

7.0 ESTUDIO ESTRUCTURAL

7.1 ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL PROMEDIO DE ESFUERZOS CORTANTES Y DE DENSIDAD DE MUROS

Como un primer paso y para obtener valores preliminares del nivel de vulnerabilidad, se procedió a determinar los valores iniciales del Promedio de Esfuerzos Cortantes y de Densidad de Muros de los primeros niveles de las edificaciones seleccionadas, dichos valores determinan la tendencia a sufrir daños ante eventualidades de un sismo.

Durante un estudio posterior al terremoto de Tokachi-oki en Japón, fue propuesto una combinación de índices estructurales: la “densidad de muros” que se define como la relación del área en planta de los muros de corte correspondientes a la dirección de análisis, entre el área total acumulada del piso considerado, dado por cm^2/m^2 , y el “promedio de esfuerzos cortantes”, que se define como la relación del peso total sobre el piso considerado entre la suma de las áreas en planta totales de columnas y muros de corte, en la dirección de análisis

Los muros de albañilería que existen se incluyen como muros equivalentes de concreto de igual resistencia al corte, transformando el área de su sección transversal considerando un factor de transformación FR según la siguiente expresión

$$FR = 0.23 \tau + 0.12 \sigma$$
$$0.29 f_c^{0.5}$$

donde $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 1.0 n$, n = número de pisos sobre el piso analizado

Toshio Shiga refinó el estudio y encontró que las edificaciones con un “índice de densidad” mayor a $30\text{cm}^2/\text{m}^2$, y con un “promedio de esfuerzo cortante” menor a $12\text{ kg}/\text{cm}^2$, no son propensas a sufrir daños

Esta metodología ha sido aplicada a las edificaciones Ala Este-Administración, Central-A y Ala Este-A, obteniéndose los siguientes resultados:

- Pabellón “A”: Edificio Central

Dirección X

Area columnas = $186,000\text{ cm}^2$

Area muros de corte: $8,800\text{ cm}^2$

Peso total = $3,714,823.6\text{ Kg}$

Prom de Esfuerzos Cortantes: $I_t = 19.07\text{ kg}/\text{cm}^2$

Densidad de Muros $I_l = 2.78\text{ cm}^2/\text{m}^2$

Dirección Y:

Area columnas = $186,000\text{ cm}^2$

Area muros de corte $19,758.375\text{ cm}^2$

Peso total = $3,714,823.6\text{ Kg}$.

Prom de Esfuerzos Cortantes: $I_t = 18.05\text{ kg}/\text{cm}^2$

Densidad de Muros $I_l = 6.25\text{ cm}^2/\text{m}^2$

- Pabellón “A”: Ala Este

Dirección X.

Area columnas = $97,500\text{ cm}^2$

Area muros de corte: $3,509.475\text{ cm}^2$

Peso total = $2,281,897\text{ Kg}$

Prom. de Esfuerzos Cortantes. $I_t = 22.59\text{ kg}/\text{cm}^2$

Densidad de Muros $I_l = 1.81\text{ cm}^2/\text{m}^2$

Dirección Y:

Area columnas = 97,500 cm²

Area muros de corte: 23,816.25 cm²

Peso total = 2,281,897 Kg.

Prom. de Esfuerzos Cortantes: It = 18.81 kg/cm²

Densidad de Muros: I1 = 12.26 cm²/m²

- Pabellón Administrativo: Edificio Ala Este

Dirección X:

Area columnas = 175,400 cm²

Area muros de corte: 19,320 cm²

Peso total = 2,672,325 Kg.

Prom. de Esfuerzos Cortantes: It = 13.73 kg/cm²

Densidad de Muros: I1 = 9.76 cm²/m²

Dirección Y:

Area columnas = 175,400 cm²

Area muros de corte: 17,300 cm²

Peso total = 2,672,325 Kg.

Prom. de Esfuerzos Cortantes: It = 13.87 kg/cm²

Densidad de Muros: I1 = 8.74 cm²/m²

De acuerdo a los resultados en cada uno de las edificaciones podemos concluir que los índices de promedio de esfuerzos cortantes e índice de densidad de muros obtenidos muestran la tendencia de las edificaciones a sufrir daños ante un sismo ya que los valores del promedio de esfuerzo cortante obtenidos son mayores de 12 Kg/cm² y los de densidad de muros menores de 30 cm/m², esto es debido a una baja contribución de los tabiques de albañilería, y a la carencia de muros de corte en ambas direcciones en estas edificaciones.

Según esta metodología cualitativa, estas edificaciones son vulnerables ante un sismo. A fin de poder precisar esta vulnerabilidad a continuación se realiza un análisis más preciso de estas edificaciones mediante modelos matemáticos.

7.2 Descripción de los Modelos Estructurales Adoptados

El comportamiento dinámico de las estructuras ha sido determinado mediante la generación de un modelo matemático en el que se considera la contribución de los elementos estructurales tales como vigas y columnas en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de sismo son del tipo inercial por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de la masa en los pisos para poder completar los requisitos del modelo.

Debido a la existencia de elementos no estructurales como paneles de madera, muros de albañilería, tabiquería, etc., se ha comprobado en diversos estudios que la contribución de estos elementos no estructurales afectan el comportamiento dinámico de las estructuras en el rango elástico, por lo que es necesario, para estos efectos, considerar la contribución de estos elementos en la rigidez lateral de las estructuras. Un modelo de muro frágil frente a distorsiones excesivas de piso, al que denominaremos elementos "galleta" han sido considerados para el análisis sísmico de las estructuras en estudio.

Luego utilizando elementos viga, columna y galleta los tres sectores en estudio han sido modelados, considerando de esta forma elementos estructurales así como los principales elementos no estructurales que contribuirían de alguna manera en la rigidez lateral del sistema estructural.

El primer y segundo modelo pertenecen al llamado pabellón "A" del hospital. Este sector está constituido por tres edificios de los cuales se

han considerado dos de ellos en el estudio. El Edificio Central A, al que llamaremos Central-A y el Edificio Ala Este, al que denominaremos Ala Este-A. Estos modelos estructurales se presentan en las siguientes figuras:

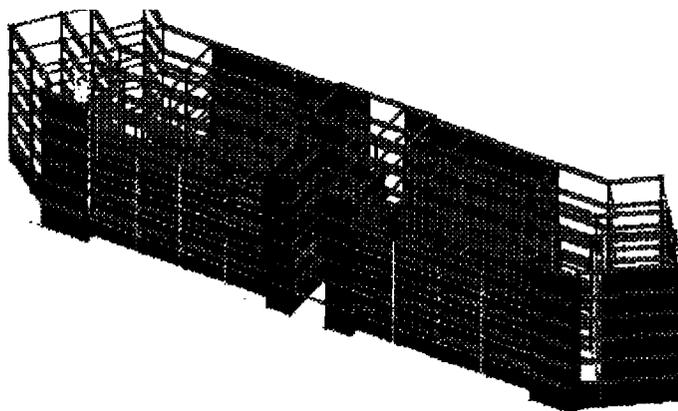


Figura N° 9: Modelo estructural Edificio Central-A

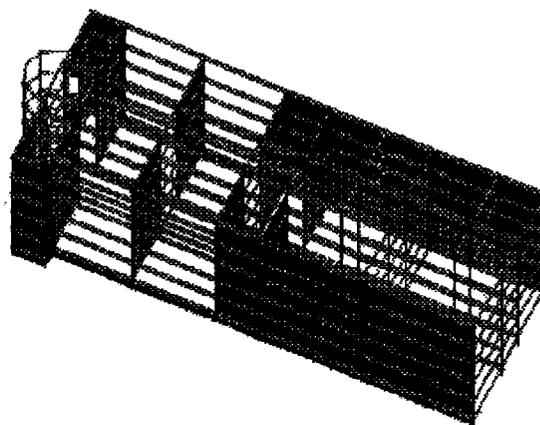
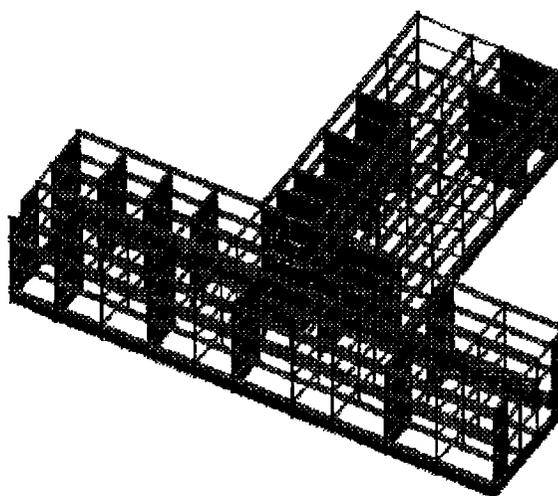


Figura N° 10: Modelo Estructural Edificio Ala Este-A

Ambos edificios del Pabellón "A" presentan gran densidad de muros no estructurales. Los elementos no estructurales han sido idealizados considerando las propiedades mecánicas de la albañilería y se han introducido en el modelo tal como se presenta en la Figura N° 9 y Figura.N° 10

La tercera edificación a analizar corresponde donde actualmente se encuentra ubicada la emergencia y pertenece al antiguamente conocido como el pabellón de administración. Llamaremos a este edificio Ala Este de Administración. Esta formada por una estructura aporticada donde no existe una coincidencia en la ubicación de vigas y columnas, donde en su gran mayoría las vigas son excéntricas respecto del eje de las columnas. En este edificio se encuentra una menor densidad de tabiquería que en los modelos anteriores. Sin embargo en el sótano se encontraron zapatas expuestas que contribuirán a elevar la resistencia de algunas columnas nacientes a partir de estas. El modelo se presenta en la Figura N° 11



**Figura N°.11: Modelo estructural Edificio Ala Este -
Administración**

Debido a las características de las estructuras, se considera importante la medición de vibraciones de los edificios involucrados en el estudio con el propósito de calibrar los modelos matemáticos desarrollados. Las mediciones de vibraciones se han determinado en las direcciones principales de los edificios, es así que los valores en la dirección X (ver figuras en el anexo B) se han medido en el canal CH1, paralelo a la dirección Y para el canal CH2.

