

INFORME TECNICO ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE:
EDIFICIO

Julio de 2008.-



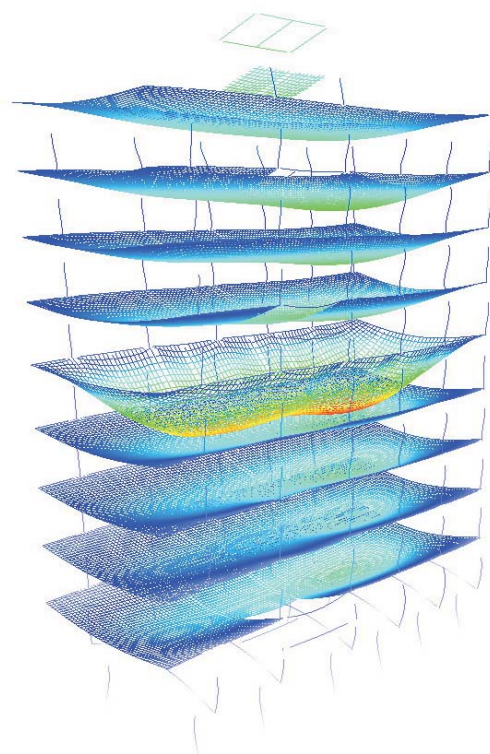
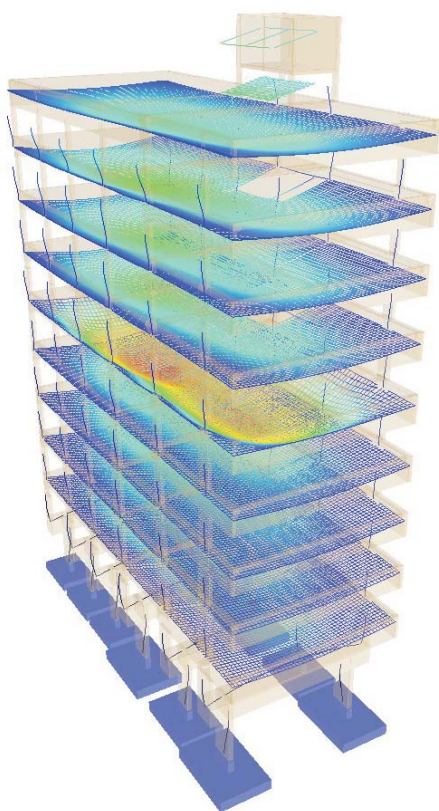
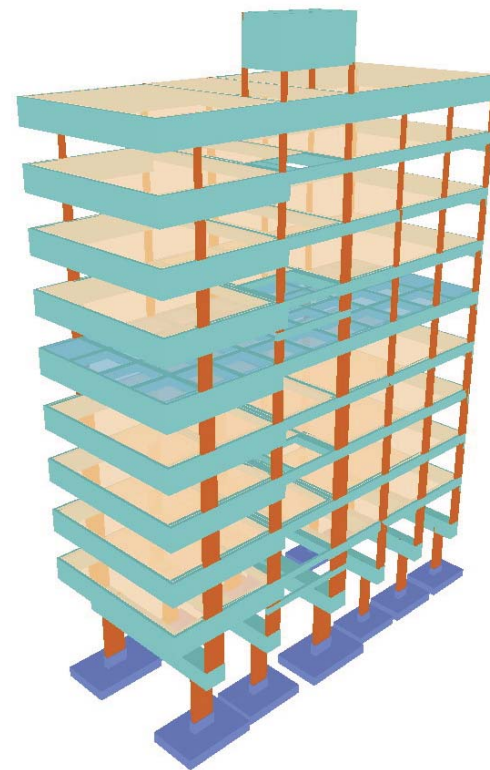
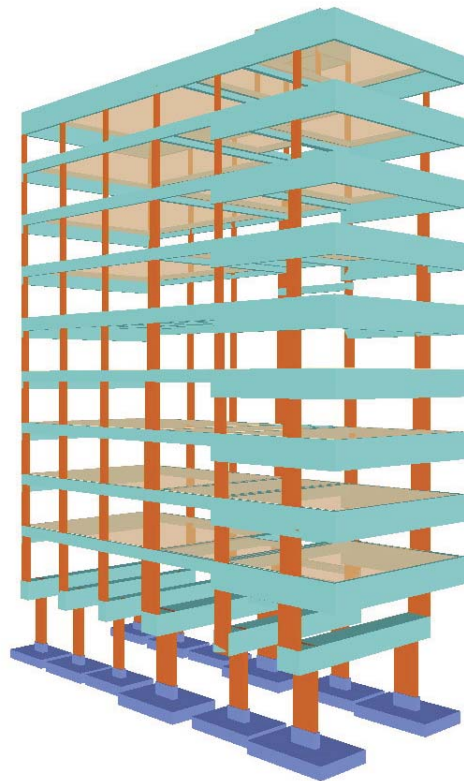
RAMIRO CHAER
arquitecto

EDIL HUGO PRATO 2255 / 001 - TEL/FAX 402 18 66
e-mail ramiroch@adlnet.com.uy



Colaboración: Arq. Karen Crosa

INTRODUCCIÓN



DATOS:

RECAUDOS GRÁFICOS DE ESTRUCTURA:

Con fecha febrero de 1978:

- Plantas de los diferentes niveles con indicación de armaduras de losas
- Planillas de vigas, pilares y bases
- Detalles de escaleras y de elementos particulares

Con fecha de enero de 1991:

- Modificación de la planta del nivel 10 por el tanque de agua

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS:

- HORMIGÓN: C250 de 250 k/cm² de resistencia media y 170 k/cm² de resistencia característica a la compresión a los 28 días en probetas cilíndricas.
- ACERO: Tratado de 4200 k/cm² de límite convencional de fluencia y 5000 k/cm² de rotura a la tracción; Estructural de 2400 k/cm² de límite real de fluencia y 3600 k/cm² de rotura a la tracción.
- Tensión admisible del terreno y nivel de fundación: 3 k/cm² a 4 m de profundidad.

HIPÓTESIS:

Se consideran verdaderos todos los recaudos gráficos, y se comparan con los datos obtenidos en Inspecciones Oculares, y con los resultados del Cálculo Estructural, que comprende Análisis Computacional por Elementos Finitos, y cálculo manual comparativo.

Si bien no se realizaron cateos, destructivos o no, que confirmen lo expresado en los mencionados recaudos, las inspecciones oculares no muestran incongruencias, ausencias o presencia de elementos estructurales que no estén registrados en estos planos.

Cargas consideradas: Peso Propio real según secciones; Carga Muerta: 100 daN/m² en general y 250 daN/m² en azotea; Sobrecarga de uso: 300 daN/m² en general, excepto en el nivel 6, en donde se consideran 400 daN/m², según recomendación de Norma UNIT 33-91 (1^a revisión), "Locales que soportan la afluencia de público", mayor que en los otros niveles.

ESTUDIO:

Presenta 4 etapas:

I- RECONOCIMIENTO: Se realiza una primer Inspección Ocular de reconocimiento del edificio, la que se registra fotográficamente. Se constata en primera instancia la correspondencia entre planos y recaudos gráficos.

II- ANÁLISIS MATEMÁTICO: Se simula la estructura del edificio según los "datos", estudiándola con las secciones y materiales indicados en los mismos, y con la consideración de la situación actual de sobrecarga (niveles más o menos cargados, valos estimados de cargas). Se obtienen resultados (tensiones, deformaciones y cuantías necesarias de armaduras) y se comparan preliminarmente con los planos.

Esta comparación se hace subdividiendo la estructura en sus principales elementos: 1-bases (patines); 2-pilares; 3-vigas y 4-losas.

III- COMPARACIÓN Y CHEQUEO: Se realiza una segunda Inspección Ocular con registro fotográfico. Obtenidas las primeras observaciones a partir de los resultados arrojados por la simulación, se buscan elementos de confirmación o negación de aquellos. Se toman niveles, se observan con particular atención puntos notables.

IV- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: De todo lo anterior, se sacan las conclusiones globales o particulares y se realizan recomendaciones.

1- BASES

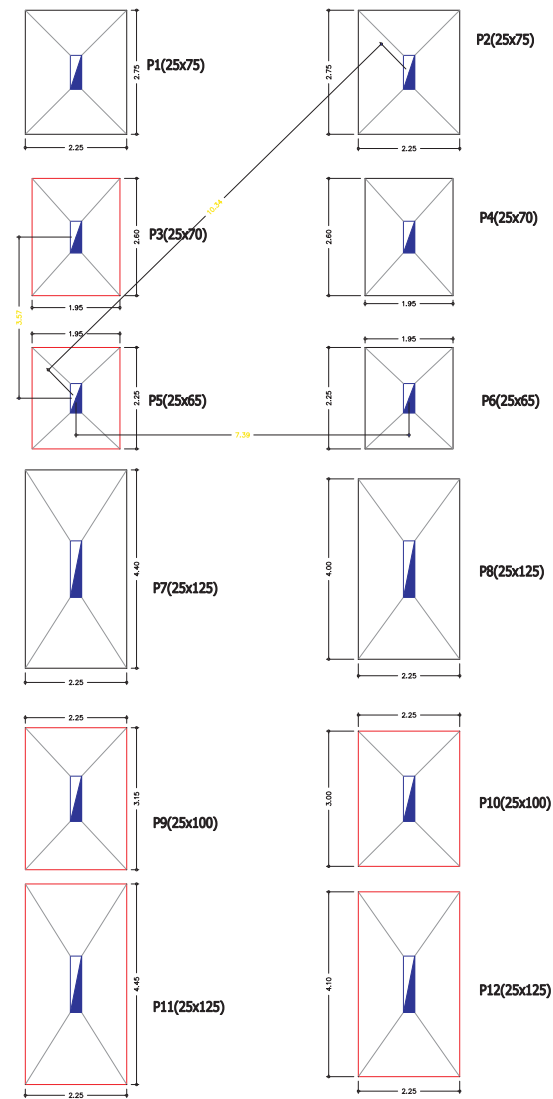


Fig.1-Bases según Planos

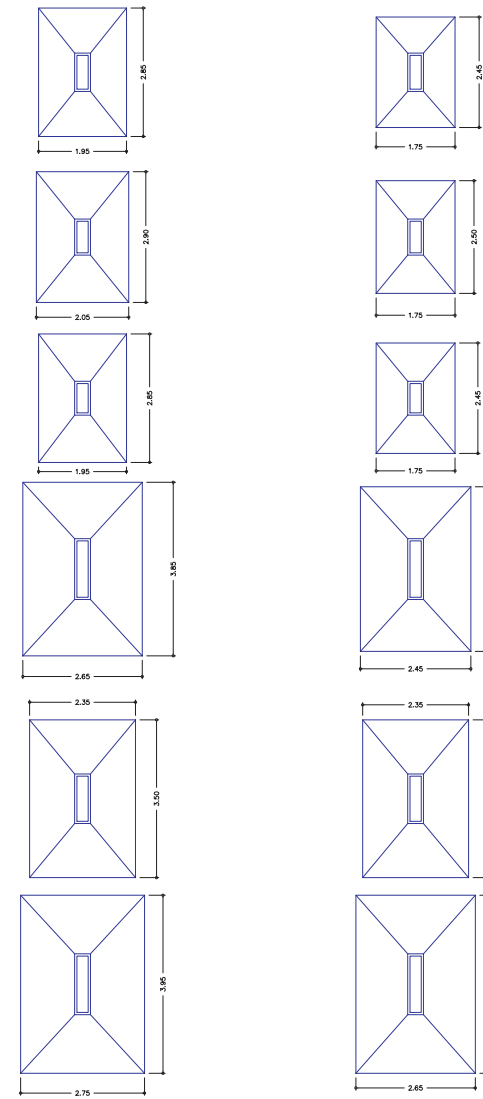


Fig.2- Bases Estimadas

DATOS:

- DIMENSIONES Y ARMADURA DE BASES
- CARGA PREVISTA EN BASES
- NIVEL DE FUNDACIÓN: -4.0 m
- TENSIÓN DEL TERRENO: 3.0 k/cm²
- LAMINA N° B18 CON FECHA FEBRERO DE '78

OBSERVACIONES:

Con respecto a las cargas:

- La carga prevista que figura en los planos es en la mitad de los casos, mayor a la estimada en la situación actual, siendo en la otra mitad, menor a la actual (indicadas en rojo en la Fig.1 y en la tabla 1)
- El máximo porcentaje de sobrepaso de la carga prevista es 21% en Base 5 (ver tabla 2). Esto se relaciona y corresponde con que:
- La tensión ejercida por las bases sobre el terreno es en los mismos casos, mayor que la tensión admisible (fila "Tensión s/terreno" en tabla 1, indicadas en rojo)

Con respecto a la geometría de las Bases:

- Ninguna cumple con la altura mínima necesaria por esfuerzo de corte (fila "altura mínima necesaria")
- Del análisis de flexión, algunas cumplen y otras no con la armadura recomendada.
- En las filas "Verificación" de la tabla 1, todos los valores en rojo indican déficit.

