	Max Drift X	DD1	1647	24.911	19.777	0.008262	
STORY04	Max Drift Y	DD1	1506	39.065	9.647		0.004104
STORY04	Max Drift X	DD2	1647	24.911	19.777	0.002647	
STORY04	Max Drift Y	DD2	1506	39.065	9.647		0.003738
STORY04	Max Drift X	DD3	1647	24.911	19.777	0.008281	
STORY04	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.004157
STORY04	Max Drift X	DD4	1647	24.911	19.777	0.002666	
STORY04	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.003791
STORY03	Max Drift X	DD1	910	25.815	19.777	0.005208	
STORY03	Max Drift Y	DD1	1505	39.065	10.877		0.003065
STORY03	Max Drift X	DD2	910	25.815	19.777	0.00167	
STORY03	Max Drift Y	DD2	1505	39.065	10.877		0.002649
STORY03	Max Drift X	DD3	910	25.815	19.777	0.005217	
STORY03	Max Drift Y	DD3	1506	39.065	9.647		0.0031
STORY03	Max Drift X	DD4	910	25.815	19.777	0.00168	
STORY03	Max Drift Y	DD4	1506	39.065	9.647		0.002684
STORY02	Max Drift X	DD1	1616	43.315	5.497	0.000731	
STORY02	Max Drift Y	DD1	941	2.69	18.547		0.000845
STORY02	Max Drift X	DD2	1616	43.315	5.497	0.0004	
STORY02	Max Drift Y	DD2	941	2.69	18.547		0.00125
STORY02	Max Drift X	DD3	1616	43.315	5.497	0.000736	
STORY02	Max Drift Y	DD3	941	2.69	18.547		0.000868
STORY02	Max Drift X	DD4	1616	43.315	5.497	0.000404	
STORY02	Max Drift Y	DD4	941	2.69	18.547		0.001273
STORY01	Max Drift X	DD1	958	43.315	2.102	0.00015	
STORY01	Max Drift Y	DD1	936	2.69	15.134		0.000183
STORY01	Max Drift X	DD2	958	43.315	2.102	0.000106	
STORY01	Max Drift Y	DD2	936	2.69	15.134		0.000359
STORY01	Max Drift X	DD3	958	43.315	2.102	0.000152	
STORY01	Max Drift Y	DD3	936	2.69	15.134		0.000189
STORY01	Max Drift X	DD4	958	43.315	2.102	0.000108	
STORY01	Max Drift Y	DD4	936	2.69	15.134		0.000365

		Deriva (m)	%	Nivel	
	Deriva Máxima en X :	0.0418	1.468%	13	→ No Cumple !
	Deriva Máxima en Y :	0.0217	0.762%	17	→ Cumple!

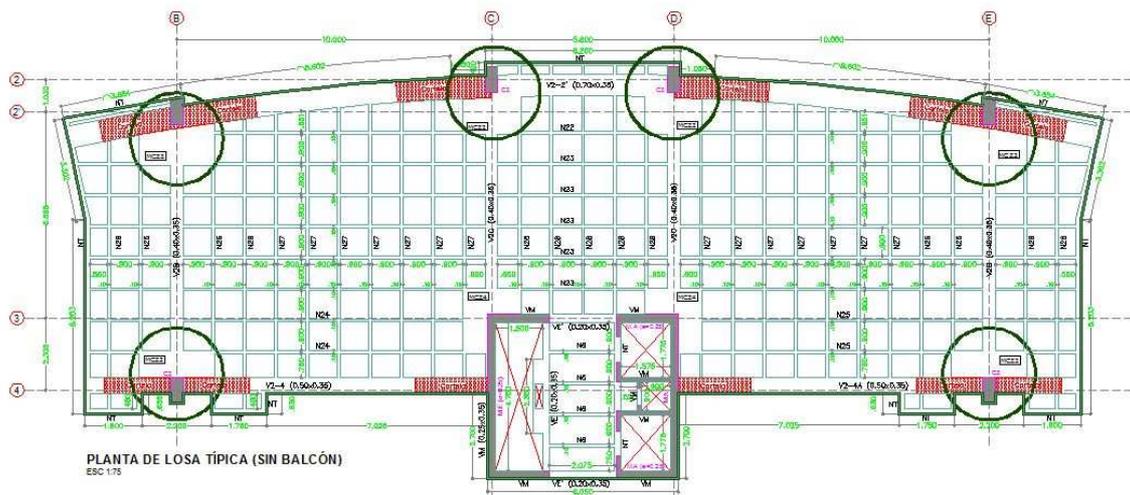
El requerimiento de derivas de la norma NSR-98, indica que no puede superarse el 1%, pero como puede observarse, la deriva obtenida máxima es de 1.47%. Cumpliría con la exigencia de la norma de 1984, pero no con la norma NSR-98 estipulada para este cálculo estructural.