Los resultados de las mediciones se muestran a continuación

PUNTO N°1: Modelo estructural Edificio Ala Este-A

	CH1(Hz)	CH2(Hz)
DESPLAZAMIENTO	4.03-4.15	3.78-4.76
VELOCIDAD	4.03-4.15-4.27	4.64-3.54-4.27
ACELERACIÓN	4.15-3.78	4.15-4.52-3.30

PUNTO N°2: Modelo estructural Edificio Central-A

	CH1(Hz)	CH2(Hz)
DESPLAZAMIENTO	3.42-3.90-4.15	6.23-3.90-4.64
VELOCIDAD	4.40-3.91-3.30	4.64-3.66
ACELERACIÓN	4.15-3.29-4.27	6.34-6.10-3.30-4.39

PUNTO N°3: Modelo estructural Edificio Ala Este-Administración

	CH1(Hz)	CH2(Hz)
DESPLAZAMIENTO	7.20-5.74	6.10
VELOCIDAD	5.98-7.81-6.35	8.05-7.69-6.34
ACELERACIÓN	8.06-7.44-5.16	8.06-7.93-6.23-5.98

7.3 Descripción del Estado de los Materiales

En la recopilación de información de los planos estructurales, debido a que este hospital fue construido entre décadas del 30 y 40, fue muy difícil el encontrar los planos completos del sistema. En este caso solo se encontraron planos estructurales de vigas y aligerado y la distribución de refuerzo en estos. Debe notarse que ninguno de los planos estructurales presento los datos correspondientes a los requerimientos del material a utilizarse en la construcción del mismo, por lo que fue necesario realizar ensayos de esclerometría con el objeto de conocer el nivel de la resistencia mecánica de los materiales. Estos resultados son presentados en el anexo B. Estos ensayos arrojaron un valor promedio de la resistencia del concreto $f'c$ de 125 kg/cm^2 .

Este resultado debería ser corroborado con estudio de extracción de muestras de diamantina sobre los elementos viga y columna. Estos testigos deberían ser sometidos a ensayo de compresión axial que corroboren el resultado hallado en el estudio esclerométrico

Por otro lado es necesario una verificación de la calidad del refuerzo utilizado en la construcción de este hospital. Se asumió que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es del orden de 2800 kg/cm^2 que corresponde a la calidad de los materiales empleados en aquella época

7.4 Comportamiento Dinámico de la Estructura frente a sismos probables

7.4.1 Análisis Dinámico del Sistema Estructural

Para efectuar el análisis dinámico se han determinado las masas de cada piso, considerándolas concentradas en los niveles de entrepiso. El programa ETABS determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. En el análisis tridimensional se ha empleado la superposición de los primeros modos de vibración más representativos de la estructura

De acuerdo a la Norma de Diseño Sismo-Resistente vigente (RNC-77) se ha considerado el espectro de diseño con dos niveles de aceleración máxima correspondientes a sismos con periodo de retorno de 50 y 100 años. Esto corresponde a aceleraciones máximas de 250 y 350 gals, las mismas que han sido consideradas basados en el estudio geotécnico y la opinión de investigadores involucrados en el proyecto de las nuevas normas de diseño sismorresistente, que actualmente se encuentra en debate público. Para cada una de las aceleraciones, espectros normalizados serán utilizados en el análisis dinámico

de los sistemas estructurales. Cada espectro es procesado por ETABS determinando los esfuerzos, desplazamientos absolutos y relativos producidos por el efecto sísmico.

La información procesada con la finalidad de ser utilizada en el análisis de vulnerabilidad de líneas vitales, elementos no estructurales, y funcionalidad del hospital en casos de ocurrencia de sismo moderado y severo.

Características dinámicas del Edificio Central-A

MODE NUMBER	PERIOD (seg)
1	.44168
2	.33368
3	25981
4	13789
5	09038
6	.08733

MODAL DIRECTION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	ZROTN DIRECTION
1	1.33986	23611	98.42403
2	.00762	99.74150	.25088
3	98.64208	02115	1.33677
4	.25622	.56803	99.17574
5	97.99133	00912	1.99955
6	00588	99.44944	.54468

Características dinámicas Edificación Ala Este-A

MODE NUMBER	PERIOD (seg)
1	.47811
2	.27138
3	.22502
4	.15684
5	09377
6	08918

MODAL DIRECTION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	00003	67 59396	32.40601
2	99 99984	00012	.00004
3	.00012	32.41567	67.58421
4	.00027	66 31483	33.68489
5	99 99760	00178	00062
6	00262	64.77477	35 22261

Características dinámicas Edificación Ala Este- Administración

MODE NUMBER	PERIOD (seg)
1	.25393
2	.22427
3	.18903
4	.07698
5	.06604
6	.05998

MODAL DIRECTION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	1.62610	61 08932	37 28457
2	96 32811	3 53066	.14123
3	2 04687	35 36746	62 58567
4	.04487	51.37460	48.58053
5	99.57779	.08180	34041
6	.35140	48.53403	51.11457

7.4.2 Análisis por Cargas de Gravedad

En este análisis se calculan las sollicitaciones (momentos flectores, fuerzas cortantes, cargas axiales y momentos de torsión) originadas por la carga permanente y sobrecargas especificadas en el diseño original

7.4.3 Combinaciones de Carga

Las cargas últimas son halladas superponiendo los efectos resultado del análisis dinámico y de las debidas a las cargas de gravedad considerando los factores de carga especificados en la Norma.

ETABS evalúa la envolvente de las solicitaciones indicadas y para cada elemento obtiene los valores máximos en las secciones críticas que sirven para la verificación del diseño

7.4.4 Respuesta Dinámica Edificación Central-A

Excitación con $A_{max}=250$ gals.

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS				
/-----LOAD CONDITIONS-----/				
LEVEL	DIRN	DYN-1	DYN-2	DYN-3
QUINTO	X	229652.08	3987.98	.00
QUINTO	Y	3296.06	231107.13	.00
CUARTO	X	430122.68	7580.53	.00
CUARTO	Y	6539.96	427435.04	.00
TERCER	X	590081.38	10576.38	.00
TERCER	Y	9528.39	566834.93	.00
SEGUNDO	X	702519.14	12517.50	.00
SEGUNDO	Y	11744.66	670190.67	.00
PRIMER	X	763641.84	13527.81	.00
PRIMER	Y	13117.39	739421.66	.00
SOTANO	X	771697.10	13767.54	.00
SOTANO	Y	13699.08	766843.33	.00

Excitación con Amax=350 gals.

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS				
/-----LOAD CONDITIONS-----/				
LEVEL	DIRN	DYN-1	DYN-2	DYN-3
QUINTO	X	321512.94	5582.41	.00
QUINTO	Y	4613.57	323333.77	.00
CUARTO	X	602171.81	10611.50	.00
CUARTO	Y	9154.21	97954.69	.00
TERCER	X	826114.02	14805.24	.00
TERCER	Y	13337.61	792928.05	.00
SEGUNDO	X	983526.90	17522.29	.00
SEGUNDO	Y	16440.17	937515.33	.00
PRIMER	X	1069098.69	18936.55	.00
PRIMER	Y	18361.95	1034397.07	.00
SOTANO	X	1080376.06	19271.99	.00
SOTANO	Y	19176.32	1072781.22	.00

7.4.5 Respuesta Dinámica Edificación Ala Este-A

Excitación con Amax=250 gals.

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS				
/-----LOAD CONDITIONS-----/				
LEVEL	DIRN	DYN-1	DYN-2	DYN-3
QUINTO	X	119230.31	276.72	.00
QUINTO	Y	209.45	79957.81	.00
CUARTO	X	243029.85	310.17	.00
CUARTO	Y	215.94	153602.68	.00
TERCER	X	340171.75	258.32	.00
TERCER	Y	224.88	209550.85	.00
SEGUNDO	X	407963.69	260.42	.00
SEGUNDO	Y	256.62	250491.90	.00
PRIMER	X	444668.05	302.16	.00
PRIMER	Y	292.08	276211.75	.00
SOTANO	X	445862.00	303.39	.00
SOTANO	Y	303.39	280333.78	.00

Excitación con Amax=350 gals.