Geometría	BASE:		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	
	Dimensiones Pilar (cm)		25x75	25x75	25x70	25x70	25x65	25x65	25x125	25x125	25x100	25x100	25x125	25x125	
	Dimensiones Base (cm)		AxB	225x275	225x275	195x260	195x260	195x225	195x225	225x440	225x400	225x315	225x300	225x445	225x410
			H	50	50	50	50	50	50	90	75	50	50	90	75
		h	20	20	20	20	20	20	30	20	20	20	30	20	
Acciones	Descarga Prevista		180	180	151	151	130	130	296	269	213	200	300	276	
	Descarga Máx.Prevista		185,6	185,6	152,1	152,1	131,6	131,6	297	270	212,6	202,5	300,3	276,7	
	Descarga Actual		154	122	169	124	157	123	280	249	227	228	305	292	
	Tensión s/terreno		2,49	1,97	3,33	2,83	3,58	2,8	2,83	2,77	3,2	3,38	3,05	3,16	
Verificación	H necesaria con fck=170		85	65	105	80	100	80	140	125	115	110	155	145	
	fck necesario para H real		285	225	360	270	345	270	267	280	390	375	292	330	
	% seguridad actual		31	58	9	36	13	36	38	33	0,4	0,6	29	17	

TABLA 1

PILAR n°	% que sobrepasa carga prevista	% que sobrepasa tensión admisible
3	12	11
5	21	19
9	7	7
10	14	13
11	2	2
12	6	5

TABLA 2

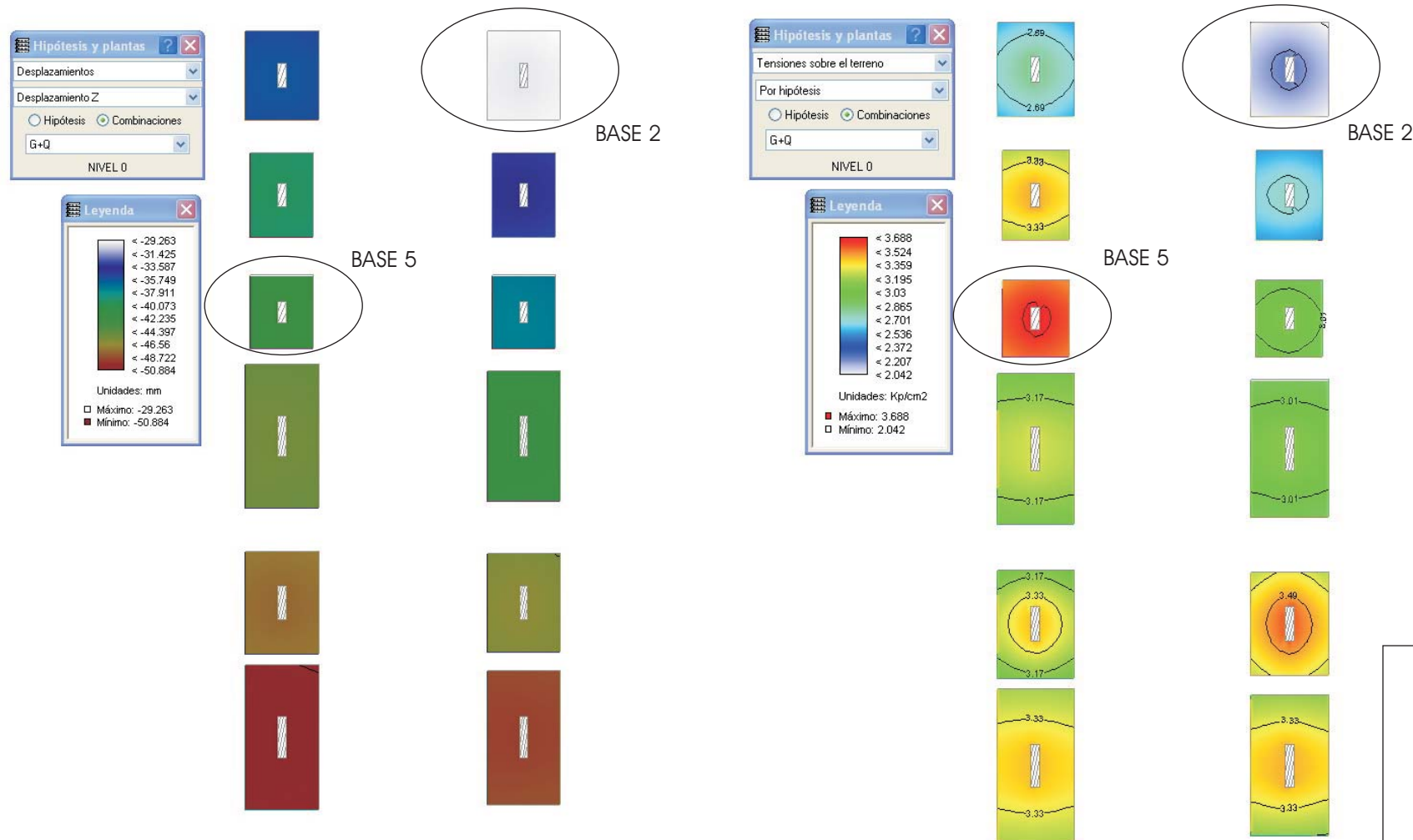


Fig.3- Asentamientos

Fig.4- Tensiones sobre el terreno

ANÁLISIS DE ASIENTOS:

A efectos de las siguientes consideraciones, se obtienen valores comparativos a partir de la tensión admisible de 3 k/cm² (indicada en los planos), y un módulo de asiento de 6 k/cm³ en ensayo de placa. Se considera suelo arcilloso (también indicado en planos) y la geometría de las bases, determinándose el módulo de asiento de cada una de ellas.

La tensión ejercida sobre el suelo por las bases es diferente, y en consecuencia lo son los asentamientos de cada una de ellas. Fig.3 muestra los valores de asiento y la fig.4 las tensiones reales a que se somete el suelo. La mayor diferencia de tensiones se registra entre la Base 2 (1,97 kg/cm², con un asiento calculado en 27,9 mm) y la Base 5 (3,58 kg/cm², con un asiento de 42,4 mm).

Esto significa un asiento diferencial de 12,7 mm, lo que considerando la distancia entre dichas bases, de 10,34 m (fig.1), representa un asentamiento relativo de: $12,7/10340 = 1/814$

El asentamiento relativo calculado es admisible, resultando una distorsión angular no perjudicial.

La figura 5 muestra comparativamente, un alzado a escala y los isovalores de asentamientos y tensiones entre las bases 2 y 5.