Conclusiones derivas:

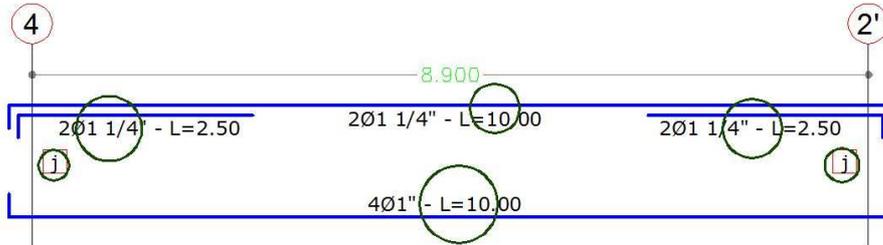
Chequeo	NSR-98	Cumple	Grado de incumplimiento	Dificultad de reparación	Observaciones
Verificación de derivas	A.6	No	Medio	--	Deriva máx = 1.47 %. No cumple NSR-98. Cumpliría con la norma de 1984.

5.4) Revisión Análisis Y Diseño De Vigas:

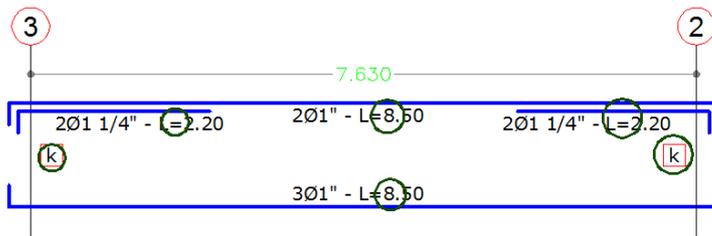
Realizando un chequeo con el refuerzo ubicado en vigas y especificado en planos estructurales, se determina que las zonas indicadas en el gráfico siguiente con un círculo, son las vigas con mayores solicitaciones y requerimientos de acero (V2B y V2C).



El acero ubicado e indicado en planos en estas vigas es el siguiente:



VIGA V2B (0.40x0.35)
 ESC. 1:75



VIGA V2C (0.40x0.35)
 ESC. 1:75

CUADRO DE ESTRIBOS DE LOSAS	
a) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 17 est. Ø3/8" a 0.155	k) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 16 est. Ø3/8" a 0.16
b) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 12 est. Ø3/8" a 0.22	l) 8 est. Ø3/8" a 0.10 + 4 est. Ø3/8" a 0.155
c) Est. Ø1/4" a 0.25 en toda la longitud	m) 8 est. Ø3/8" a 0.10 + 6 est. Ø3/8" a 0.16
d) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 11 est. Ø3/8" a 0.255	n) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 13 est. Ø3/8" a 0.16
e) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 9 est. Ø3/8" a 0.155	o) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 15 est. Ø3/8" a 0.155
f) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 25 est. Ø3/8" a 0.155	p) 8 est. Ø3/8" a 0.10 + 10 est. Ø3/8" a 0.16
g) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 11 est. Ø3/8" a 0.16	q) 15 est. Ø3/8" a 0.145
h) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 6 est. Ø3/8" a 0.16	r) 7 est. Ø3/8" a 0.10 + 21 est. Ø3/8" a 0.165
i) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 5 est. Ø3/8" a 0.16	s) Est. Ø3/8" a 0.15 en toda la longitud
j) 10 est. Ø3/8" a 0.10 + 19 est. Ø3/8" a 0.16	

El modelo de revisión usado para revisar estos elementos contempla los “drop panels” como membranas, para entregar todo el acero requerido a las vigas. De esta manera se tiene:

VIGA V2B	Acero Requerido (cm ²)	Cumple	Grado de incumplimiento	Observaciones
Refuerzo superior: 26.58 cm ² + (acero drop panel #4 c/.20 = 15.48 cm ²) = 42.06 cm ²	39.40 cm ²	Si	--	El acero colocado cumple con lo requerido si se anexa el acero del "drop panel"
Refuerzo inferior: 4#8 = 20.40 cm ²	20.46 cm ²	Si	--	--
Estribos: 14.20 cm ² /m (zonas confinadas) 9.47 cm ² /m (zonas no confinadas)	7.88 cm ² /m	Si	--	--

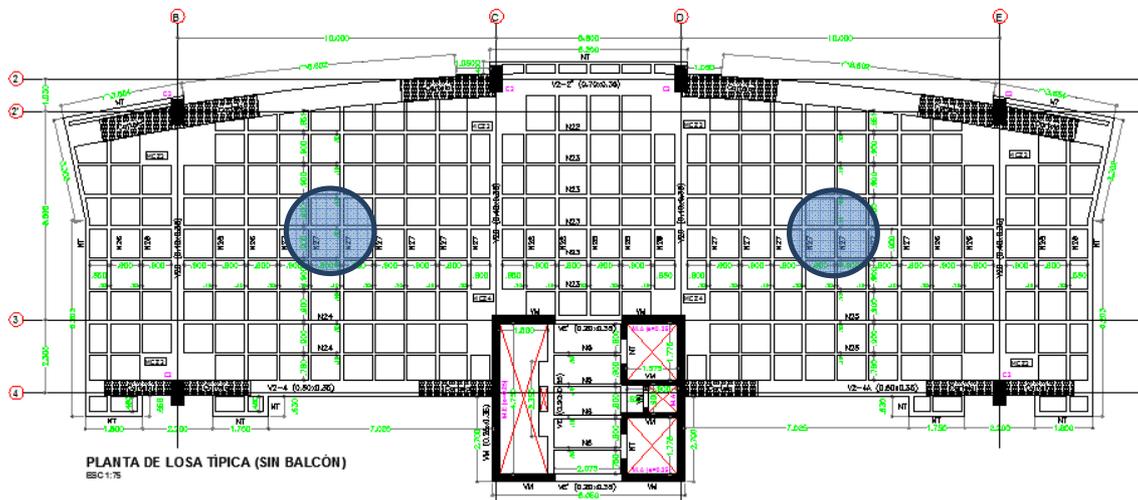
VIGA V2C	Acero Requerido (cm ²)	Cumple	Grado de incumplimiento	Observaciones
Refuerzo superior: 26.58 cm ² + (acero drop panel #4 c/.20 = 15.48 cm ²) = 42.06 cm ²	39.40 cm ²	Si	--	El acero colocado cumple con lo requerido si se anexa el acero del "drop panel"
Refuerzo inferior: 3#8 = 15.30 cm ²	15.30 cm ²	Si	--	--
Estribos: 14.20 cm ² /m (zonas confinadas) 8.88 cm ² /m (zonas no confinadas)	7.88 cm ² /m	Si	--	--



Par dar cumplimiento al requerimiento de acero superior en las vigas es necesario sumar el acero del “drop panel”, así no se encuentre confinado. Con este criterio, todas las vigas cumplen con los requisitos de diseño sismoresistente de NSR-98.

5.5) Revisión De Deflexiones:

En la revisión de las deflexiones se tendrá en cuenta las indicaciones de la NSR-98, en la tabla C.9.2; donde se exige que la deformación máxima permitida a largo plazo no exceda $L/240$.



Las máximas deflexiones que se dan en la estructura analizada ocurren en los puntos de la losa típica mostrados en el gráfico anterior.

DEFLEXIONES MÁXIMAS EN LOS PUNTOS INDICADOS	Deflexión encontrada	Deflexión Máxima Permitida: $L/240$	Cumple	Grado de incumplimiento	Observaciones
A largo plazo	5.07 cm	4.00 cm	No	Medio	Como no se ubicaron contraflechas, esta deformación puede producir daños en elementos no estructurales y fisuración.