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS				
/-----LOAD CONDITIONS-----/				
LEVEL	DIRN	DYN-1	DYN-2	DYN-3
QUINTO	X	166922.44	387.40	.00
QUINTO	Y	293.22	111914.45	.00
CUARTO	X	340241.79	434.24	.00
CUARTO	Y	302.30	214983.27	.00
TERCER	X	476240.45	361.62	.00
TERCER	Y	314.80	293283.84	.00
SEGUNDO	X	571149.16	364.55	.00
SEGUNDO	Y	359.22	350585.40	.00
PRIMER	X	622535.27	422.97	.00
PRIMER	Y	408.86	386587.86	.00
SOTANO	X	624206.81	424.69	.00
SOTANO	Y	424.69	392358.43	.00

7.4.6 Respuesta Dinámica Edificación Ala Este-Administración

Excitación con Amax=250 gals.

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS				
/-----LOAD CONDITIONS-----/				
LEVEL	DIRN	DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO3	X	290370.94	49764.19	.00
PISO3	Y	49967.95	222555.97	.00
PISO2	X	496915.09	88774.03	.00
PISO2	Y	89200.84	382554.89	.00
PISO1	X	616861.44	109490.09	.00
PISO1	Y	110005.17	474735.56	.00
SOTANO	X	647769.43	111825.92	.00
SOTANO	Y	111825.92	535630.67	.00

Excitación con $A_{max}=350$ gals.

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS				
/-----LOAD CONDITIONS-----/				
LEVEL	DIRN	DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO3	X	406519.31	69669 87	00
PISO3	Y	69955 13	311578 36	00
PISO2	X	695681 13	124283 64	00
PISO2	Y	124881.18	535576.84	.00
PISO1	X	863606.02	153286.13	00
PISO1	Y	154007.23	664629.78	.00
SOTANO	X	906877.20	156556.29	00
SOTANO	Y	156556 29	749882 94	.00

7.5 Estimación de la Resistencia de la Estructura

De acuerdo a la teoría de diseño plástico, la capacidad ultima de la estructura será alcanzada cuando un buen numero de secciones alcancen la fluencia y originen un mecanismo de falla. Esto es comúnmente conocido como la formación del mecanismo de colapso mediante la disipación de energía a través de rotulas plásticas, que se formarían en los encuentros de las secciones viga-columna de los miembros del sistema aporticado. Para que este mecanismo se llegue a configurar, es necesario que los encuentros de las vigas-columna estén dotados del refuerzo de corte y flexión necesarios de manera que sean capaces de sufrir una deformación tal que disipe la energía.

Por tratarse de un sistema de losa rígida, puede asumirse que el mecanismo de falla mas desfavorable es del tipo panel, en los que las columnas formarían rotulas plásticas en los encuentros con las vigas; de este modo los momentos últimos que se originan en las columnas determinarían el corte ultimo resistente de la estructura. Para tal efecto se determino el nivel de carga axial para la combinación de cargas mas desfavorable. Utilizando el programa PCACOL versión 2.3 de Portland Cement Association, se determino para el nivel de carga axial estimado

el momento flector a partir de la superficie de interacción que proporcionada el programa. Una vez conocido el momento de cada columna se determina el cortante actuante asumiendo el mecanismo de falla tipo panel. Posteriormente, conocidos los cortantes en cada elemento columna fue posible conocer la capacidad teórica de cada uno de los entrepisos. Esta capacidad es comparada con la respuesta espectral de la estructura para las condiciones del sismo del RNC normalizado a las aceleraciones máximas esperadas en periodos de retorno de 50 y 100 años.

Tradicionalmente la capacidad es sinónimo de resistencia de la estructura mientras que la respuesta es sinónimo de demanda estructural, de modo que una estimación de la vulnerabilidad estructural puede hacerse mediante la comparación de la demanda contra la resistencia del sistema estructural. Esta estimación indicara la tendencia existente hacia una cuantificación de la seguridad estructural que nos indica si la estructura es segura o insegura frente a una demanda, en base al parámetro resistencia o capacidad ultima.

Basados en la información proporcionada por los planos estructurales disponibles y al asumir algunos valores de cuantías de refuerzo en secciones donde no se pudo contar con la información completa, se evalúa la resistencia estructural considerando las fórmulas existentes para momentos últimos considerando los efectos de flexión y carga axial para cada una de las columnas del sistema estructural. Esto se hizo bajo la suposición de un modo de falla tipo panel del edificio. Como consecuencia se presentan los resultados de los cortantes últimos que se producirán la falla de la estructura para cada una de las edificaciones en estudio.

7.6 Demanda Sísmica y Resistencia de la Estructura

Entiéndase como demanda sísmica a la solicitud a que será expuesta la estructura ante la ocurrencia de un sismo. En el presente estudio como se menciono previamente existen dos niveles de demanda a la que la estructura será sometida. bajo un sismo con periodo de retorno de 50 años con una aceleración máxima del suelo de 250 gals y otro caso con un sismo de periodo de retorno de 100 años con una aceleración máxima del suelo de 350 gals que podemos considerar el sismo extremo que podría presentarse.

Para cada una de estas demandas se realizaron análisis espectrales utilizando ETABS Dos tipos de análisis para cada una de las demandas fueron efectuados. uno considerando la influencia de los muros y paneles no estructurales y otro sin considerar la influencia de estos en el análisis sísmico del sistema

Para el primer caso se considero elementos muro con modulo de elasticidad de 20000 Kg/cm^2 que corresponde a una albañilería de ladrillo de calidad baja. Bajo esta suposición se efectuaron las simulaciones, las mismas que serán comparadas con la resistencia de la estructura a fin de mostrar la tendencia a la vulnerabilidad del sistema

7.6.1 Demanda-Resistencia Estructural del Edificio Central-A

Con el objeto de estudiar la influencia que proporcionan los muros no estructurales al sistema aporticado de vigas-columnas con que el modelo estructural fue idealizado, se considerara en un principio el edificio con los muros no estructurales y luego el edificio sin los muros no estructurales. En cada uno de estos casos se realizaron los análisis dinámicos que arrojaron periodos de vibración del edificio con muros de $T_1 = 0.44168 \text{ seg}$ $T_2 = 0.3368 \text{ seg}$ $T_3 = 0.2598 \text{ seg}$. El análisis de los modos mediante ETABS señalan que el primer

modo es torsional, el segundo modo corresponde a una vibración en la dirección Y-Y y el tercero modo corresponde a la vibración en la dirección X-X. Para el edificio sin muros se encontraron periodos de $T_1= 0.5612$ seg , $T_2=0.3927$ seg, $T_3=0.3410$ seg., estos modos coinciden en componente y dirección con los hallados en el modelo con muros

Es evidente que la diferencia en periodos indican que el no considerar los muros no-estructurales en el modelo causaría una subestimación de la capacidad estructural y a la vez una distorsión del modelo que en este caso no representaría al edificio. Por esta razón estos resultados son comparados con el periodo de vibración actual del sistema y que fue medido mediante microtrepidaciones. Debe mencionarse que estas mediciones solo permiten la evaluación de modos traslacionales por lo que la verificación del modelo se hará en base a considerar el segundo o tercer modo como representativos del sistema. La medición arrojó un periodo fundamental de vibración de $T=0.24$ seg que corresponde al tercer modo del modelo con muros

En la Tabla N° 4 se presentan los valores alcanzados por el modelo con muros y el modelo sin muros para las demandas de los sismos de 50 años ($a_{max}=250$ gals) y de 100 años ($a_{max}=350$ gals) de periodo de retorno. Puede observarse que cuando se despreja la influencia de los muros los desplazamientos pueden amplificarse a casi el doble lo que arrojaría tendencias de alta vulnerabilidad para el niveles de sismo medio lo que distorsionaría los resultados del estudio como puede observarse con líneas punteadas en las Figuras N° 12, N° 13, N° 14 y N° 15. Por esta razón se adoptaran como validos los resultados provenientes del análisis que considera la influencia de los muros no estructurales.