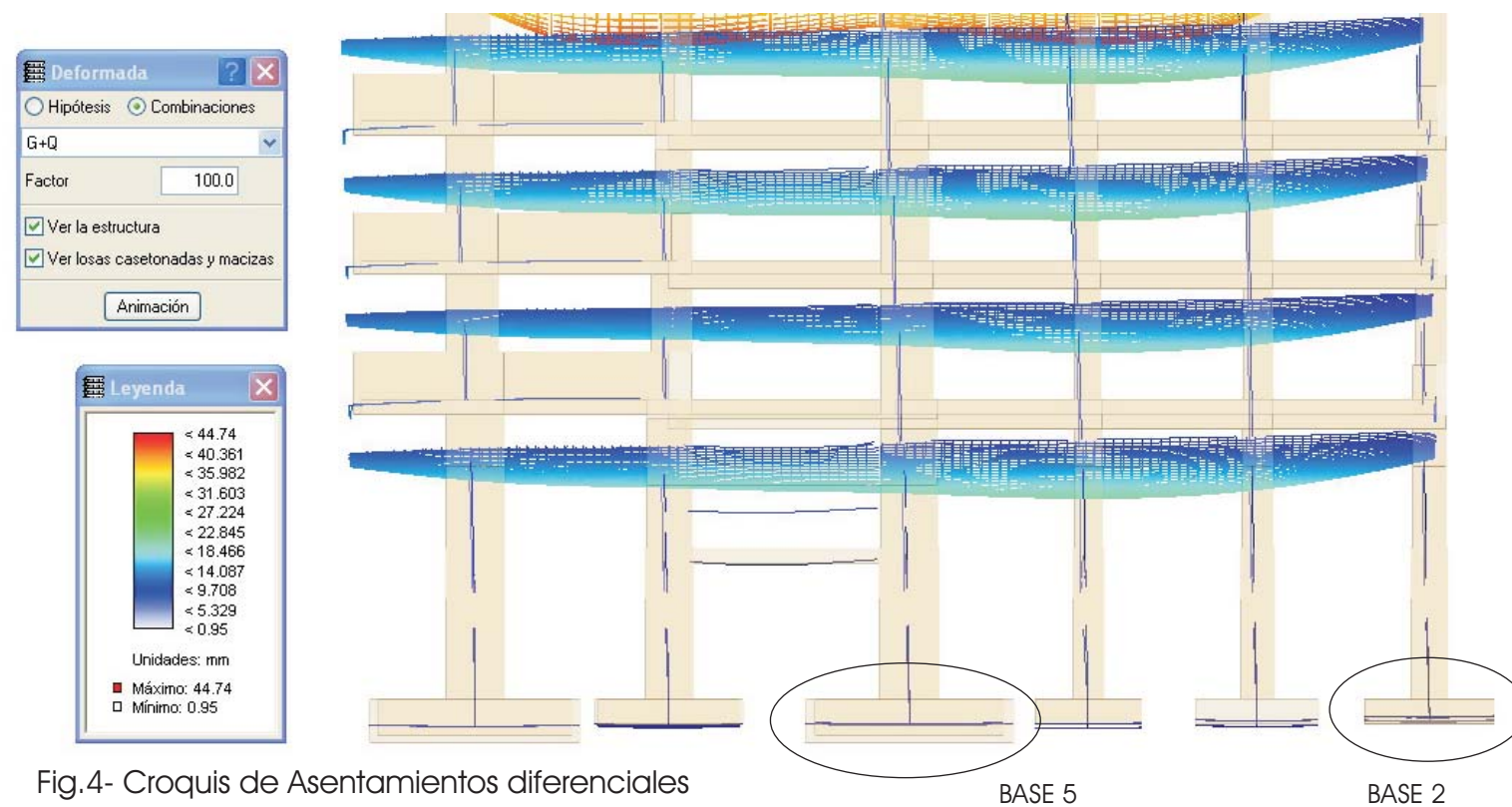


Fig.4- Croquis de Asentamientos diferenciales

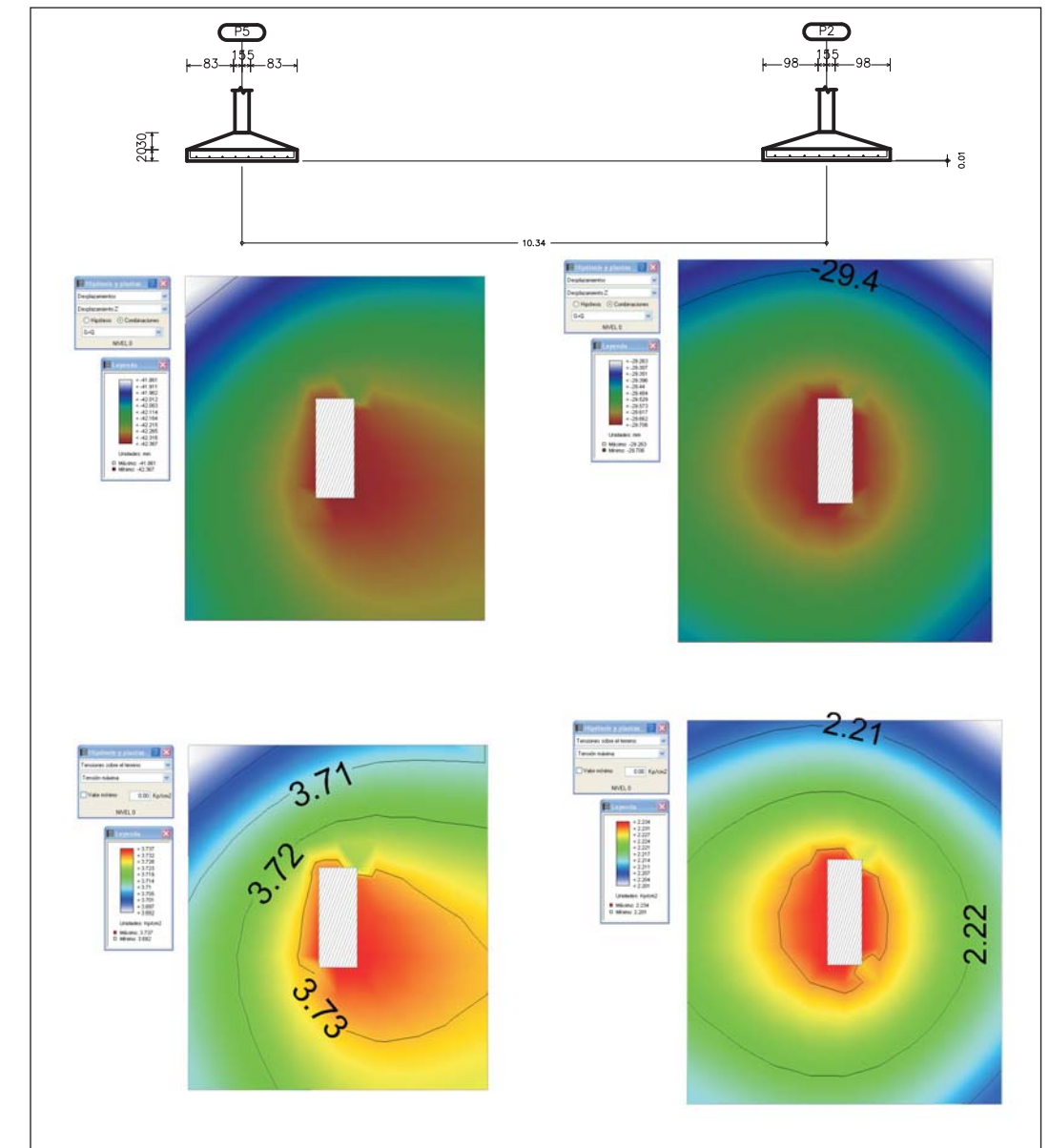


Fig.5- Comparación entre Base 2 y Base 5

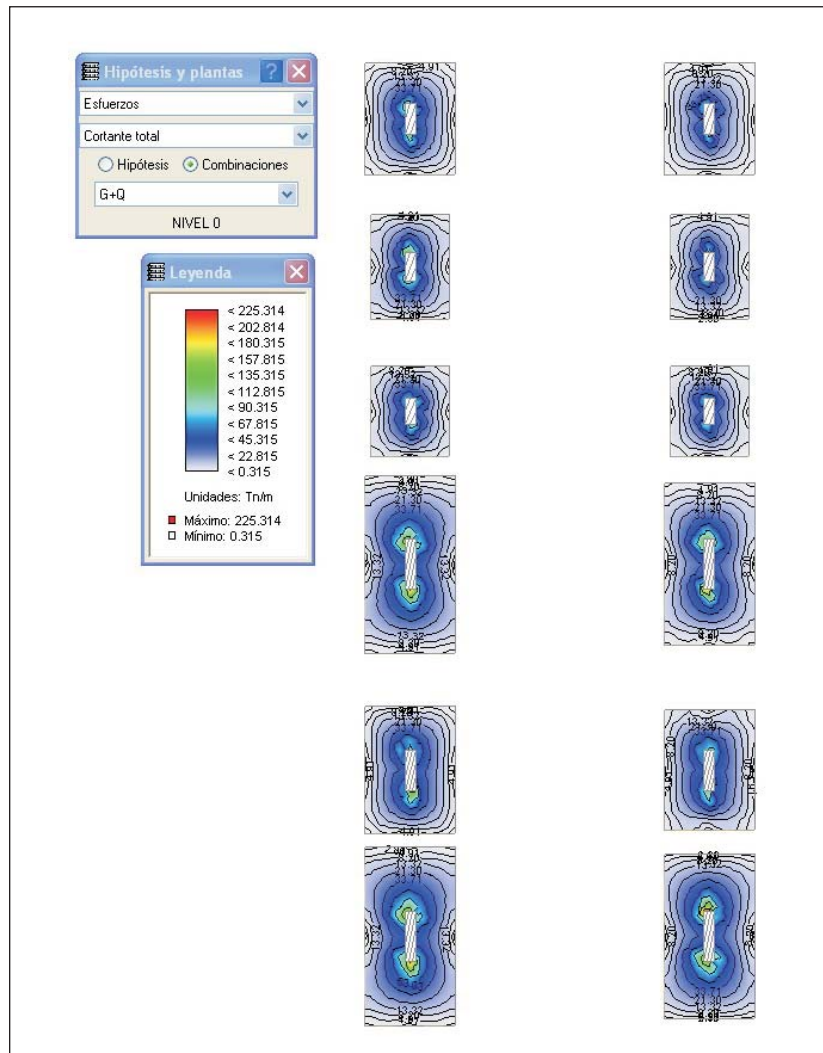


Fig.6- Cortante en Bases

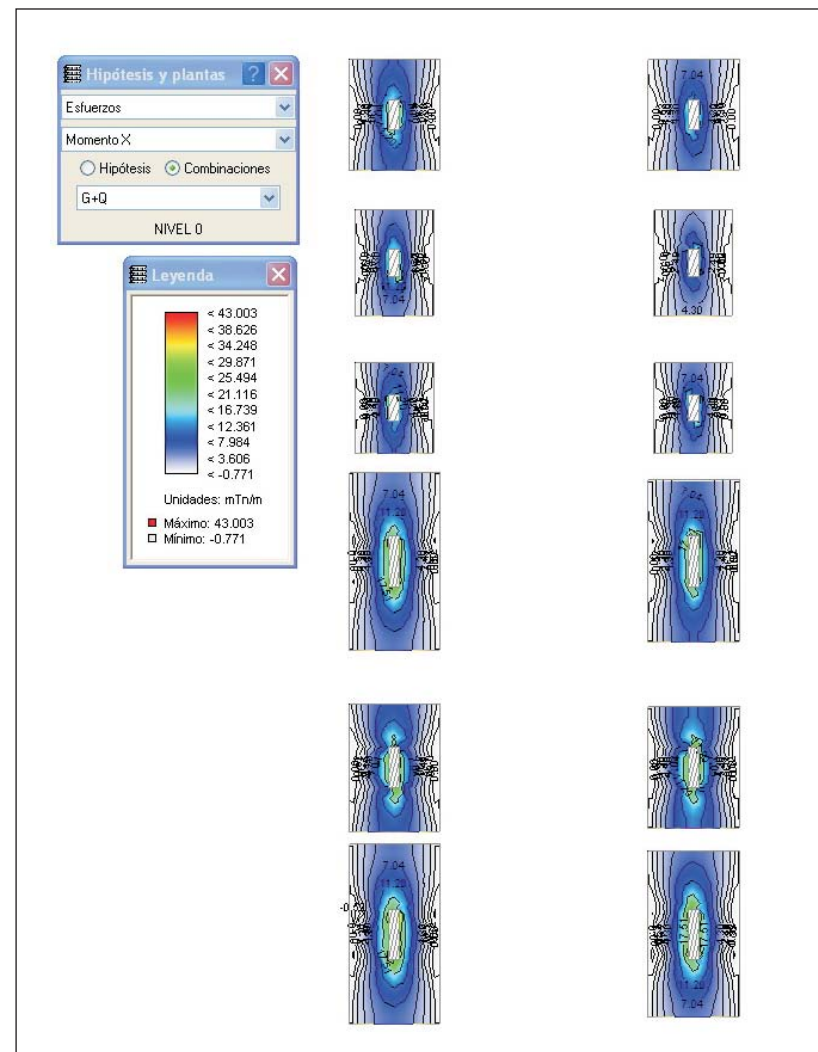


Fig.7- Momento dirección x-x en Bases

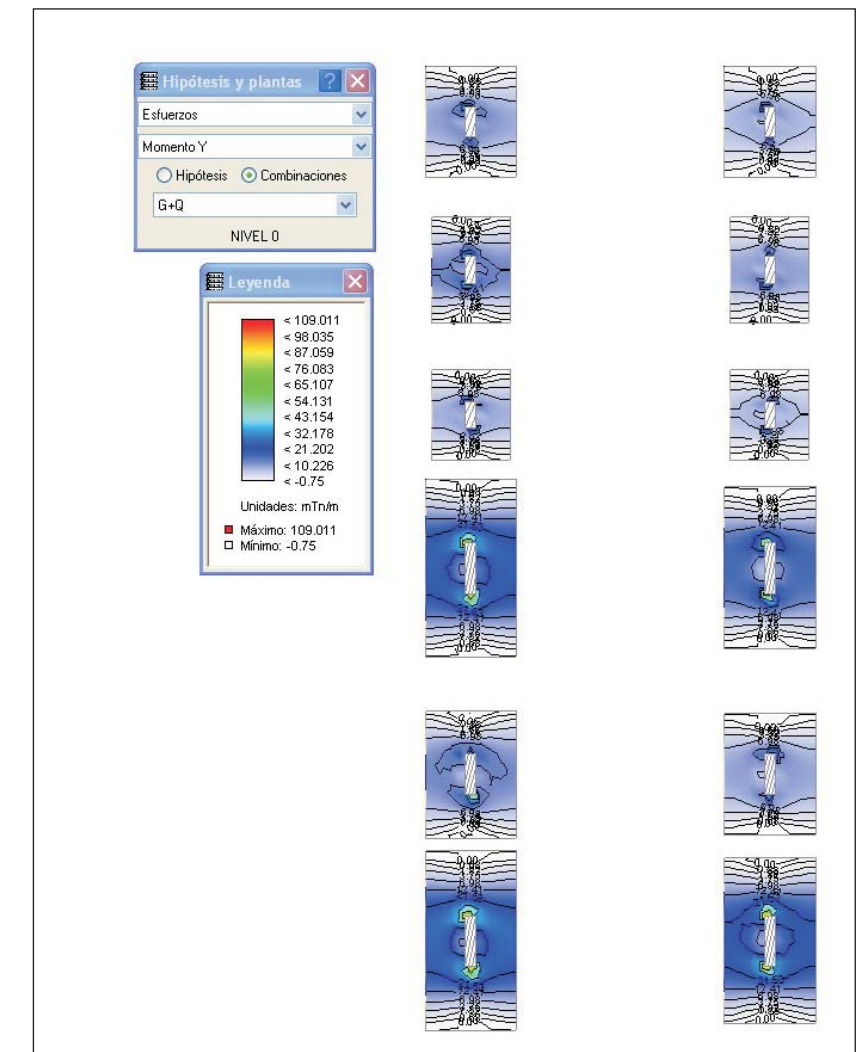


Fig.8- Momento dirección y-y en Bases

ANÁLISIS DE SOLICITACIONES:

Las bases se estudiaron considerando varias hipótesis de cálculo, como ser bases rígidas o bases flexibles. En todos los casos, la situación actual presenta déficit c/r a los valores que deberían tener según nuestro estudio.

No se encuentra concordancia entre las solicitaciones y los materiales y secciones adoptadas, lo que significa que los coeficientes de seguridad reales, estarían muy por debajo de los recomendados (última fila de tabla 1).

Las figuras 6 a 8 grafican las solicitaciones. La figura 9 presenta en detalle los esfuerzos de corte de las bases 9 y 10, aquellas que presentan mayor déficit, con un valor de seguridad menor al 1% de los recomendados por las normas.