6. RESULTADOS DE ENSAYOS REALIZADOS

6.1) Revisión De Resultados De Cilindros De Concreto:

Las pruebas de probetas de concreto han entregado unos resultados muy favorables para la seguridad del edificio dados los problemas mencionados en el diseño estructural.

Los resultados de estas muestras son los siguientes:

Muestra	Cilindro Nro	Fecha toma	Edad	Densidad gr/m ³	Resistencia kg/cm ²	Proy . Resist. a 28 días	Res. Plano	Localización
37	266	09/10/2007	28	2,48	307		280	Pant.asc.2do blq.
37	267	09/10/2007	28	2,50	314		280	Pant.asc.2do blq.
38	273	11/10/2007	28	2,42	205		210	Losa 1er p. 2do tramo, 1er dia
38	274	11/10/2007	28	2,43	232		210	Losa 1er p. 2do tramo, 1er dia
39	281	12/10/2007	28	2,45	247		210	Losa 1er p. 2do tramo, 2do dia
39	282	12/10/2007	28	2,41	245		210	Losa 1er p. 2do tramo, 2do dia
40	289	13/10/2007	28	2,46	331		280	Pant.asc.
40	290	13/10/2007	28	2,47	318		280	Pant.asc.
41	297	22/10/2007	28	2,44	266		210	Losa 2do.p. 1er tr. ejesF-E
41	298	22/10/2007	28	2,45	278		210	Losa 2do.p. 1er tr. ejesF-E
42	303	24/10/2007	14	2,41	209	256	210	Losa 2do.p. 2do tr. ejes
42	304	24/10/2007	14	2,45	213	261	210	Losa 2do.p. 2do tr. ejes
42	305	24/10/2007	28	2,54	218		210	Losa 2do.p. 2do tr. ejes
42	306	24/10/2007	28	2,54	254		210	Losa 2do.p. 2do tr. ejes
43	313	25/10/2007	28	2,45	285		210	Losa 2do.N 3er tr. ejes F-B
43	314	25/10/2007	28	2,42	289		210	Losa 2do.N 3er tr. ejes F-B

	321	26/10/2007	28	2,54	337		280	Col.F" F4 E2
	322	26/10/2007	28	2,49	344		280	Col.F" F4 E2
45	325	30/10/2007	3	2,48	203	493	280	Pant.asc.N3,der
45	326	30/10/2007	3	2,40	203	493	280	Pant.asc.N3,der
45	327	30/10/2007	7	2,47	200	315	280	Pant.asc.N3,der
45	328	30/10/2007	7	2,42	250	394	280	Pant.asc.N3,der
45	329	30/10/2007	28	2,49	345		280	Pant.asc.N3,der
45	330	30/10/2007	28	2,53	357		280	Pant.asc.N3,der
46	333	31/10/2007	3	2,36	186	453	210	Losa 4to tramo N3
46	334	31/10/2007	3	2,26	189	460	210	Losa 4to tramo N3
46	335	31/10/2007	7	2,53	199	313	210	Losa 4to tramo N3
46	336	31/10/2007	7	2,52	197	310	210	Losa 4to tramo N3
46	337	31/10/2007	28	2,54	212		210	Losa 4to tramo N3
46	338	31/10/2007	28	2,51	257		210	Losa 4to tramo N3
47	341	01/11/2007	7	2,54	215	339	280	Pant.asc.lado der.N3
47	342	01/11/2007	7	2,58	211	332	280	Pant.asc.lado der.N3
47	343	01/11/2007	14	2,41	288	353	280	Pant.asc.lado der.N3
47	344	01/11/2007	14	2,41	298	365	280	Pant.asc.lado der.N3
47	345	01/11/2007	28	2,46	404		280	Pant.asc.lado der.N3
47	346	01/11/2007	28	2,40	397		280	Pant.asc.lado der.N3
48	349	03/11/2007	3	2,42	156	379	210	Losa N4
48	350	03/11/2007	3	2,48	138	335	210	Losa N4
48	351	03/11/2007	7	2,47	174	273	210	Losa N4
48	352	03/11/2007	7	2,42	156	246	210	Losa N4
48	353	03/11/2007	28	2,44	239		210	Losa N4
48	354	03/11/2007	28	2,42	224		210	Losa N4
49	357	06/11/2007	3	2,41	133	324	210	Losa4N.
49	358	06/11/2007	3	2,41	154	375	210	Losa4N.
49	359	06/11/2007	14	2,39	203	248	210	Losa4N.
49	360	06/11/2007	14	2,43	206	252	210	Losa4N.
49	361	06/11/2007	28	2,43	240		210	Losa4N.
49	362	06/11/2007	28	2,46	240		210	Losa4N.
50	365	06/11/2007	3	2,41	292	709	280	Col.E2"E4D-2
50	366	06/11/2007	3	2,38	270	656	280	Col.E2"E4D-2
50	367	06/11/2007	14	2,37	296	361	280	Col.E2"E4D-2
50	368	06/11/2007	14	2,46	283	346	280	Col.E2"E4D-2