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA: PABELLON A (EDIFICIO CENTRAL)

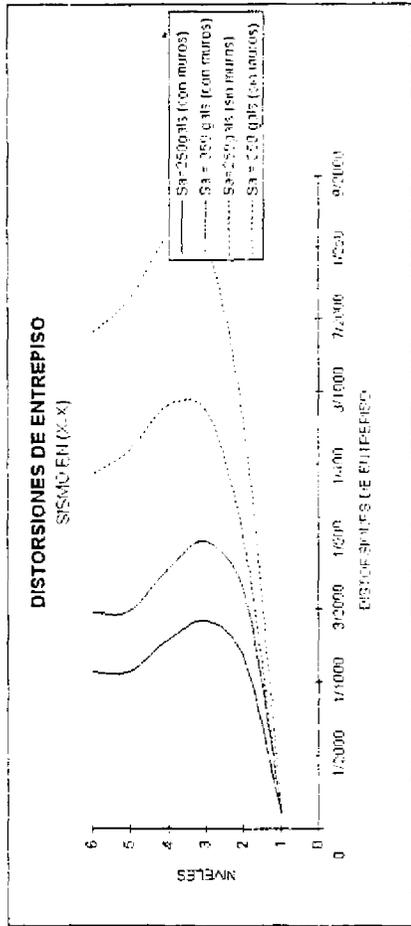


Figura No 12

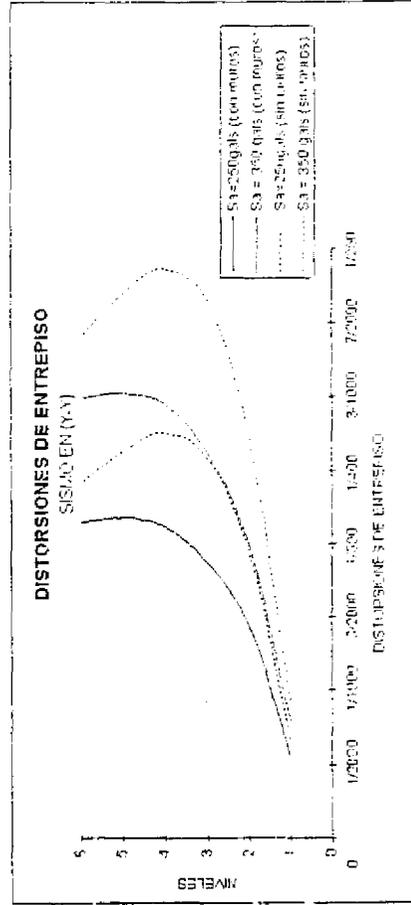


Figura No 13

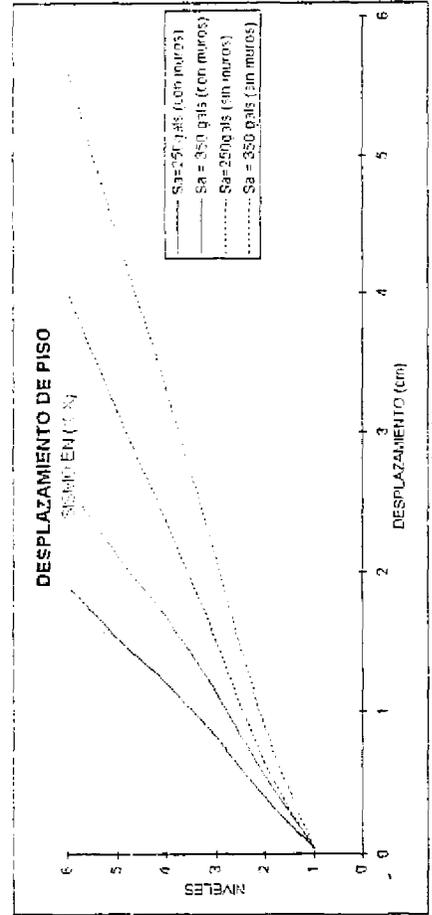


Figura No 14

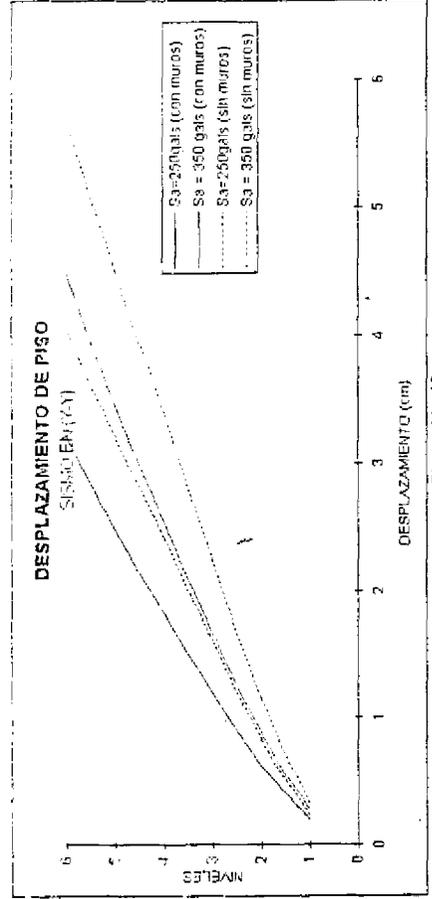


Figura No 15

Los resultados del análisis para la demanda del sismo de 50 años ($a_{max}=250$ gals) correspondientes a un análisis dinámico elástico ejecutado con ETABS, son multiplicados por un factor de 1.25 de acuerdo a las normas peruanas de diseño sísmoresistente para el cálculo de los valores máximos que podrían generarse durante un evento de tal naturaleza. Estos resultados son presentados en la Tabla N° 5 y Figuras. N° 16 y N° 17 donde se observa los valores del cortante máximo al que la estructura estaría sometido en un evento como este. Los valores del cortante son comparados con los valores de la resistencia de la estructura hallados según 7.4 y que son denominados cortante ultimo o capacidad. Estos resultados muestran que la estructura tiende a ser segura ante este nivel de demanda sísmica.

Tabla N° 5
Cortantes de Entrepiso en Kg. para $A_{max}=250$ gals
Pabellón A: Edificio Central

nivel	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		CORTANTE ULTIMO
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	964621.38	17123.85	17209.425	958554.16	1104000
1. PISO	954552.3	16396.738	16909.763	924277.08	1104000
2. PISO	878148.93	14680.825	15646.875	837738.34	1104000
3. PISO	737601.73	11910.488	13220.475	708543.66	883000
4. PISO	537653.35	8174.95	9475.6625	534293.8	883000
5. PISO	287065.1	4120.075	4984.975	288883.91	883000

En forma similar los resultados para una demanda bajo el sismo con periodo de retorno de 100 años ($a_{max}=350$ gals) son presentados en la Tabla N° 6 y Figuras. N° 16 y N° 17. Aquí se observa que el edificio es vulnerable en sus primeros cuatro niveles ya que los valores de demanda sobrepasan altamente los valores de resistencia de la estructura.

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO CENTRAL)