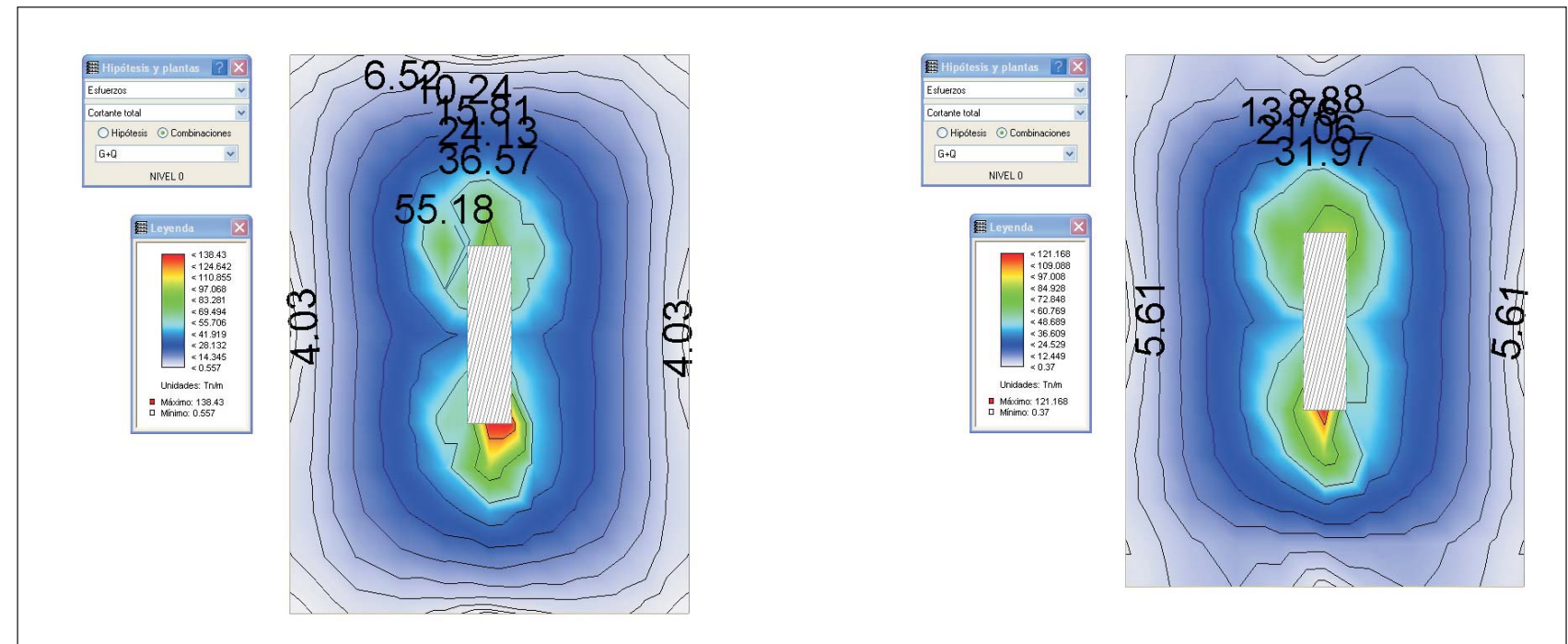


Fig.9- Cortante Total en Bases 9 y 10

2- PILARES

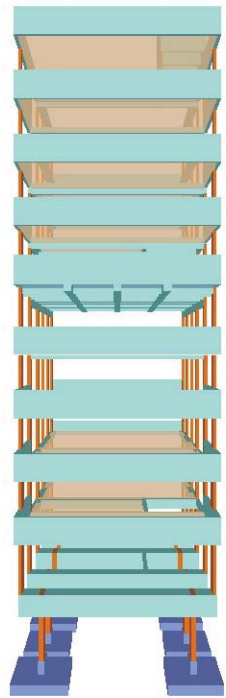


Fig.10 - Vista Frontal

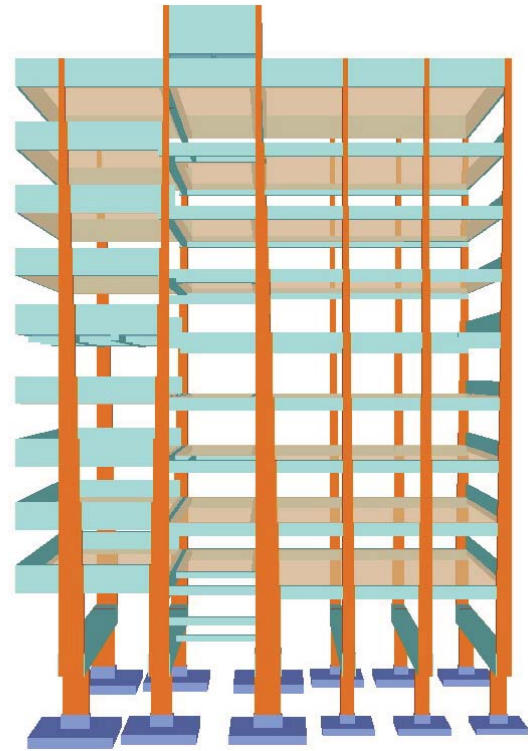


Fig.11 - Vista Lateral

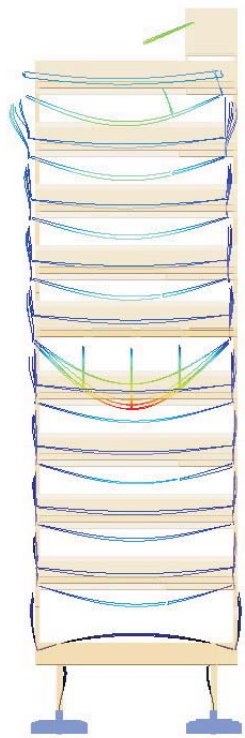


Fig.12 - Deformaciones

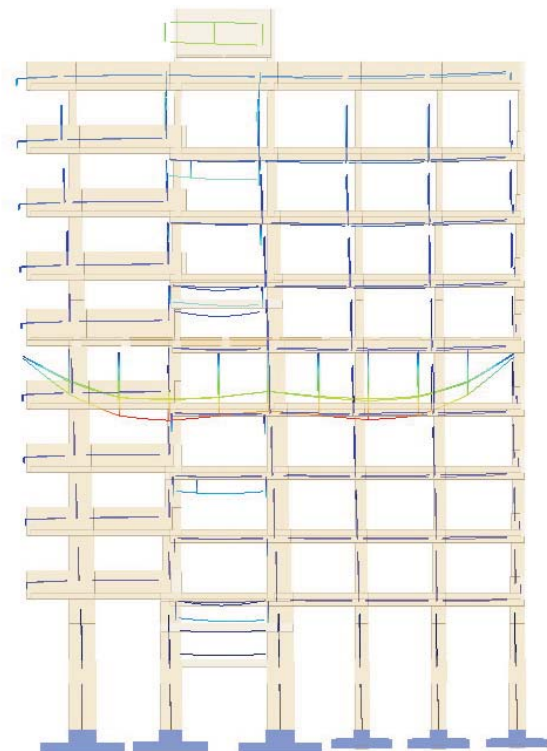


Fig.13 - Deformaciones

DATOS:

-Planilla de pilares con indicación de cambio de secciones nivel a nivel (ver figuras 10 y 11) así como armadura, tipo de acero utilizado y detalles de armado

En general:

-armadura principal: acero tratado de 4200 kg/cm^2

-estribos: acero estructural de 2400 kg/cm^2

Salvo indicación contraria en detalles

Hormigón: c250 de 250 kg/cm^2 de resistencia media y 170 k/cm^2 de resistencia característica.

OBSERVACIONES:

-En la Tabla 3 (ver página siguiente) se analizan los pilares con sus dimensiones y armadura nivel a nivel. Se estudia la fuerza máxima que es capaz de soportar y se la compara con la fuerza real que se estima está soportando en la situación actual.

Se observa que:

- en los pilares P2 y P4 la carga prevista no es superada en ningún nivel por la carga real.

- en los pilares P1, P3, P5, P6, P7, P8, P9, P11 y P12 la carga prevista es superada en algunos niveles por la carga real (valores en rojo en la tabla 3)

- el pilar P10 está en déficit en todos los niveles.

La Tabla 4 muestra los porcentajes en que la carga real supera a la prevista. El máximo valor se da en el nivel 1 del pilar P5, en donde se alcanza un valor del 37,7%.

NIVEL	P1			P2			P3			P4			P5			P6		
	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)
Nivel Tanque																		
N10	17x30	35	17	17x30	35	15	17x25	30	11	17x25	30	13	17x25	30	16	17x25	30	18
N9	17x35	42	32	17x35	42	27	17x30	41	29	17x30	41	26	17x25	33	33	17x25	33	30
N8	17x40	60	47	17x40	60	39	17x35	50	47	17x35	50	39	17x30	45	48	17x30	45	42
N7	17x45	82	64	17x45	82	52	17x40	69	63	17x40	69	51	17x35	56	64	17x35	56	54
N6	17x50	86	80	17x50	86	65	17x45	85	85	17x45	85	68	17x40	69	84	17x40	69	71
N5	17x55	105	95	17x55	105	78	17x50	89	102	17x50	89	81	17x45	85	99	17x45	85	82
N4	17x60	125	110	17x60	125	90	17x55	106	119	17x55	106	93	17x50	89	115	17x50	89	94
N3	17x65	129	125	17x65	129	102	17x60	111	135	17x60	111	105	17x55	106	129	17x55	106	105
N2	17x70	148	139	17x70	148	114	17x65	129	154	17x65	129	118	17x60	111	144	17x60	111	117
N1	25x75	145	154	25x75	145	122	25x70	131	169	25x70	131	124	25x65	114	157	25x65	114	123
NIVEL	P7			P8			P9			P10			P11			P12		
	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)	Dimensiones	Carga Máx. (T)	Carga Real (T)
Nivel Tanque				12x30	42	14				12x30	42	11						
N10	17x30	41	23	17x30	41	39	17x30	37	28	17x30	37	45	17x30	37	24	17x30	37	25
N9	17x45	76	49	17x45	76	62	17x35	50	51	17x35	50	65	17x45	76	55	17x45	76	54
N8	17x60	112	75	17x60	112	82	17x40	69	75	17x40	69	86	17x60	112	86	17x60	112	84
N7	17x70	129	103	17x70	121	107	17x45	82	97	17x45	82	109	17x70	129	117	17x70	129	113
N6	17x80	160	138	17x80	149	135	17x55	105	123	17x55	105	133	17x80	160	154	17x80	160	150
N5	17x90	170	167	17x90	170	158	17x65	125	146	17x65	125	152	17x90	170	186	17x90	170	180
N4	17x100	204	197	17x100	204	184	17x75	145	169	17x75	145	171	17x100	204	218	17x100	204	211
N3	17x110	213	227	17x110	213	208	17x85	176	192	17x85	176	190	17x110	227	249	17x110	227	241
N2	17x120	236	258	17x120	236	233	17x95	185	211	17x95	185	212	17x120	236	285	17x120	236	274
N1	25x125	240	280	25x125	240	249	25x100	181	227	25x100	181	227	25x125	240	305	25x125	240	292

TABLA 3 - Capacidad de carga Pilares

% de Déficit (Carga Real/Carga Máxima que soporta)												
NIVEL												
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
N10	*	*	*	*	*	*	*	*	*	21,6	*	*
N9	*	*	*	*	*	*	*	*	2	30	*	*
N8	*	*	*	*	6,7	*	*	*	8,7	24,6	*	*
N7	*	*	*	*	14,3	*	*	*	18,3	32,9	*	*
N6	*	*	*	*	21,7	2,9	*	*	17,1	26,7	*	*
N5	*	*	14,6	*	16,4	*	*	*	16,8	21,6	9,4	5,9
N4	*	*	12,3	*	29,2	5,6	*	*	16,5	17,9	6,9	3,4
N3	*	*	21,6	*	21,7	*	6,6	*	9,1	7,9	9,7	6,2
N2	*	*	19,4	*	29,7	5,4	9,3	*	14	14,6	20,7	16,1
N1	6,2	*	29	*	37,7	7,9	16,7	3,8	25,4	25,4	27	21,7

TABLA 4 - % de Déficit (Carga real/Carga Máxima que soporta)

3- VIGAS

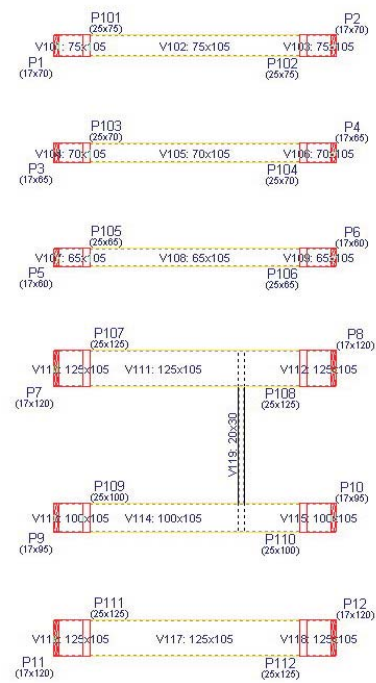


Fig.14 - Planta NIVEL 1

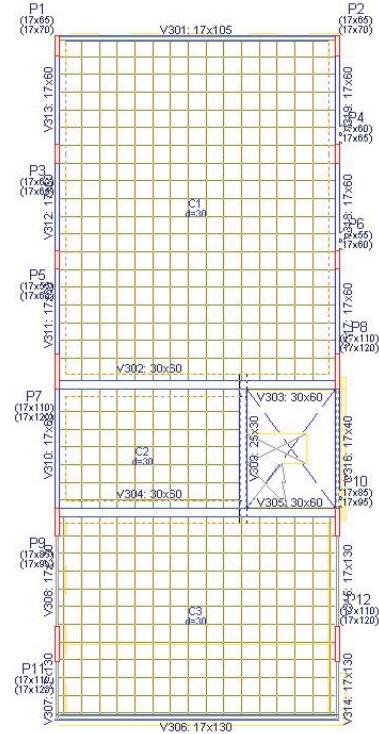


Fig.15 - Plantas NIVEL 2 y 7

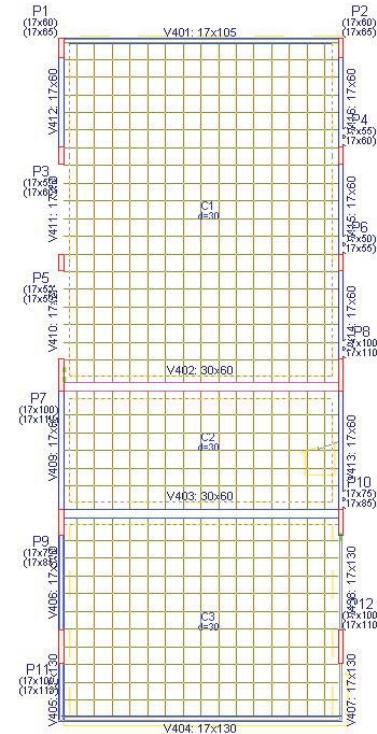


Fig.16 - Plantas NIVEL 3 y 8

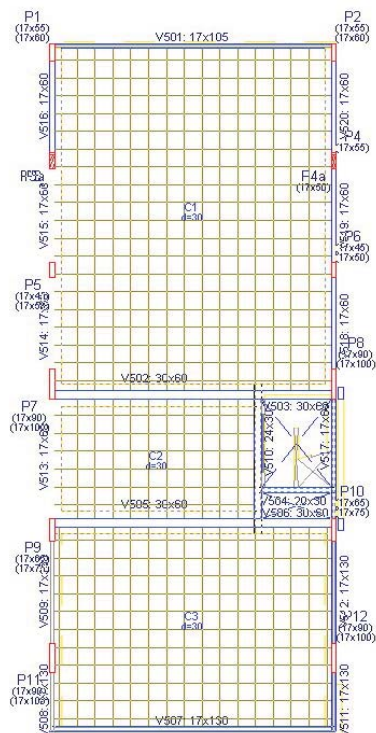


Fig.17 - Plantas NIVEL 4 y 9

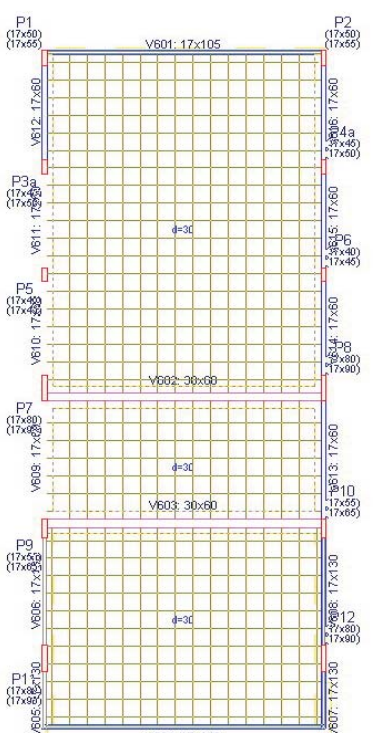


Fig. 18 - Plantas NIVEL 5 y 10



Fig.19 - Planta NIVEL 6

DATOS:

- Planilla de vigas con indicación de armaduras
- Detalles de armado
- Materiales utilizados:
Acero tratado de 4200 k/cm²
Acero estructural de 2400 k/cm²
Ambos se indican en planilla
Hormigón C250 de 250 k/cm² de resistencia media y 170 k/cm² de resistencia característica.