50	369	06/11/2007	28	2,44	363		280	Col.E2"E4D-2
50	370	06/11/2007	28	2,42	337		280	Col.E2"E4D-2
51	373	08/11/2007	5	2,43	256	468	280	LosaN4 z.punto fijo
51	374	08/11/2007	5	2,45	224	410	280	LosaN4 z.punto fijo
51	375	08/11/2007	7	2,58	240	378	280	LosaN4 z.punto fijo
51	376	08/11/2007	7	2,55	241	380	280	LosaN4 z.punto fijo
51	377	08/11/2007	28	2,44	278		280	LosaN4 z.punto fijo
51	378	08/11/2007	28	2,46	303		280	LosaN4 z.punto fijo
52	381	09/11/2007	4	2,45	260	534	280	Pant.asc lado der.
52	382	09/11/2007	4	2,48	250	513	280	Pant.asc lado der.
52	383	09/11/2007	7	2,59	243	383	280	Pant.asc lado der.
52	384	09/11/2007	7	2,56	244	385	280	Pant.asc lado der.
52	385	09/11/2007	28	2,58	335		280	Pant.asc lado der.
52	386	09/11/2007	28	2,51	340		280	Pant.asc lado der.
53	389	13/11/2007	3	2,45	196	475	280	Pant.asc.lado izq,N4
53	390	13/11/2007	3	2,48	174	422	280	Pant.asc.lado izq,N4
53	391	13/11/2007	7	2,47	283	445	280	Pant.asc.lado izq,N4
53	392	13/11/2007	7	2,46	275	434	280	Pant.asc.lado izq,N4
53	393	13/11/2007	28	2,46	329		280	Pant.asc.lado izq,N4
53	394	13/11/2007	28	2,37	328		280	Pant.asc.lado izq,N4
54	397	15/11/2007	3	2,43	165	401	210	Losa N5
54	398	15/11/2007	3	2,46	162	394	210	Losa N5
54	399	15/11/2007	7	2,45	231	364	210	Losa N5
54	400	15/11/2007	7	2,45	226	355	210	Losa N5
54	401	15/11/2007	28	2,46	277		210	Losa N5
54	402	15/11/2007	28	2,54	293		210	Losa N5
55	405	16/11/2007	3	2,54	176	427	210	Losa N5
55	406	16/11/2007	3	2,46	164	398	210	Losa N5
55	407	16/11/2007	7	2,49	188	296	210	Losa N5
55	408	16/11/2007	7	2,47	194	305	210	Losa N5