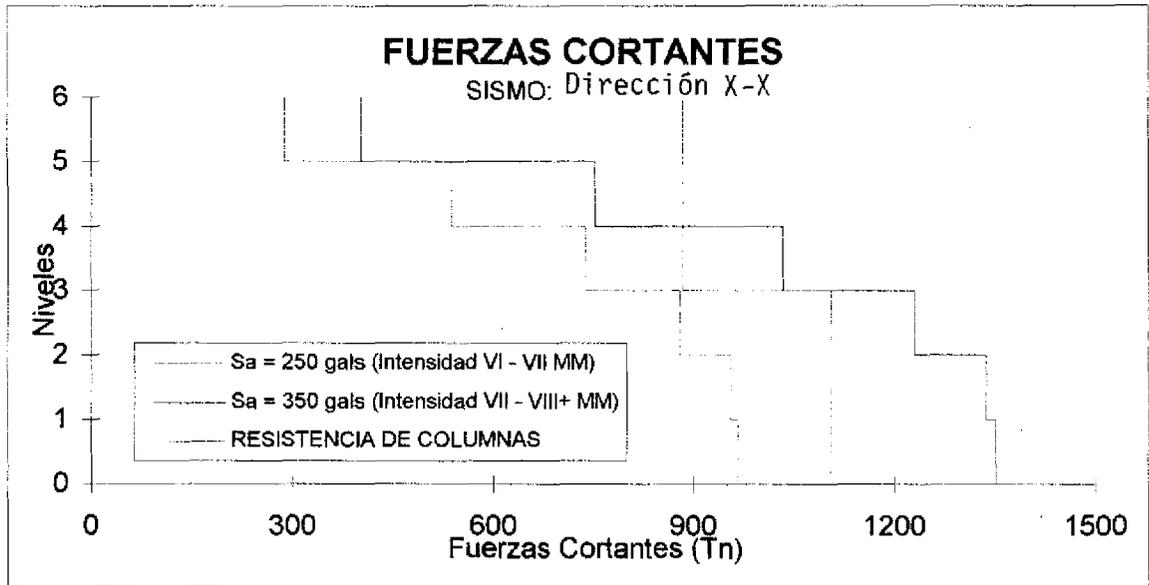


Figura No 16

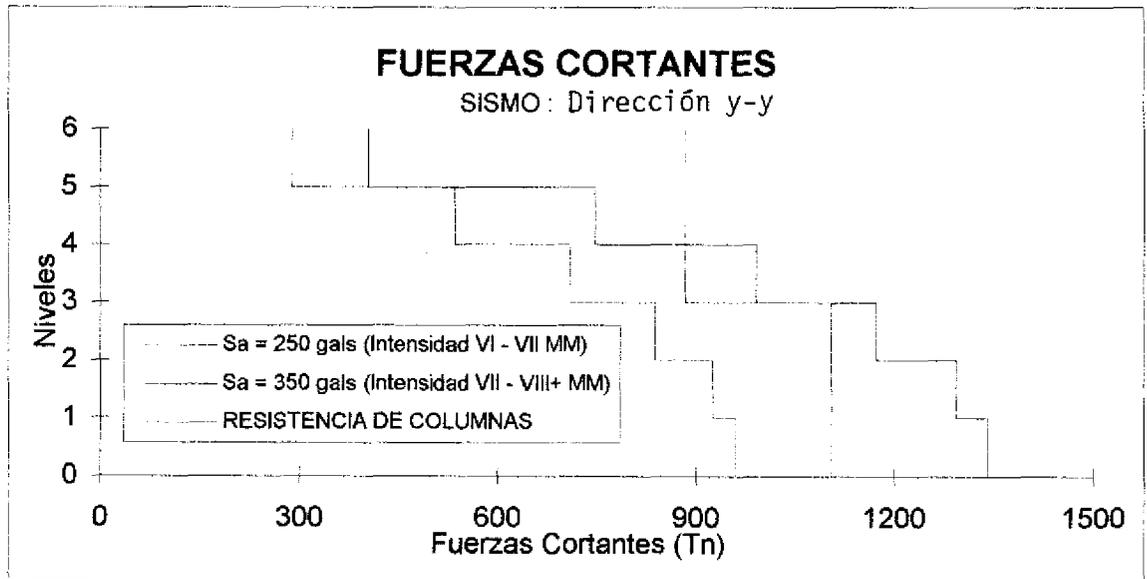


Figura No 17

Tabla N° 6
Cortantes de Entrepiso en Kg. para Amax=350 gals
Pabellón A: Edificación Central

nivel	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		CORTANTE ULTIMO
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	1350470.1	23970.4	24089.988	1340976.5	1104000
1 PISO	1336373.4	22952.438	23670.688	1292996.3	1104000
2. PISO	1229408.6	20550.213	1292996.3	1171894.2	1104000
3. PISO	1032642.5	16672.013	18506.55	991160.06	883000
4. PISO	752714.76	11442.763	13264.375	747443.36	883000
5. PISO	401891.18	5766.9625	6978.0125	404167.21	883000

Los valores máximos de los desplazamientos y las distorsiones son presentados en la Tabla N° 7 para cada una de las direcciones de análisis y los niveles de demandas solicitados. Las Figuras N° 18, N° 19, N° 20 y N° 21 reproducen los valores máximos de los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso encontradas para cada análisis de las demandas donde se llegarían a un valor máximo de la distorsión de 1/334 lo que representaría niveles de daño no estructural dentro del edificio.

Las Figuras N° 22, N° 23, N° 24 y N° 25 muestran los niveles de daño al que estaría sometida la estructura para los sismos de periodo de retorno de 50 y 100 años en donde se presentaría visibles daños en la arquitectura y en la tabiquería que probablemente llegaría a niveles de falla.

Es recomendable rigidizar el edificio en ambas direcciones ya que el edificio es vulnerable para el sismo de periodo de retorno de 100 años.

TABLA No 4
 HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA: PABELLON A (EDIFICIO CENTRAL)
 COMPARACION DE DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS CON Y SIN EL APORTE DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES(MUROS)

PISO	NIVEL	ALTURA ENTREPISO
SOTANO	1	3.5 m
PISO1	2	3 m
PISO2	3	3 m
PISO3	4	3 m
PISO4	5	3 m
PISO5	6	3.5 m

SISMO EN DIRECCION X-X

NIVEL	CONSIDERANDO INFLUENCIA DE MUROS			SIN CONSIDERAR INFLUENCIA DE MUROS					
	250 GALS	350 GALS	500 GALS	250 GALS	350 GALS	500 GALS			
DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO(cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO(cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO(cm)	
1	0.042	1/8333	0.04	0.057	1/6140	0.06	0.036	1/9722	0.04
2	0.356	1/847	0.35	0.549	1/610	0.49	0.639	2/995	0.60
3	0.822	1/704	0.43	1.14	1/508	0.59	1.5	2/697	0.86
4	1.209	5/3876	0.39	1.677	1/559	0.54	2.373	14/4811	0.87
5	1.53	1/935	0.42	2.124	1/671	0.45	3.153	2/769	0.78
6	1.905	1/933	0.38	2.64	1/678	0.52	4.005	1/411	0.85

SISMO EN DIRECCION Y-Y

NIVEL	CONSIDERANDO INFLUENCIA DE MUROS			SIN CONSIDERAR INFLUENCIA DE MUROS					
	250 GALS	350 GALS	500 GALS	250 GALS	350 GALS	500 GALS			
DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO(cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO(cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO(cm)	
1	0.198	3/5303	0.2	0.276	1/268	0.276	0.237	5/7384	0.24
2	0.63	1/694	0.4	0.876	1/500	0.6	0.822	1/513	0.59
3	1.194	1/532	0.6	1.662	1/382	0.786	1.599	1/386	0.78
4	1.83	1/472	0.6	2.55	1/338	0.888	2.427	1/362	0.83
5	2.484	1/459	0.7	3.459	1/330	0.909	3.216	1/380	0.79
6	3.234	2/933	0.8	4.506	1/334	1.047	4.062	1/414	0.85

TABLA No 7
DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS
HOSPITAL: GUILLERMO ALMENARA PABELLON A (EDIFICIO CENTRAL)

PISO	NIVEL	ALTURA ENTREP.
SOTANO	1	3.5 m
PISO1	2	3 m
PISO2	3	3 m.
PISO3	4	3 m.
PISO4	5	3 m
PISO5	6	3.5 m

SISMO EN DIRECCION X-X

NIVEL	250 GALS			350 GALS		
	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)
1	0.042	1/8333	0.042	0.057	1/6140	0.057
2	0.396	1/847	0.354	0.549	1/610	0.492
3	0.822	1/704	0.426	1.14	1/508	0.591
4	1.209	5/3876	0.387	1.677	1/559	0.537
5	1.53	1/935	0.321	2.124	1/671	0.447
6	1.905	1/933	0.375	2.64	1/678	0.516

SISMO EN DIRECCION Y-Y

NIVEL	250 GALS			350 GALS		
	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)
1	0.198	3/5303	0.198	0.276	1/1268	0.276
2	0.63	1/694	0.432	0.876	1/500	0.6
3	1.194	1/532	0.564	1.662	1/382	0.786
4	1.83	1/472	0.636	2.55	1/338	0.888
5	2.484	1/459	0.654	3.459	1/330	0.909
6	3.234	2/933	0.75	4.506	1/334	1.047

TABLA No 7
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES
HOSPITAL: GUILLERMO ALMENARA PABELLON A (EDIFICIO CENTRAL)