OBSERVACIONES:

En cuanto a la geometría de los diferentes niveles, cantidad, tipo y tamaño de vigas, tipo de losas etc. Los niveles se agrupan de la siguiente manera:

- nivel 1
- nivel 2 semejante al nivel 7
- nivel 3 semejante al nivel 8
- nivel 4 semejante al nivel 9
- nivel 5 semejante al nivel 10
- nivel 6

Sin perjuicio de lo anterior, en el planillado se detectan pequeñas diferencias en el armado de las vigas de dos niveles semejantes.

Se estudian todos los niveles de vigas en su situación actual. Se determinan las solicitaciones a las que cada viga esta sometida. En las figuras de la página siguiente se muestran los diagramas de solicitaciones del Nivel 7, a modo de ejemplo del análisis. También se muestran las vigas del Nivel 1, dada la particularidad de las mismas, de gran sección con ménsulas que reciben los pilares de los niveles superiores.

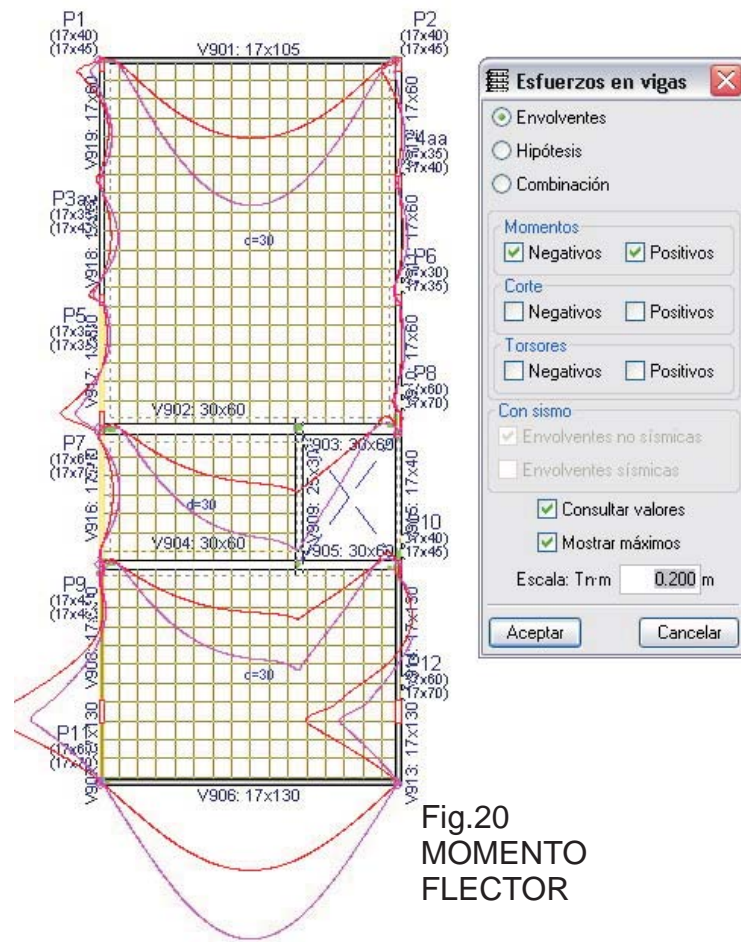


Fig.20
MOMENTO
FLECTOR

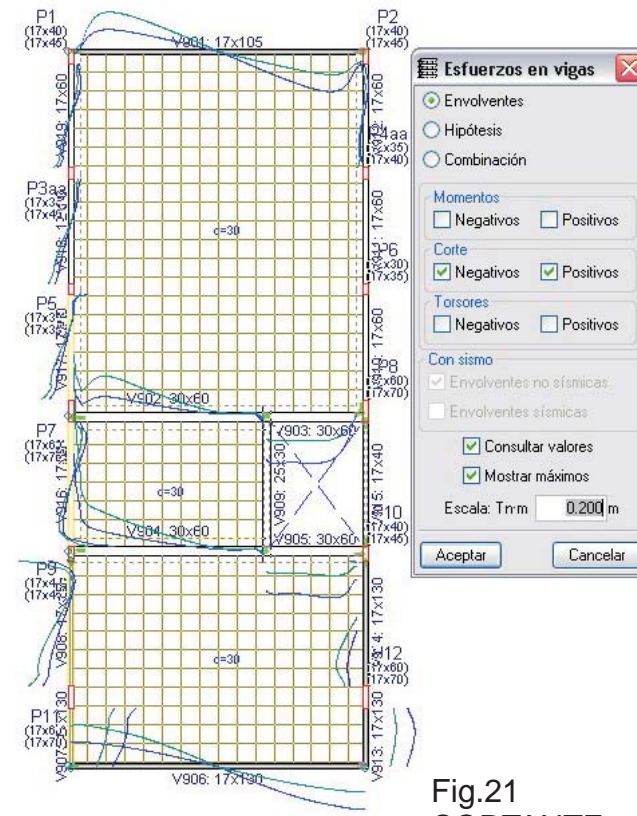


Fig.21
CORTANTE

OBSERVACIONES:

A través de las solicitaciones se determina el área de acero que las vigas requieren y se compara con la cantidad de acero que efectivamente tienen.

Se observa que:

- en general la armadura inferior y superior dispuesta es suficiente para cubrir las solicitaciones que surgen de la simulación de la situación actual
- en cuanto al estriado de las vigas, si bien en la zona central de las mismas es suficiente, el los apoyos es en general escaso respecto a lo requerido en la simulación
- en el nivel 6 es donde se registra la máxima diferencia entre el área de acero real y la requerida, observándose que el estriado es en general insuficiente así como en algunos casos puntuales la armadura superior.
- el nivel 1, como ya se dijo, es un nivel particular. Está compuesto por continuos de vigas en ménsula las cuales reciben pilares que soportan el resto de los niveles. Esta tipología estructural evita tener bases excéntricas, pero agrega elementos de gran compromiso, muy solicitados. En este nivel el continuo de vigas más solicitado es el de las vigas 117, 118 y 119. En ellas se observa que la cuantía de acero en las ménsulas 117 y 119 es suficiente mientras que en la viga central 118 la cuantía es un 6% inferior. Como queda expresado en la figura 23, las tracciones se dan siempre en la cara superior, por lo cual la necesidad de armadura inferior se limita en estos casos a cuantías mecánicas y geométricas. La armadura que presenta es inferior a estas cuantías constructivas. Con respecto al estriado, si bien se acerca mucho a lo requerido en la situación actual, el mismo es en general menor.

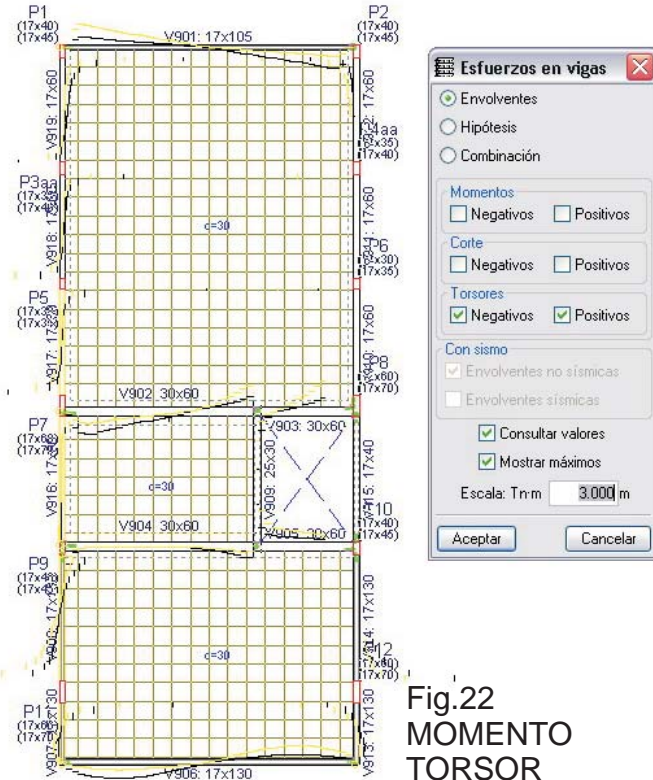


Fig.22
MOMENTO
TORSOR

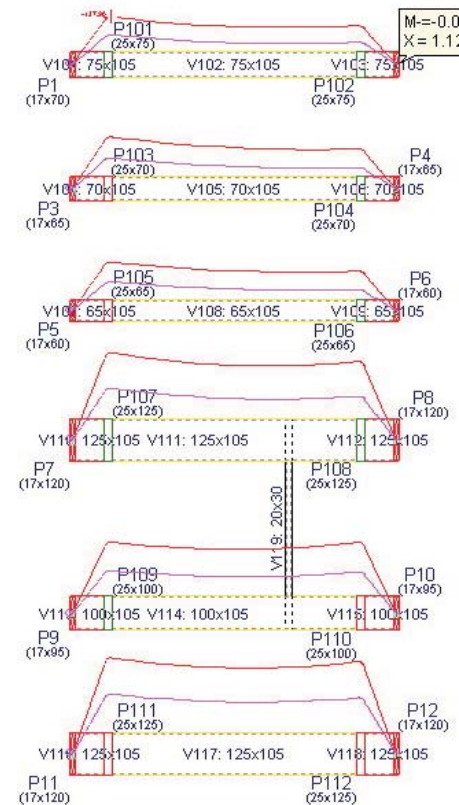


Fig.23
MOMENTO FLECTOR
NIVEL 1

4- LOSAS

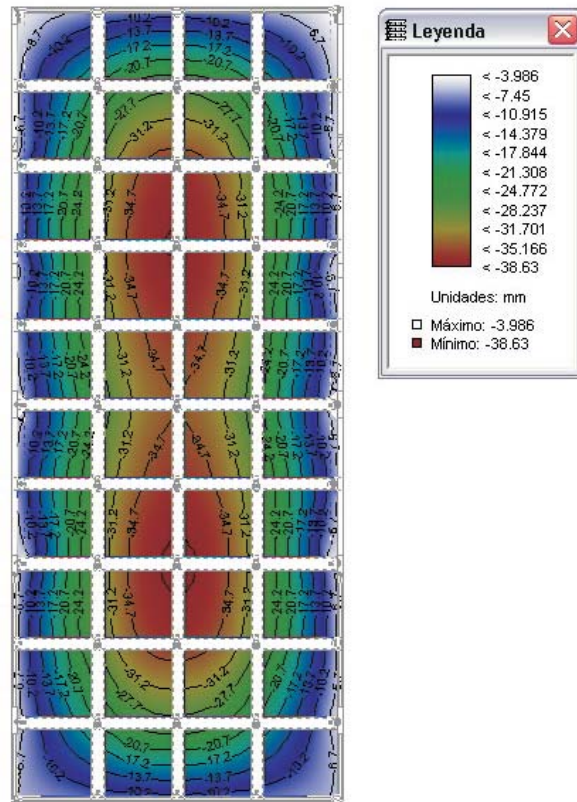


Fig.24 - Deformaciones NIVEL 6

LOSA 1

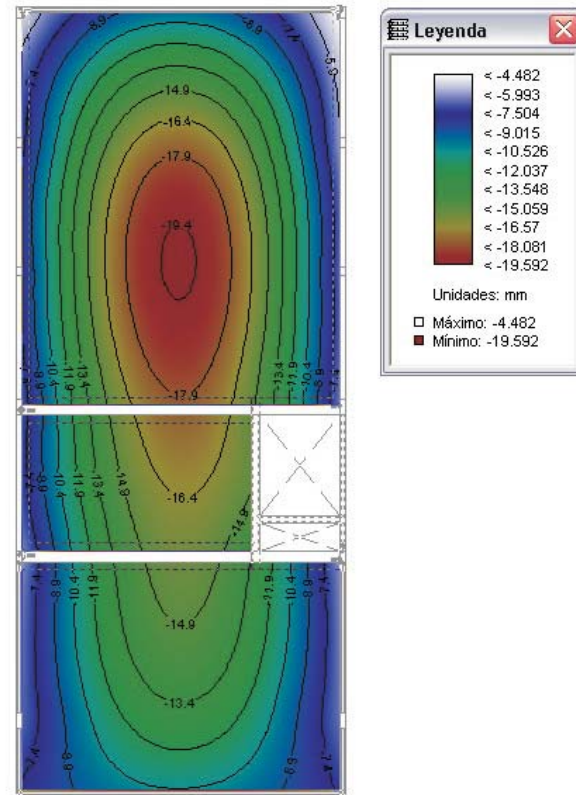


Fig.25 - Deformaciones NIVEL 9

LOSA 2

LOSA 3

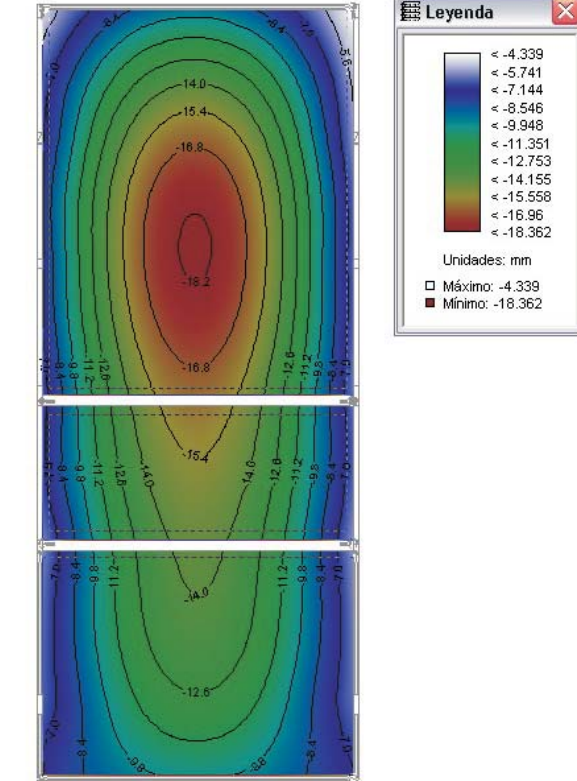


Fig.26 - Deformaciones NIVEL 8

DATOS:

-Plantas de cada nivel con indicación de armaduras, detalles constructivos y materiales utilizados.
 Acero tratado de 4200 kg/cm²
 Acero estructural de 2400 kg/cm²
 Ambos indicados en planta
 Hormigón C250 de 250 kg/cm² de resistencia media y 170 k/cm² de resistencia característica.