55	409	16/11/2007	28	2,48	265		210	Losa N5
55	410	16/11/2007	28	2,48	264		210	Losa N5
56	413	17/11/2007	3	2,47	268	651	280	Col.D2 C2 N5
56	414	17/11/2007	3	2,46	274	666	280	Col.D2 C2 N5
56	415	17/11/2007	7	2,46	283	445	280	Col.D2 C2 N5
56	416	17/11/2007	7	2,46	288	454	280	Col.D2 C2 N5
56	417	17/11/2007	28	2,35	335		280	Col.D2 C2 N5
56	418	17/11/2007	28	2,48	338		280	Col.D2 C2 N5
57	421	19/11/2007	3	2,46	181	441	210	Losa N4 3tr.
57	422	19/11/2007	3	2,45	165	400	210	Losa N4 3tr.
57	423	19/11/2007	7	2,26	207	326	210	Losa N4 3tr.
57	424	19/11/2007	7	2,30	209	329	210	Losa N4 3tr.
57	425	19/11/2007	28	2,56	254		210	Losa N4 3tr.
57	426	19/11/2007	28	2,50	269		210	Losa N4 3tr.
58	429	20/11/2007	3	2,39	263	640	280	Pant.asc lado der. N5
58	430	20/11/2007	3	2,43	254	618	280	Pant.asc lado der. N5
58	431	20/11/2007	7	2,41	277	435	280	Pant.asc lado der. N5
58	432	20/11/2007	7	2,45	277	436	280	Pant.asc lado der. N5
58	433	20/11/2007	28	2,35	356		280	Pant.asc lado der. N5
58	434	20/11/2007	28	2,46	370		280	Pant.asc lado der. N5
59	437	21/11/2007	3	2,50	178	432	280	Col.B2 B4 M5
59	438	21/11/2007	3	2,51	186	451	280	Col.B2 B4 M5
59	439	21/11/2007	7	2,51	302	475	280	Col.B2 B4 M5
59	440	21/11/2007	7	2,44	298	470	280	Col.B2 B4 M5
59	441	21/11/2007	28	2,45	334		280	Col.B2 B4 M5
59	442	21/11/2007	28	2,36	341		280	Col.B2 B4 M5
60	445	22/11/2007	4	2,47	170	348	280	Pant. asc. lado izq. N5
60	446	22/11/2007	4	2,42	229	469	280	Pant. asc. lado izq. N5
60	447	22/11/2007	7	2,39	229	361	280	Pant. asc. lado izq. N5
60	448	22/11/2007	7	2,42	244	384	280	Pant. asc. lado izq. N5
60	449	22/11/2007	28	2,44	329		280	Pant. asc. lado izq. N5
60	450	22/11/2007	28	2,43	342		280	Pant. asc. lado izq. N5
61	453	24/11/2007	3	2,43	167	405	210	Losa 6 piso
61	454	24/11/2007	3	2,41	168	408	210	Losa 6 piso
61	455	24/11/2007	7	2,43	253	398	210	Losa 6 piso

61	456	24/11/2007	7	2,40	236	372	210	Losa 6 piso
61	457	24/11/2007	28	2,46	268		210	Losa 6 piso
61	458	24/11/2007	28	2,47	278		210	Losa 6 piso
62	461	26/11/2007	4	2,44	228	467	210	Losa N6
62	462	26/11/2007	4	2,36	242	496	210	Losa N6
62	463	26/11/2007	7	2,42	228	358	210	Losa N6
62	464	26/11/2007	7	2,40	250	393	210	Losa N6
62	465	26/11/2007	28	2,42	267		210	Losa N6
62	466	26/11/2007	28	2,43	273		210	Losa N6
63	469	27/11/2007	3	2,41	72	174	210	Losa N6
63	470	27/11/2007	3	2,41	63	153	210	Losa N6
63	471	27/11/2007	7	2,39	136	214	210	Losa N6
63	472	27/11/2007	7	2,38	106	167	210	Losa N6
63	473	27/11/2007	28	2,43	142		210	Losa N6
63	474	27/11/2007	28	2,42	143		210	Losa N6
	475	27/11/2007	56	2,56	154		210	Losa nivel 6
	476	27/11/2007	56	2,50	156		210	Losa nivel 6
64	477	28/11/2007	3	2,34	213	517	280	Col. C2 B2' B4 losa 5
64	478	28/11/2007	3	2,50	215	521	280	Col. C2 B2' B4 losa 5
64	479	28/11/2007	7	2,40	232	366	280	Col. C2 B2' B4 losa 5
64	480	28/11/2007	7	2,40	236	372	280	Col. C2 B2' B4 losa 5
64	481	28/11/2007	28	2,41	324		280	Col. C2 B2' B4 losa

6.2) Revisión Del Informe De Ensayo Ultrasonico Para Determinar Resistencias:

Medellín, 2014 Agosto 22

Señores

INGECONCRETO S.A.S

Ing. Jesús Humberto Arango

Obra: Edificio Bernavento (Código: 5500)

Dirección Oficina: Calle 6 N° 43E - 06

Ciudad

INFORME DE ENSAYOS

REFERENCIA:

Ensayo ultrasónico para evaluación de la resistencia del concreto (16 puntos).