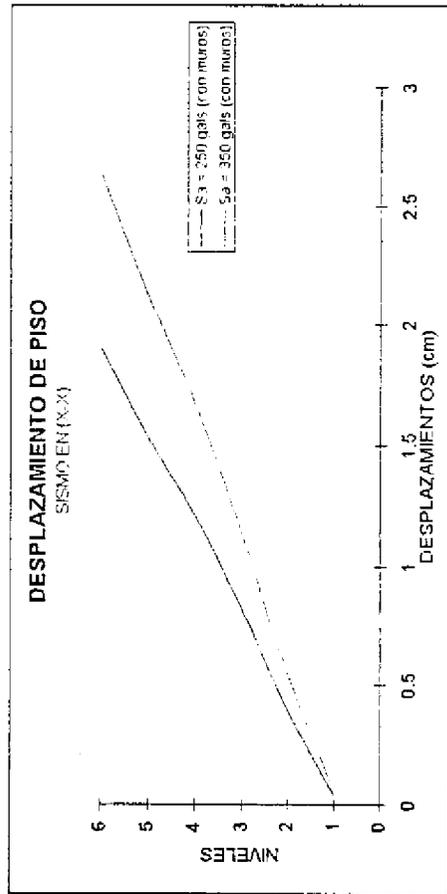


FIGURA No 18

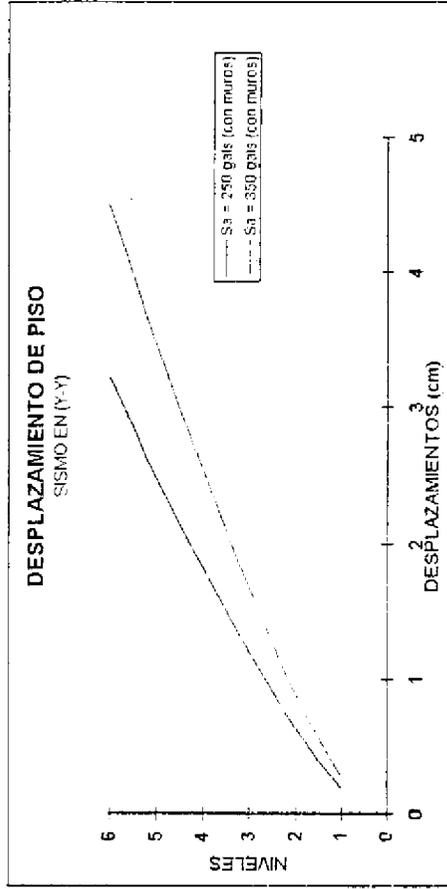


FIGURA No 19

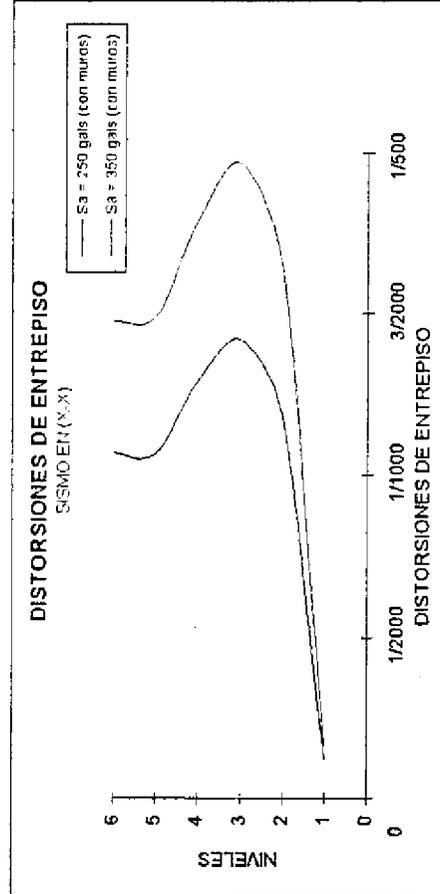


FIGURA No 20

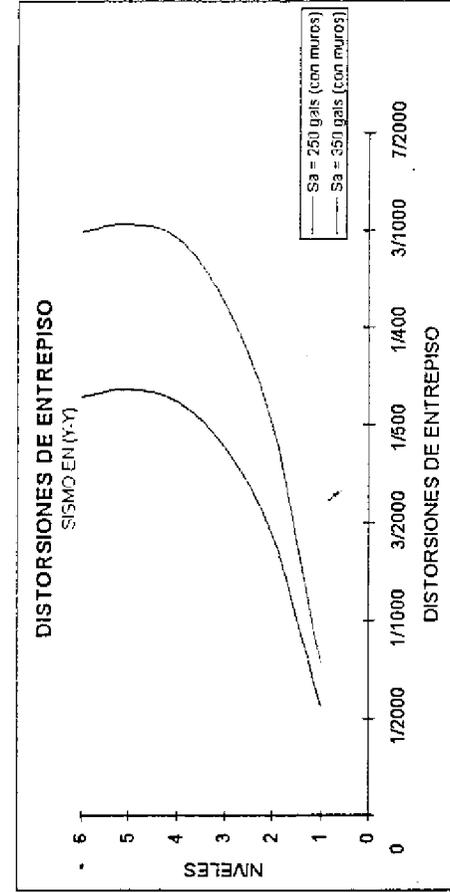


FIGURA No 21

HOSPITAL AL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO CENTRAL)

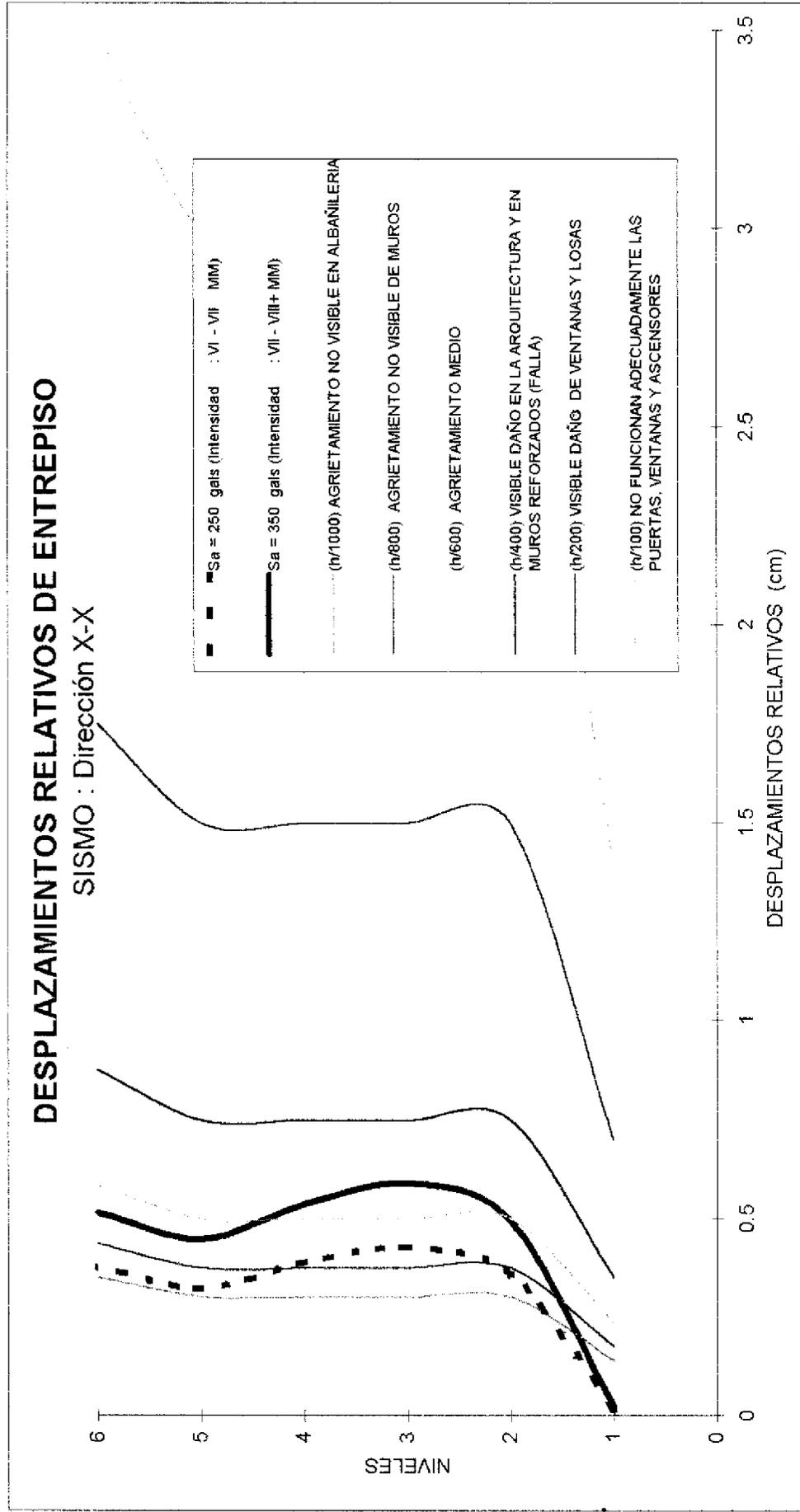


FIGURA No 22

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABILLON "A" (EDIFICIO CENTRAL))