OBSERVACIONES:

Las situaciones de armado de losas es:
 - el nivel 2 es igual al nivel 4, 7 y 9
 - el nivel 3 es igual al nivel 5 y 8
 - nivel 6
 - nivel 10 en el que la cuantía de acero es un poco menor a la de los niveles 3, 5 y 8 lo cual es justificable por su destino (azotea)

En las figuras 24 a 29 se muestran los desplazamientos en el eje z experimentados las losas, sometidas a carga permanente y carga eventual (sobrecarga).

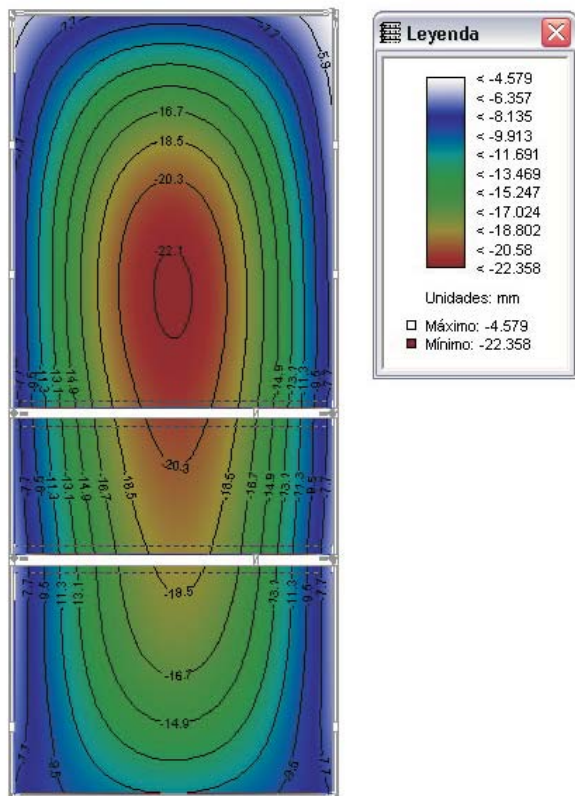


Fig.27 - Deformaciones NIVEL 10

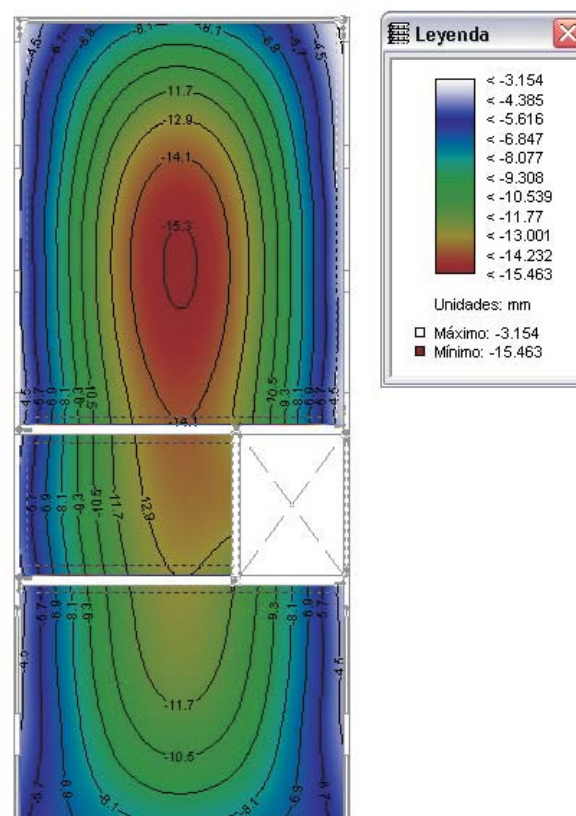


Fig.28 - Deformaciones NIVEL 2

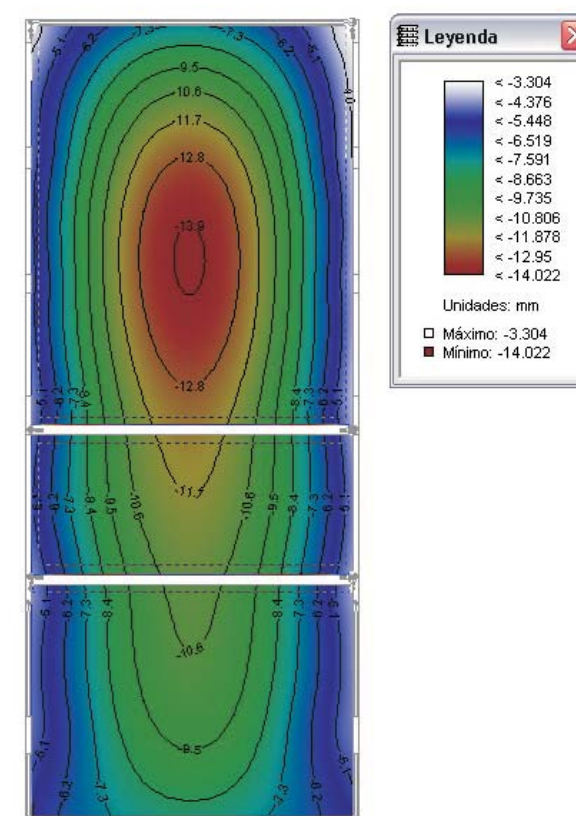


Fig.29 - Deformaciones NIVEL 3

Excepto en el nivel 6, en los demás niveles:
 - en un mismo nivel la losa n^o1 tiene mas deformación que la 2 y 3
 - de las losas del nivel 2, 4, 7 y 9 la menor deformación se da en el nivel 2 y la mayor en el nivel 9
 - de las losas de los niveles 3, 5 y 8 la menor deformación se da en el nivel 3 y la mayor en el nivel 8
 - el nivel 10 que tiene una sobrecarga estimada y una armadura menor a la de niveles similares como ser el 3, 5 y 8, presenta mayor valor de desplazamiento en z que estos últimos.

El nivel 6 presenta para la situación de carga estimada la mayor deformación de todo el edificio. Esto se verá más adelante.

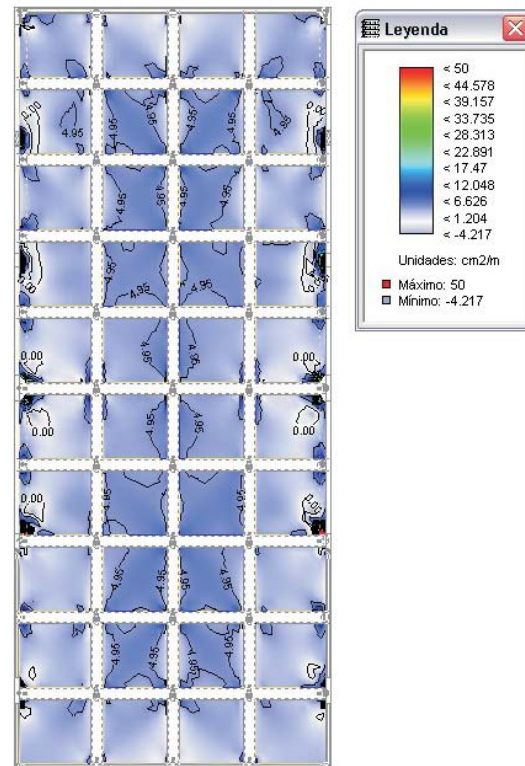


Fig.30 - Planta NIVEL 6

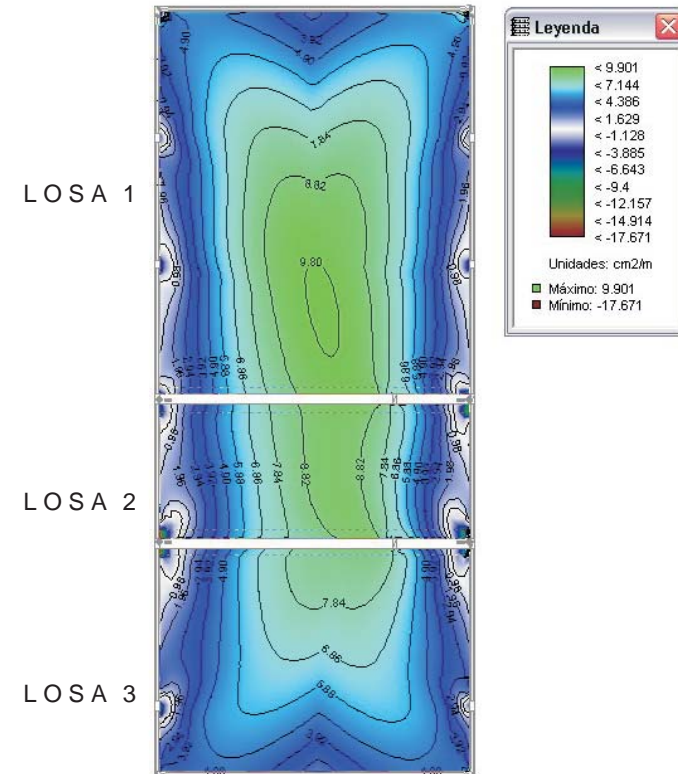


Fig.31 - Planta NIVEL 10

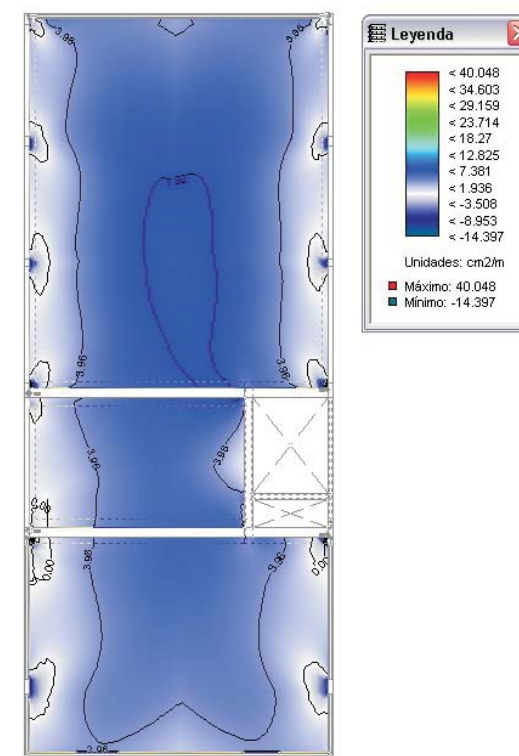


Fig.32 - Planta NIVEL 9

Fig.33 - Planta NIVEL 8

OBSERVACIONES:

En las figuras 30 a 33 se grafica la cuantía de acero necesaria inferior en dirección x para los niveles en los que se registran los valores máximos y el nivel 6 por ser un nivel particular. En la Tabla 5 se muestran las cuantías que requiere la situación actual y las que efectivamente tienen, indicándose en color rojo los valores en que la cuantía real es menor a la necesaria. Los valores de cuantía necesaria son los máximos registrados en las losas, los cuales como se muestra en la imágenes se dan en sectores pequeños de las mismas y a partir de los cuales la cuantía disminuye. No obstante lo anterior, se puede apreciar que las Losas 1 no presentan problemas en ningún nivel, mientras que las Losa 2 tendrían insuficiente armadura en todos los niveles en cuanto en la dirección del eje x. Las Losas 3 son insuficientes en algunos niveles, siendo el porcentaje de insuficiencia, menor que en los casos de las Losas 2.