EQUIPO DE ENSAYO:

Equipo completo de ultrasonido, marca CONTROLS.

MÉTODO Y/O PROCEDIMIENTO DE ENSAYO:

Norma de referencia: ASTM C – 597

El ensayo ultrasónico se fundamenta en la propagación de una onda en un material. Dicha onda se transmite más rápidamente mientras más denso sea el medio en el cual viaja, en nuestro caso el concreto.

El aparato determina el tiempo que tarda en viajar la onda sonora desde el emisor hasta el receptor. Con este dato y la dimensión del elemento en estudio, se obtiene la velocidad ultrasónica.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS:

Objetivo:

Determinar la resistencia aproximada de elementos de concreto.

Forma como se realizó el ensayo:

En cada uno de los elementos en estudio, se localizaron 3 puntos en forma frontal, para realizar un promedio, que se correlaciona con las resistencias a compresión del concreto.

Correlación obtenida:

Con base en las curvas de calibración del aparato obtenidas en múltiples ensayos realizados en nuestro laboratorio y en las obras de nuestro medio; mas la información del elemento testigo, se obtuvo la siguiente ecuación que correlaciona la resistencia a la compresión del concreto con la velocidad ultrasónica, así:

Donde $Y = 5.0X^2 - 10.74X + 2.0$

X = Velocidad ultrasónica (km/s)

Y = Resistencia a la compresión proyectada (Mpa)

Resultados obtenidos:

Elemento	Localización elemento	Velocidad Promedio Ultrasónica (Km/s)	Resistencia estimada ⁽¹⁾ Mpa	Edad Días
Columna	B4 Sótano	4.07	41.0	>28
Columna	B2´ Sótano	3.79	33.1	>28
Columna	C2 Sótano	4.34	49.5	>28
Columna	D2 Sótano	4.31	48.4	>28
Columna	E2´ Sótano	4.29	47.9	>28
Columna	E4 Sótano	4.21	45.3	>28
Muro	C3 Ascensor Sótano	3.92	36.7	>28
Muro	C5 Ascensor Sótano	3.68	30.3	>28
Columna	B4 Piso 1	3.99	38.8	>28
Columna	B2´ Piso 1	4.09	41.7	>28
Columna	C2 Piso 1	4.01	39.4	>28
Columna	D2 Piso 1	4.01	39.4	>28
Columna	E2´ Piso 1	3.97	38.1	>28
Columna	E4 Piso 1	4.10	41.9	>28
Muro	C3 Ascensor Piso 1	4.0	39.0	>28
Muro	C5 Ascensor Piso 1	3.82	34.0	>28

COMENTARIOS:

⁽¹⁾El ensayo ultrasónico mide un nivel de resistencia y no un valor específico de ésta.

Fecha solicitud de los ensayos: 2014 Agosto 12

Fecha realización de los ensayos: 2014 Agosto 12 a 16

7. CONCEPTO PATOLÓGICO

Síntomas patológicos

A continuación se describen los principales síntomas patológicos observados:

7.1 Asentamientos de columnas

Se observa un asentamiento fuerte de las columnas:

En la columna E-2' se presenta un asentamiento de 15.6 centímetros

En la columna E-4 se presenta un asentamiento de 6.6 centímetros

En la columna B-2' se presenta un asentamiento de 7.7 centímetros

En la columna D-2 se presenta un asentamiento de 5.7 centímetros

En la columna C-2 se presenta un asentamiento de 0.8 centímetros

Estos asentamientos fueron detectados durante el proceso constructivo y se estabilizaron.

Se pusieron testigos para observar el movimiento probable, pero no se observaron nuevos asentamientos.

7.2 Fisuración y agrietamiento de losas de parqueaderos.

Las losas de los parqueaderos presentan fisuras y grietas en su parte inferior ocasionadas por una flexión por momento positivo debido al asentamiento diferencial entre el muro de contención (donde se apoya un extremo de la losa) y el eje contiguo de columnas que muestra el mayor asentamiento.

A pesar de que existen grietas muy anchas, la losa se mantiene estable debido a la presencia de refuerzo longitudinal en la parte inferior de vigas y nervaduras que le ha proporcionado resistencia a estos esfuerzos.

Esta losa debe repararse estructuralmente a fin de corregir el problema presentado.