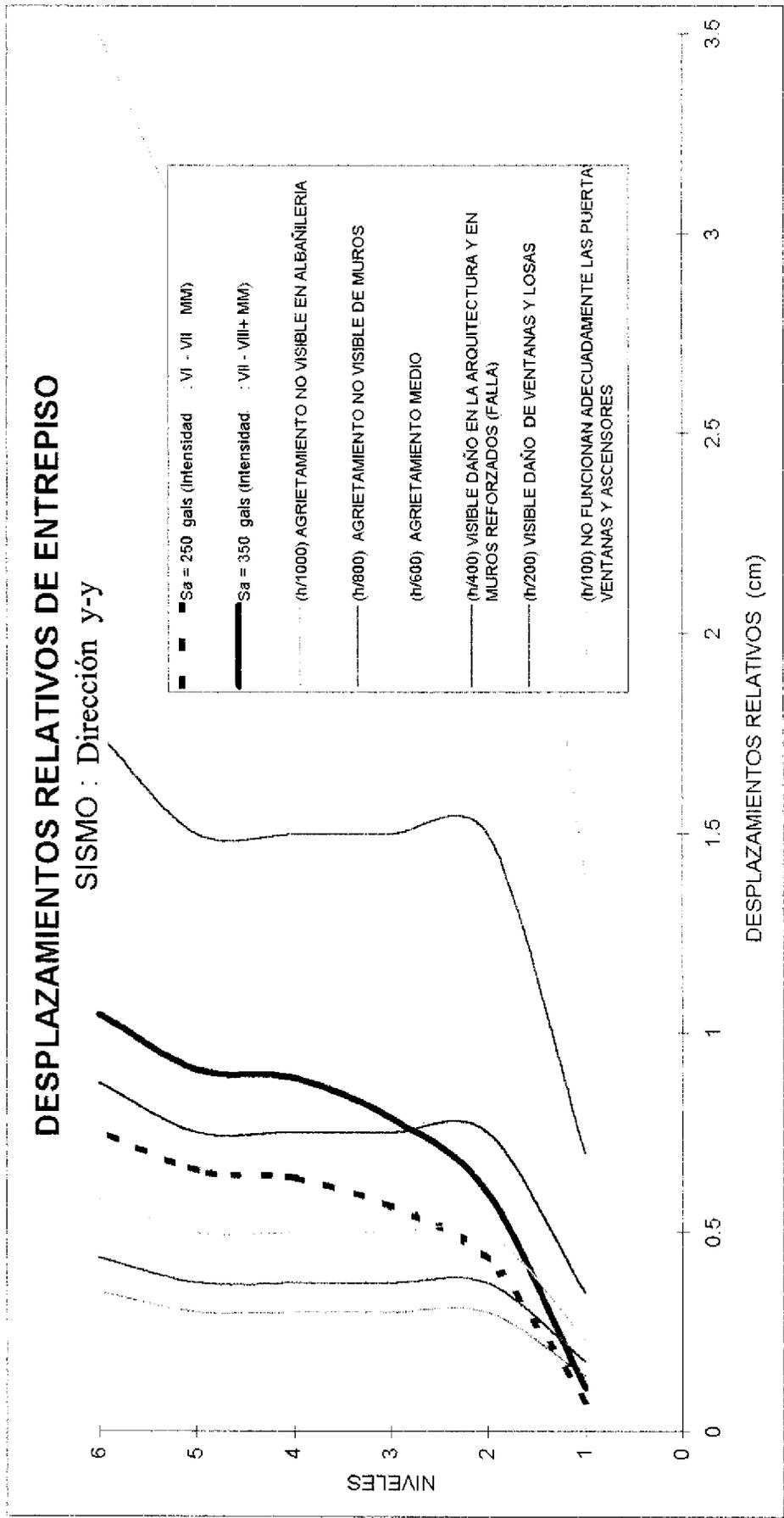


FIGURA No 23

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO CENTRAL)

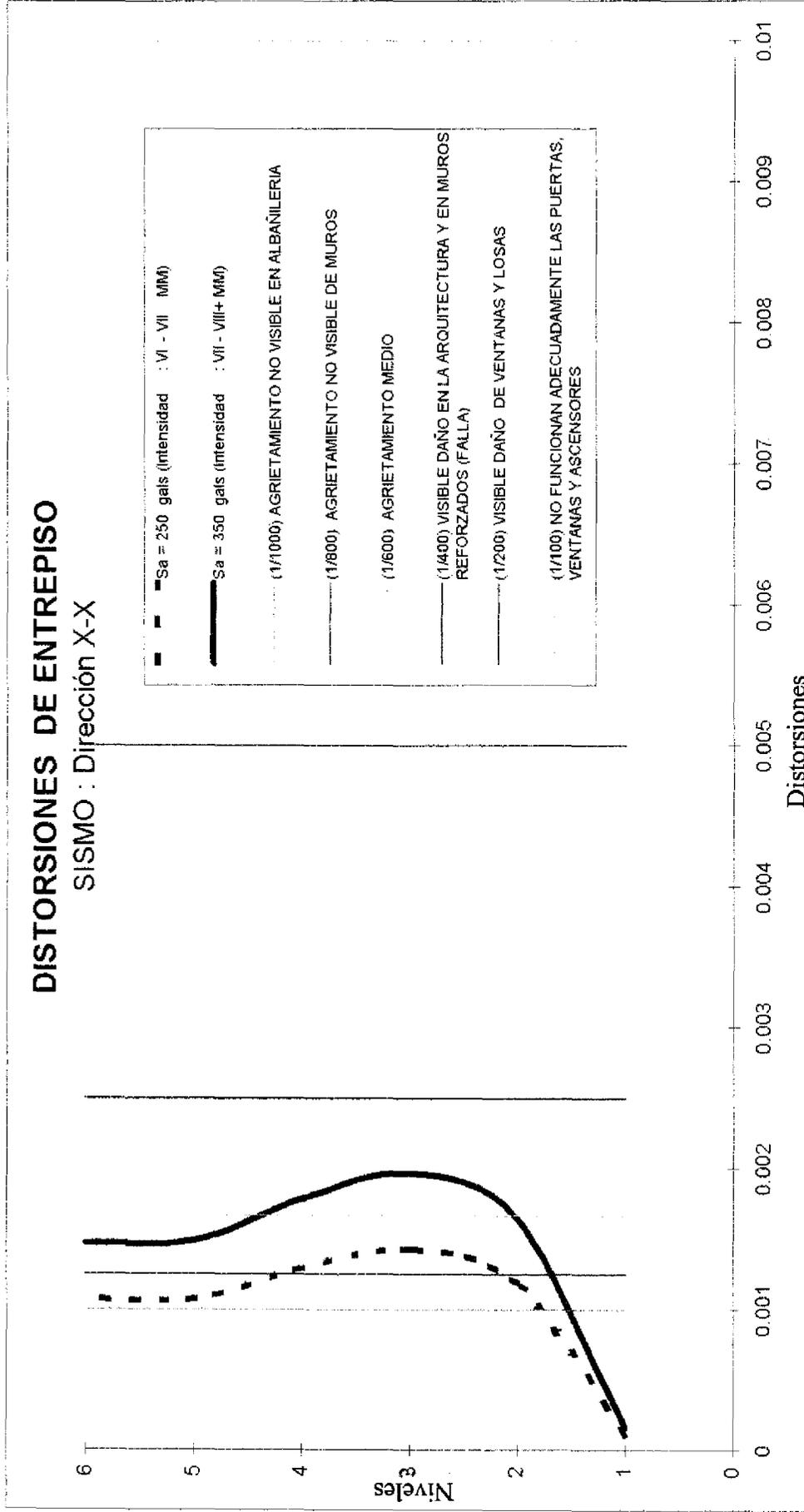


FIGURA No 24

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO CENTRAL)