NIVEL	CUANTÍA INFERIOR X					
	L1		L2		L3	
	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)
N10	11,07	9,80	1,68	9,20	3,20	8,18
N9	12,67	7,92	1,68	3,96	5,23	3,96
N8	12,67	7,90	1,68	3,48	3,77	3,48
N7	12,67	7,26	1,68	4,84	5,23	4,12
N5	12,67	7,40	1,68	4,30	3,77	4,30
N4	12,67	7,50	1,68	4,62	5,23	4,62
N3	12,67	6,90	1,68	3,24	3,77	3,24
N2	12,67	7,65	1,68	5,10	5,23	5,76

TABLA 5 - Comparación de armaduras

C REAL: CUANTÍA REAL (cm2)
C NEC: CUANTÍA NECESARIA (cm2)

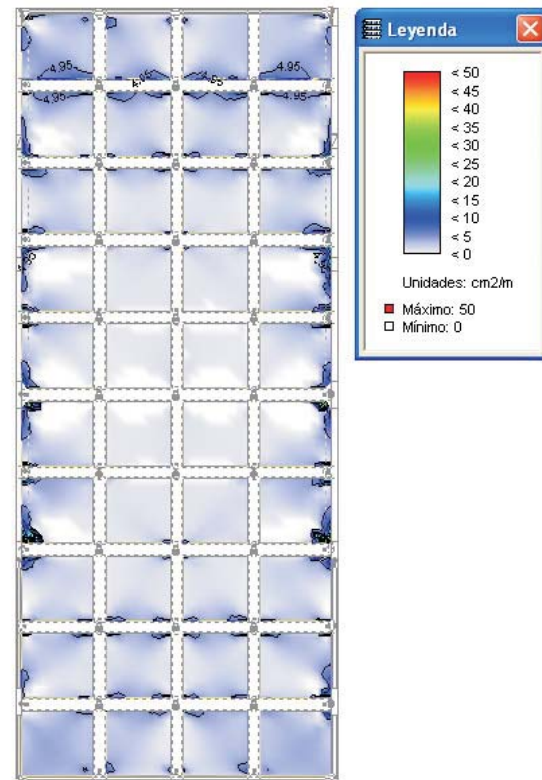


Fig.34 - Planta NIVEL 6

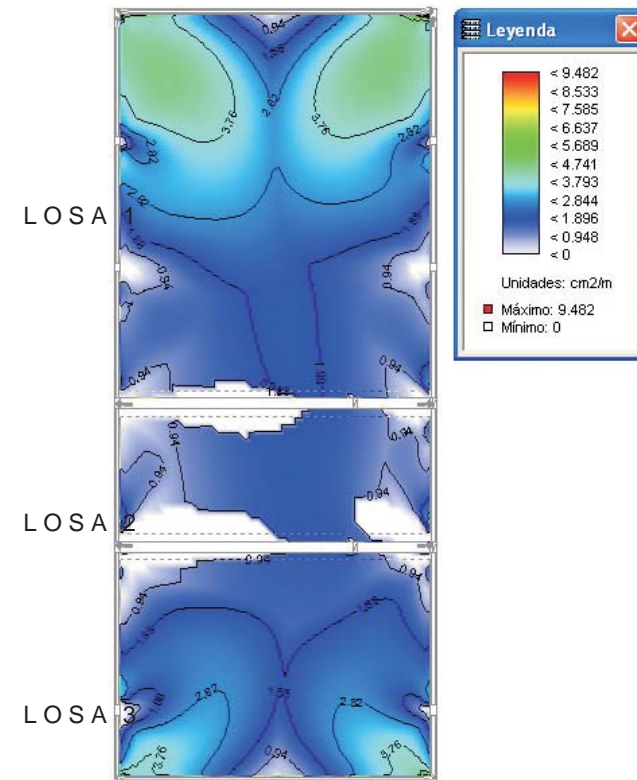


Fig.35 - Planta NIVEL 10

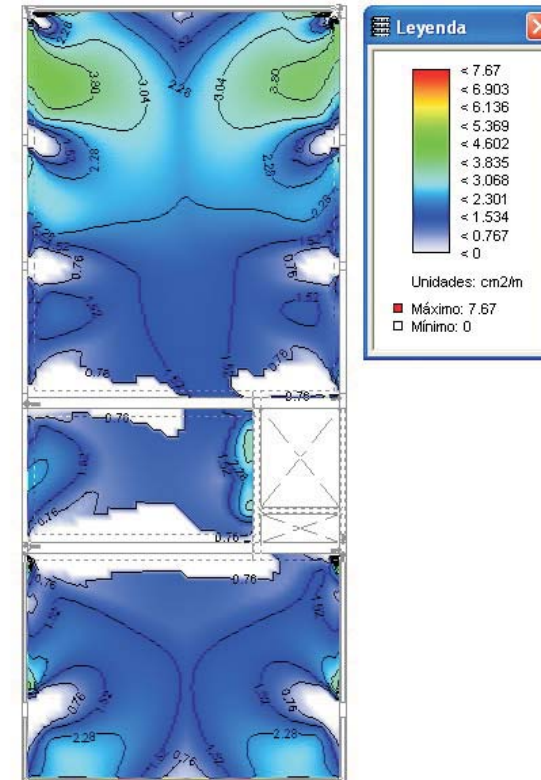


Fig.36 - Planta NIVEL 9

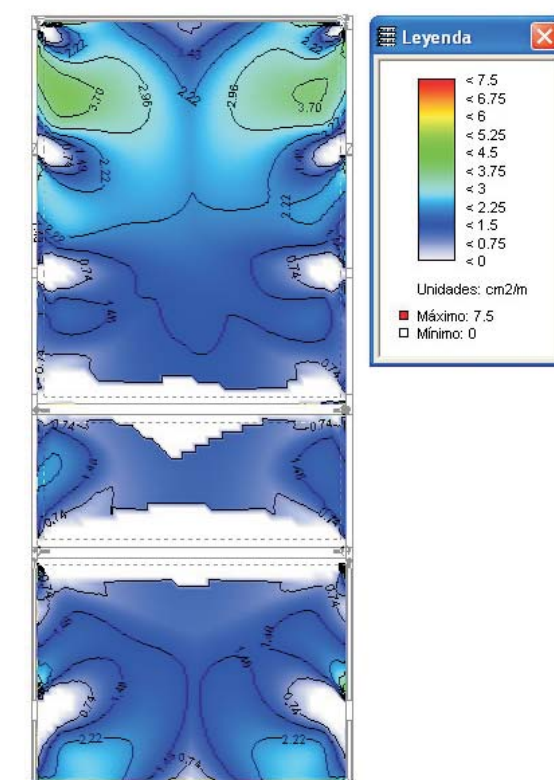


Fig.37 - Planta NIVEL 8

OBSERVACIONES:

En las figuras 34 a 37 se grafica la cuantía de acero necesaria inferior en dirección “y” para los niveles en los que se registran los valores máximos y el nivel 6 por ser un nivel particular. En la Tabla 6 se muestran las cuantías que requiere la situación actual y las que efectivamente tienen. En este caso la armadura existente es siempre superior a la requerida en la situación actual, lo cual queda expresado en la Tabla 6.

NIVEL	CUANTÍA INFERIOR Y					
	L1		L2		L3	
	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)
N10	8,08	4,59	5,23	1,30	8,08	3,70
N9	9,45	4,32	3,77	2,29	9,45	2,28
N8	8,08	3,85	5,23	2,22	8,08	2,55
N7	9,45	3,18	3,77	2,70	9,45	2,70
N5	8,08	3,51	5,23	2,12	8,08	2,61
N4	9,45	3,36	3,77	2,94	9,45	2,70
N3	8,08	3,50	5,23	1,66	8,08	1,92
N2	9,45	3,64	3,77	2,85	9,45	2,76

TABLA 5 - Comparación de armaduras inferiores

C REAL: CUANTÍA REAL (cm2)
C NEC: CUANTÍA NECESARIA (cm2)

L4	L2	L2	L4
L4	L2	L2	L4
L4	L2	L2	L4
L4	L2	L2	L4
L4	L2	L2	L4
L4	L2	L1	L4
L4	L2	L2	L4
L4	L2	L2	L4
L3	L1	L1	L3

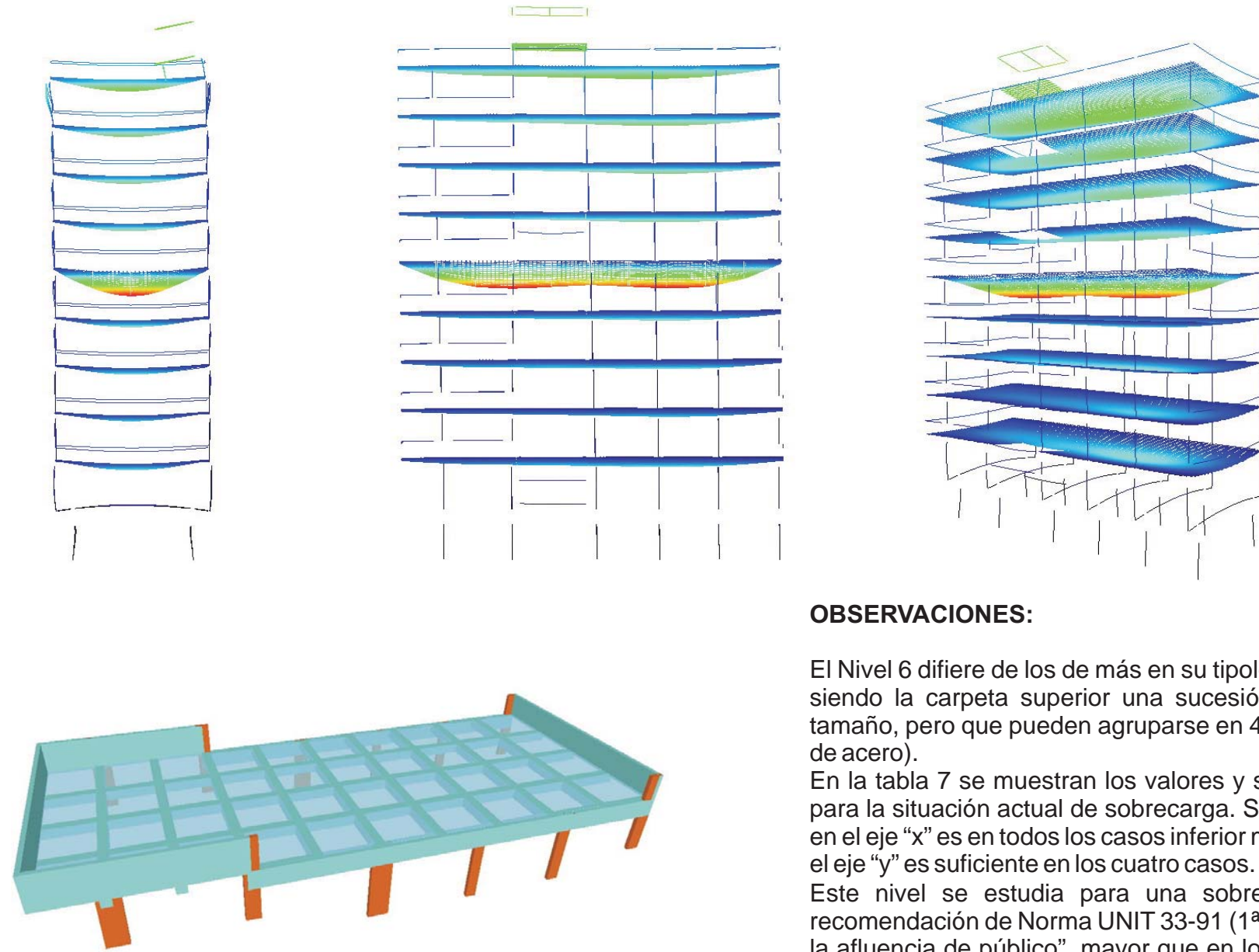


Fig.38 - Tipos de losas en NIVEL 6

OBSERVACIONES:

El Nivel 6 difiere de los de más en su tipología de casetones más grandes, siendo la carpeta superior una sucesión de losas cuadradas de igual tamaño, pero que pueden agruparse en 4 tipos según su armado (cuantía de acero).

En la tabla 7 se muestran los valores y se comparan con los necesarios para la situación actual de sobrecarga. Se observa que la cuantía inferior en el eje "x" es en todos los casos inferior mientras que la cuantía inferior en el eje "y" es suficiente en los cuatro casos.

Este nivel se estudia para una sobrecarga de 400 daN/m², según recomendación de Norma UNIT 33-91 (1ª revisión), "Locales que soportan la afluencia de público", mayor que en los otros niveles. Por otro lado, la tipología es menos rígida que en aquellos. En consecuencia, vuelve a aparecer el mismo fenómeno encontrado en el estudio de vigas: mayores deformaciones y armaduras en déficit.

NIVEL	CUANTÍA INFERIOR X							
	L1		L2		L3		L4	
	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)
N6	3,59	3,96	2,02	4,95	3,59	3,96	2,02	4,95
NIVEL	CUANTÍA INFERIOR Y							
	L1		L2		L3		L4	
	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)	C REAL	C NEC (MAX)
N6	2,02	3,96	2,02	1,00	3,59	4,74	3,59	2,00

TABLA 7

C REAL: CUANTÍA REAL (cm²)
C NEC: CUANTÍA NECESARIA (cm²)



Fig.39



Fig.40



Fig.41



Fig.42



Fig.43



Fig.44

INSPECCIÓN ESPECIAL DE NIVEL 6

Dado el resultado del análisis numérico, se intenta constatar "in situ", la presencia de las deformaciones teóricas.

Se toman niveles y se mide horizontalidad de vigas. Las mediciones reflejan deformaciones menores que las calculadas.

No se visualizan fisuras típicas de flechas excesivas. Se observan niveles irregulares producidos por un encofrado no perfectamente nivelado, lo que ha tenido un efecto más bien estético que estructural. Esto es posible visualizarlo en varios niveles.

Las figuras 39 a 44 muestran detalles de los nervios de este nivel. El laser rojo debería verse continuo sobre superficie plana o cóncava: el desaparecer sobre la mitad de la luz, está indicando una curvatura convexa, es decir, que el elemento presenta flecha. Este tipo de deformación es posible de corregirse a través del revoque, ausente en este caso por tratarse de hormigón visto pintado.

5- PATOLOGÍAS

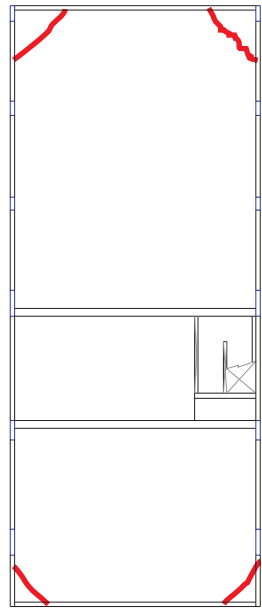


Fig.45 - Ubicación de fisuras en planta

FISURAS A 45° EN LOSAS

Se detectan fisuras a 45° en los cuatro ángulos terminales de la planta del edificio, las que se reiteran sistemáticamente en todos los niveles (la figura 45 muestra en esquema su ubicación en planta).

Este tipo de fisura se puede manifestar por diversas causas, como retracción de fraguado, dilataciones/contracciones térmicas, o momentos torsionales.