7.3 Fisuración en muros de mampostería no estructural.

Se observa fisuración generalizada en muros no estructurales divisorios y de fachada, sobre todo en los primeros niveles.

Estas fisuras son ocasionadas por la deflexión de las losas (deformación elástica + flujo plástico) las cuales tienen valores mayores a los permitidos por las normas.

Estas fisuras se pueden reparar con procedimientos adecuados después de lo cual es muy probable que no se vuelven a presentar.

7.4 Agrietamiento de muro estructural en mampostería en sótanos

Este muro presenta agrietamiento en la vecindad de la rampa de acceso a garajes debido al apoyo de la viga de la losa, muy posiblemente debido al asentamiento de columnas.

Este muro debe repararse adecuadamente a fin de recuperar su capacidad portante.

Sería conveniente colocar tacos metálicos de soporte preventivos en la viga que llega a dicho muro.

7.5 Revisión de resultados de ensayos de resistencia de concreto en columnas

Se hizo una revisión de los resultados de resistencia de los concretos de columnas, del listado enviado por el laboratorio de ensayos Construlab Ltda. (se adjunta copia de dicho listado).

Se encontró que los resultados de resistencia de la mezcla de $f'c=280\text{Kg/cm}^2$, dieron valores de resistencia a los 28 días muy por encima de lo requerido, llegando a resistencias del orden de los 350Kg/cm^2 .

Con base en lo anterior **es esperable que la resistencia actual de los concretos de las columnas tengan valores de más de 350Kg/cm^2 .**

7.6 Ensayos de ultrasonido a las columnas de los sótanos

Se realizó una medición ultrasónica del concreto de las columnas de los sótanos

a fin de verificar la resistencia actual del concreto de dichas columnas (se adjunta informe de laboratorio con los ensayos realizados)

Como puede apreciarse la resistencia de los concretos de las columnas dieron valores de más de 350Kg/cm^2 , tal y como se esperaba de acuerdo con los resultados de los cilindros de prueba.

8. CONCLUSIONES

8.1. Se hizo la revisión del diseño estructural del Edificio “Bernavento” a fin de determinar el cumplimiento de las Normas Sismo-resistentes NSR-98., para lo cual se hizo un modelo de la estructura con el programa ETABS.

8.2. Se encontraron varios incumplimientos de la Norma en aspectos importantes:

* Las columnas principales no cumplen los requisitos en los 4 primeros pisos y 2 de ellas no cumplen en los 6 primeros pisos.

* Las pilas de fundación no cumplen con los refuerzos mínimos requeridos, pero si cumplen con la resistencia solicitada.

* La deriva del edificio no cumple el valor reglamentario del 1%. De la Norma NSR-98, aunque si cumple la norma CCSR-84. El incumplimiento de este requisito no compromete la seguridad de la estructura.

* Las vigas y nervaduras de las losas de entrepiso cumplen con su resistencia, pero no cumplen con su deformación y exceden los límites de las deflexiones permisibles; esto es lo que ha ocasionado las fisuras y daños en los muros divisorio y de fachada. Sin embargo este aspecto no compromete la estabilidad estructural de las losas y dichos daños pueden ser reparados.

8.3. A raíz de los resultados anteriores se hizo una revisión de las columnas del edificio a cargas verticales (peso propio+carga muerta +carga viva), teniendo en cuenta la resistencia real del concreto (350Kg/cm²) la cual fue verificada con ensayos ultrasónicos y se encontró que las columnas poseen factores de seguridad suficiente y no existe riesgo inminente de un colapso por este tipo de cargas.

8.4. Para corregir las deficiencias presentadas es necesario reforzar la estructura del edificio, principalmente las columnas de los 6 primeros pisos , para lo cual es necesario realizar el diseño respectivo. Dicho reforzamiento es viable y no muy costoso e implicará algunas pequeñas afectaciones a los espacios arquitectónicos.

8.5. Adicionalmente se encontraron asentamientos fuertes de algunas columnas del edificio, movimiento que al parecer ya cesó, y que causó daños en las losas de los parqueaderos y en algunos muros portantes. Estos elementos también deben ser reforzados adecuadamente.

Atentamente,

Jesús Humberto Arango Tobón

Tel: 2681011 (Ingeconcreto S.A.S.)