Del estudio de los planos no se deduce la presencia de armadura de refuerzo de esquinas, la que se recomienda para resistir la combinación en dichos lugares, del fenómeno torsional en losas que no tienen continuidad con otras. Esto, sumado a que las losas son en la mayoría de los casos, "carpetas de compresión" de losas nervadas (fig. 46), con un armado constructivo $\varnothing 6$ c/20 cm, la falta de dichas armaduras podría ser la causa más probable de esta patología.

Las figuras 47 a 49 muestran dichas fisuras. No hay signos de lesión de los nervios en relación con estas fisuras de losa.



Fig.46 - Vista general de la losa nervada



Fig.47

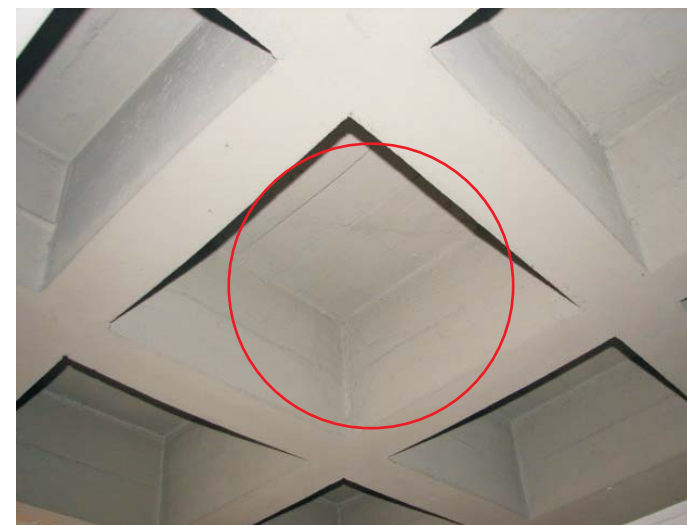


Fig.48



Fig.49



Fig.50



Fig.51

ESCALERA COLGADA

El edificio cuenta con escaleras en los niveles 1, 3, 6 y 8.

La escalera de los niveles 1 y 6 nacen apoyando directamente sobre losa; en el descanso apoyan en viga ubicada a 1/2 nivel y superiormente en otra viga del nivel siguiente.

Las escaleras de los niveles 3 y 8 nacen apoyando en la losa, y la viga intermedia del descanso "cuelga" a través de tensores, de la viga del nivel superior. Se cuenta en los recaudos gráficos con los detalles de ambas escaleras (lámina B29 detalles de escalera). De estos recaudos se obtienen las características del tensor metálico:

- perfil cuadrado de 40 x 40 x 1.6 mm con platina superior e inferior de 110 x 110 x 5 mm soldadas eléctricamente.

En el caso de la escalera del nivel 3, se observa un desprendimiento de la losa del descanso, en el punto de fijación del tensor. Las figuras 50 y 51 muestran esta situación. La figura 52 se muestra el detalle del tensor y se marca con círculo el lugar en donde se produjo la rotura.

Dada la vinculación entre la losa de escalera y el tensor a través de una viga, no parece ser un problema de punzonado del tensor. Sería necesario cateo de armaduras en esa zona para determinar si se trata de un llenado original defectuoso, no descartándose que el amure cercano de la baranda metálica tenga vinculación.

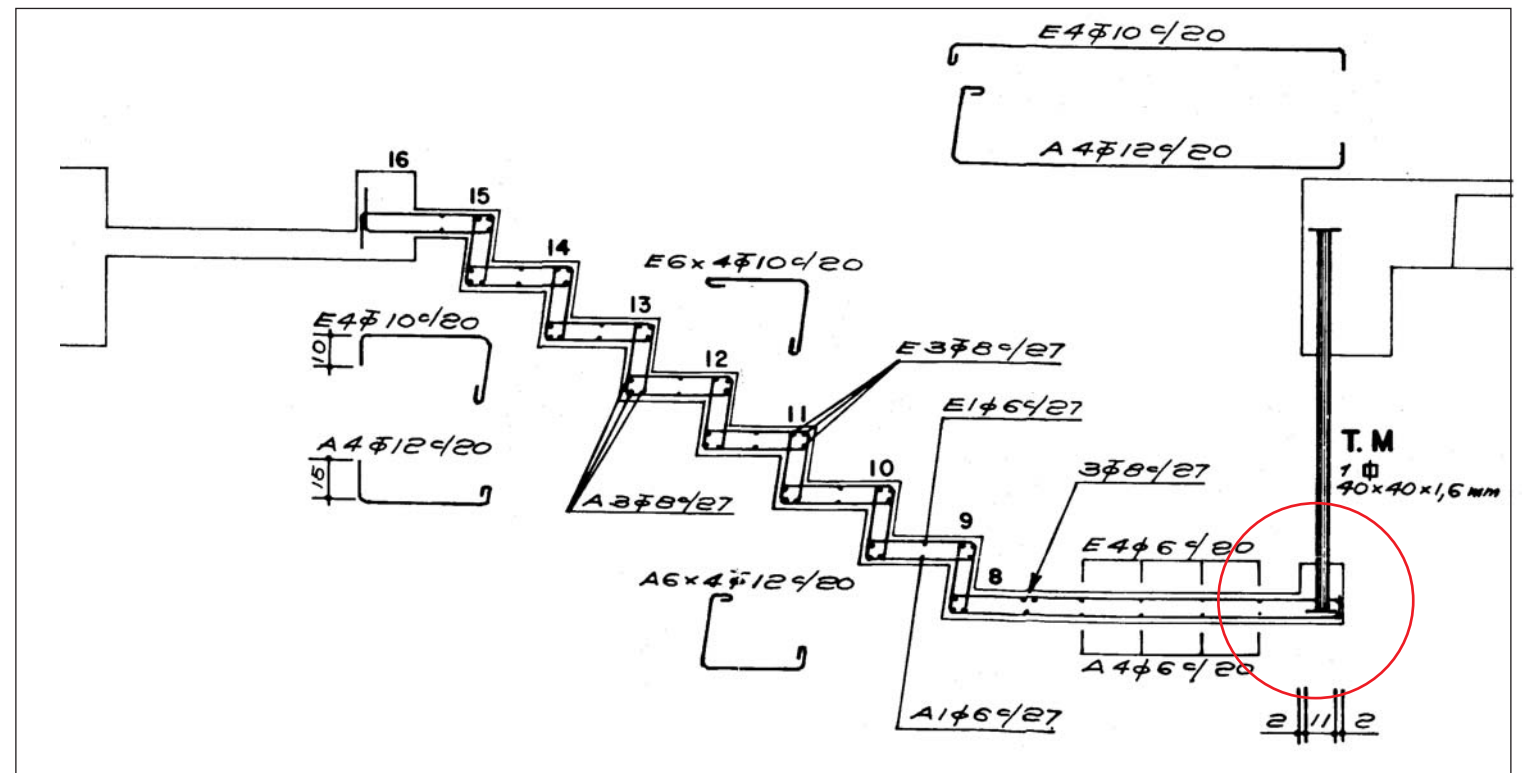


Fig.52 - Escalera colgada

6- CONCLUSIONES

PREVIOS

Previo a la enunciación de las Conclusiones del presente estudio, es necesario puntualizar diversos aspectos en cuanto a la realidad y las hipótesis consideradas, y con respecto al desarrollo mismo del estudio.

El presente Informe no detalla absolutamente todos los pasos seguidos, sino aquellos que a nuestro juicio tienen su correspondencia directa con la realidad. El edificio fue estudiado completamente según diversas hipótesis: con mayor o menor sobre carga; con acción y sin acción de viento; con condiciones de suelo diferentes. Se adoptaron como ciertos los datos que figuran en planos, pero se consideraron otras variables no especificadas, pero necesarias para nuestro estudio.

Está claro que de la consideración de mayor o menor carga, y de la variación de todos los factores intervinientes, se podrían obtener resultados variables. Sin embargo, los datos objetivos y resultados que se indican en gráficos y texto en las páginas anteriores, son factor común de los caminos que hemos recorrido.

De la lectura de las páginas previas, se desprenden conclusiones parciales, que podrían haber sido tan particulares como se hubiese querido, y que hemos registrado a través de un muestreo representativo de la problemática, conservando los resultados completos de cada elemento estructural.

CONCLUSIONES

Con respecto al Diseño Estructural, la solución adoptada se corresponde correctamente con los requerimientos arquitectónicos del programa, proporcionando plantas libres con flexibilidad de uso, llevando el esqueleto portante hacia las medianeras.

La descarga a tierra presenta la particularidad de desviación de dichas cargas hacia pilares y bases simétricas. Esta solución adoptada, generó la aparición de elementos de mucho compromiso, como lo son las vigas con doble ménsula del Nivel 1. El estudio de las mismas muestra que están dimensionadas correctamente. Sin embargo, no figuran en planos, los detalles del apoyo de los pilares sobre las mismas, lo cual no pudo ser evaluado.

El apoyo de pilares en extremo de ménsulas, es un factor de riesgo en cuanto a los descensos de los mismos, ya que las ménsulas tienen una necesaria deformación, la cual es variable según la carga recibida, y en consecuencia los pilares podrían tener asentamientos diferentes. El estudio de las deformaciones no muestra que esto haya sido causa de distorsiones en los niveles superiores.

Las grandes losas nervadas de casetones recuperados, presentan armaduras coherentes, más allá de variaciones encontradas c/r a nuestro estudio. Aparecen armados que en algunos casos son menores que los que estimamos serían recomendables, pero que no se ven reflejados en patologías aparentes.

Las vigas presentan en forma bastante genérica, un estribado menor al necesario, pero no se encontraron lesiones que se correspondan con este problema.

Hay en muchos casos, contradicciones entre lo que “sería esperable”, o “podría ser esperable”, y lo que realmente “es”.

En los elementos verticales (pilares), aparecen mayores discrepancias que en vigas y losas: en muchos casos, como se ilustró en la tabla 4, las secciones y armado están por debajo de lo recomendable. Se debe considerar además sobre algunos de ellos, el aumento de carga provocado por la construcción posterior del Tanque de Agua, que si bien en porcentaje no es particularmente significativo, no deja de ser un elemento que fue construido años después del edificio original, con exigencias adicionales localizadas en una parte específica.

En las Bases (Patines), es donde encontramos el *mayor problema*: el tamaño en planta es más o menos correcto, pero la altura de las mismas está, en la mayoría de los casos, muy por debajo de la necesaria. Esto significa que la tensión tangencial en las Bases sería excesiva, sobrepasando ampliamente la admisible.

Hemos medido esta falta desde diversos puntos de vista (Tabla 1), y la conclusión es que si bien los valores obtenidos no estarían rebasando los límites de rotura, los % de seguridad que estarían funcionando son muy bajos, e incluso prácticamente inexistentes en algún caso.

La consideración anterior es objetiva, habiendo partido de las resistencias que figuran en los planos. La realidad no muestra señal de una patología grave en cimiento, lo cual podría estar indicando que la real resistencia del Hormigón utilizado es bastante mayor que la expresada en planos, y considerada en el presente estudio. Por ejemplo, la constatación de una resistencia característica de 300 daN/cm², pondría a la mayoría de las bases (y otros elementos como pilares), en una situación mucho más acorde a las sollicitaciones.

De la observación y relevamiento de fisuras (detallado anteriormente), no se deduce la presencia de fallas importantes. No se observan armaduras corroídas, lo que estaría indicando que el frente de carbonatación no las ha alcanzado. Esto podría ser debido a un buen contenido de cemento en la mezcla, y un llenado adecuadamente vibrado, aunque esta presunción sólo se confirmará con la evolución futura de la estructura.

En síntesis, si bien no es posible afirmar categóricamente que el edificio está capacitado para cumplir con su función en las condiciones de carga y sobrecarga de partida -ya que aparecen elementos contradictorios-, tampoco se visualizan señales que pudieran generar alarma, y que reflejen claramente la presencia de patologías graves. No aparecen elementos carentes de explicación razonable.

De una investigación complementaria –que recomendaremos-, se obtendrán más datos que podrán confirmar capacidades mayores que las que reflejan los recaudos gráficos.

RECOMENDACIONES

Desde el punto de vista técnico:

- Inspección visual por técnico competente, de no menos de 2 bases y vigas del nivel 1, y su encuentro con los pilares de medianera: *del presente estudio se refleja la necesidad de constatar que estos elementos estén sanos.*
- Determinación de la real resistencia del suelo: *una resistencia mayor a 3 k/cm², pondría en mejores condiciones al tamaño en planta de las bases, y aumentaría el coeficiente de asiento del suelo, mejorando su comportamiento.*
- Estudio no destructivo para la determinación de la resistencia característica del hormigón: en bases, pilares, vigas y losas: *como se explicó en “conclusiones”, esto podría confirmar una mayor resistencia y explicar algunas de las contradicciones encontradas.*

Desde el punto de vista práctico:

- Como medida precautoria, mientras no se pudieran confirmar capacidades mayores del edificio, mantener valores de sobrecarga que no superen a los recomendados para “Oficinas Privadas”: 200 k/m².
- Evitar la “afluencia de público” en el Nivel 6 de estructura, es decir, aquel cuya losa de piso es el casetonado de dimensiones mayores. Este nivel debería tener la menor carga posible.
- Los elementos “pesados” que pudieran existir en el edificio, ubicarlos en la zona central de la planta (zona entre pilares P7 y P8), o contra la fachada posterior (zona entre pilares P1 y P2). Estas zonas se ilustran en la Fig.1 del Informe, siendo los pilares enfrentados cuyas bases no están en rojo ninguna de las dos.

Arq. Ramiro Chaer.-