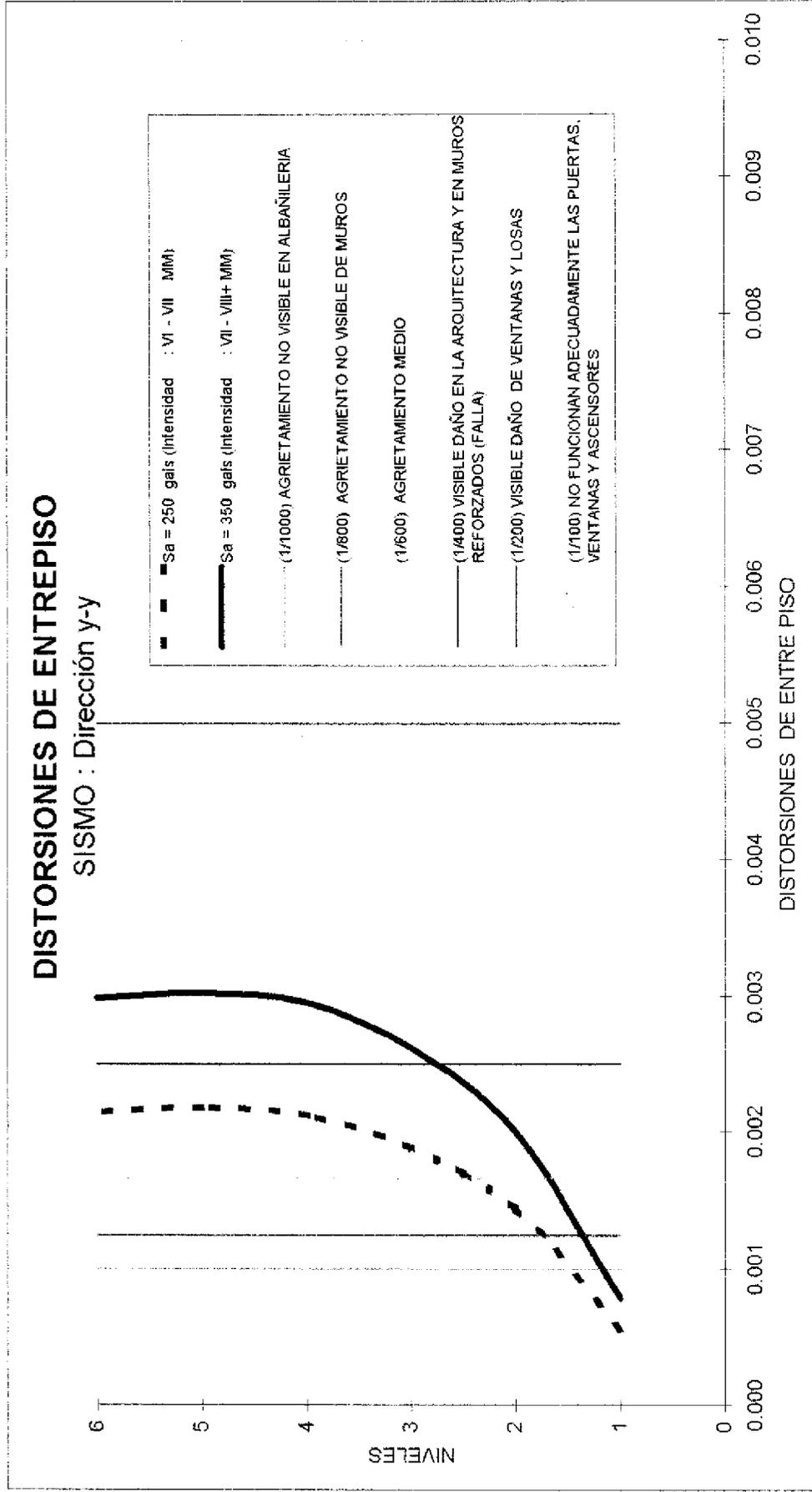


FIGURA No 25

7.6.2 Demanda-Resistencia Estructural del Edificio Ala Este-A

En forma similar a 7.5.1 se hizo una evaluación de la influencia de los muros no estructurales en el modelo. Se realizaron análisis dinámicos que arrojaron periodos de vibración del edificio con muros de $T_1=0.4781$ seg., $T_2=0.2714$ seg., $T_3=0.2250$ seg. Para el primer modo se observó un movimiento translacional y rotacional combinado de acuerdo a la simulación con ETABS, el segundo modo es un modo translacional que sigue una dirección X-X mientras que el tercer modo es un modo torsional. Para el edificio sin muros se encontraron periodos de $T_1=0.8150$ seg., $T_2=0.4724$ seg., $T_3=0.4578$ seg., en este modelo el primer modo corresponde a un movimiento combinado, mientras que el segundo modo es un modo torsional y el tercer modo sigue la dirección X-X.

La subestimación de la capacidad estructural sin los muros no estructurales sería una distorsión del modelo que en este caso no representaría al edificio. Por esta razón estos resultados son comparados con el periodo de vibración actual del sistema y que fue medido mediante microtrepidaciones arrojando un periodo $T=0.17$ seg. valor que se encuentra cercano a los modos de vibración 2 y 3 de la estructura.

En la Tabla N° 8 se presentan los valores alcanzados por el modelo con muros y el modelo sin muros para las demandas de los sismos de 50 años ($a_{max}=250$ gals) y de 100 años ($a_{max}=350$ gals) de periodo de retorno. Puede observarse que cuando se desprecia la influencia de los muros los desplazamientos pueden amplificarse al casi doble lo que arrojaría tendencias de alta vulnerabilidad para el niveles de sismo medios lo que distorsionaría los resultados del estudio como puede observarse con líneas punteadas en las Figuras N° 26, N° 27, N° 28 y N° 29.

HOSPITAL: GUILLERMO ALMENARA PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)
 COMPARACION DE DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS CON Y SIN EL APORTE DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (MUROS)

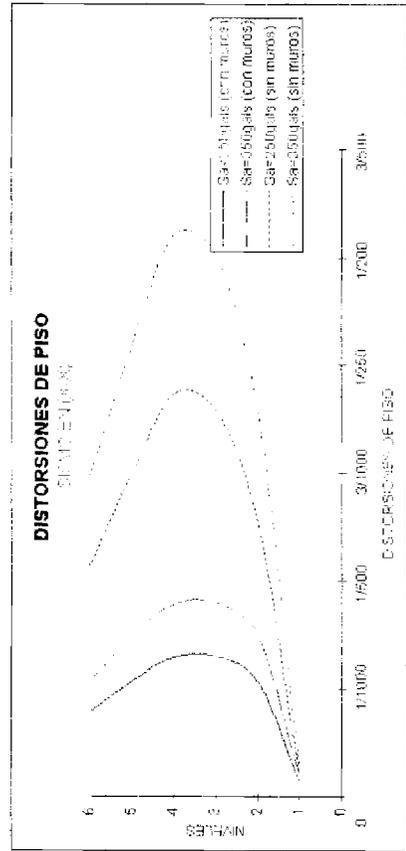


FIGURA No 26

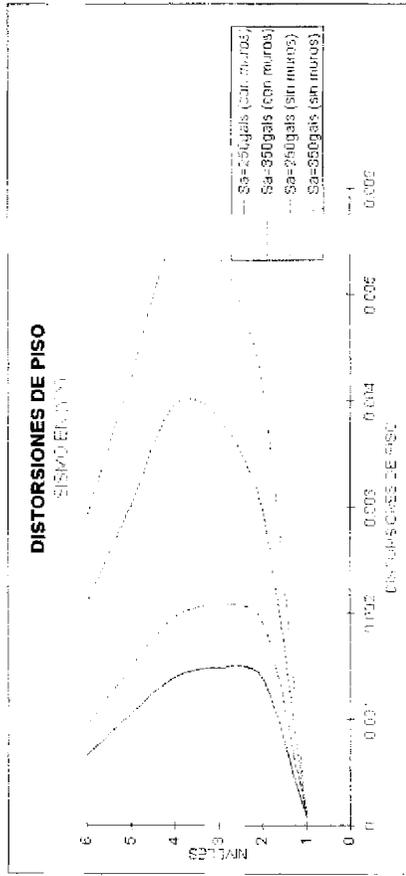


FIGURA No 27

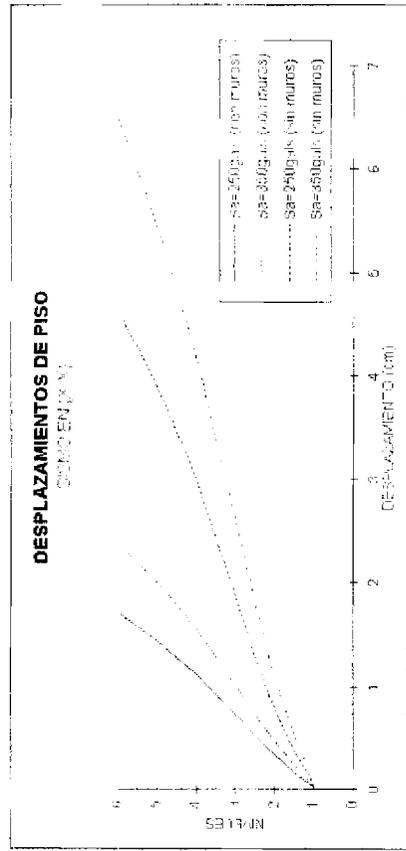


FIGURA No 28

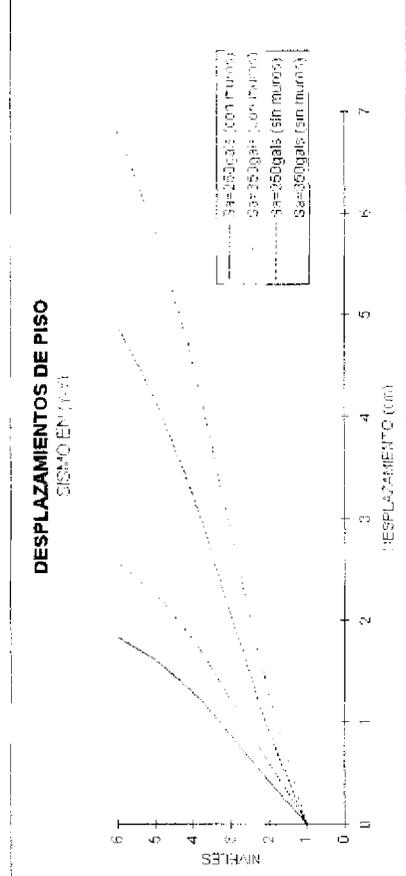


FIGURA No 29

Por esta razón se adoptaran como validos los resultados provenientes del análisis que considera la influencia de los muros no estructurales.

Los resultados del análisis para la demanda del sismo de 50 años ($a_{max}=250$ gals) son presentados en la Tabla N° 9 y las Figuras. N° 30 y N° 31 donde se observa los valores del cortante máximo al que la estructura estaría sometido en un evento como este. Los valores del cortante son comparados con los valores de la resistencia de la estructura hallados según 7.4. Estos resultados muestran que la estructura no sería vulnerable para este tipo de demanda en ambas direcciones ya que los valores de cortante de demanda se encuentran muy por debajo del valor por capacidad máxima.

Tabla N° 9: Cortantes de Entrepiso en Kg. para $A_{max}=250$ gals

Pabellón A: Edificio Ala Este

nivel	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		CORTANTE ULTIMO
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	557300	400	400	350400	615240
1. PISO	555800	400	400	345300	615240
2. PISO	510000	300	300	313100	615240
3. PISO	425200	300	300	261900	553800
4. PISO	303800	300	400	192000	553800
5. PISO	149000	300	300	99900	487500

En forma similar los resultados para una demanda bajo el sismo con periodo de retorno de 100 años ($a_{max}=350$ gals) son presentados en la Tabla N° 10 y en las Figuras. N° 30 y N° 31. Aquí se observa que el edificio es vulnerable en sus niveles cuatro primeros niveles para la dirección X-X ya que los valores de demanda sobrepasan los valores de la resistencia de la estructura, mientras que el edificio no sería vulnerable en la dirección Y-Y pues los cortantes en esta dirección son menores que la capacidad.

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA: PABELLON A (EDIFICIO ALA ESTE)

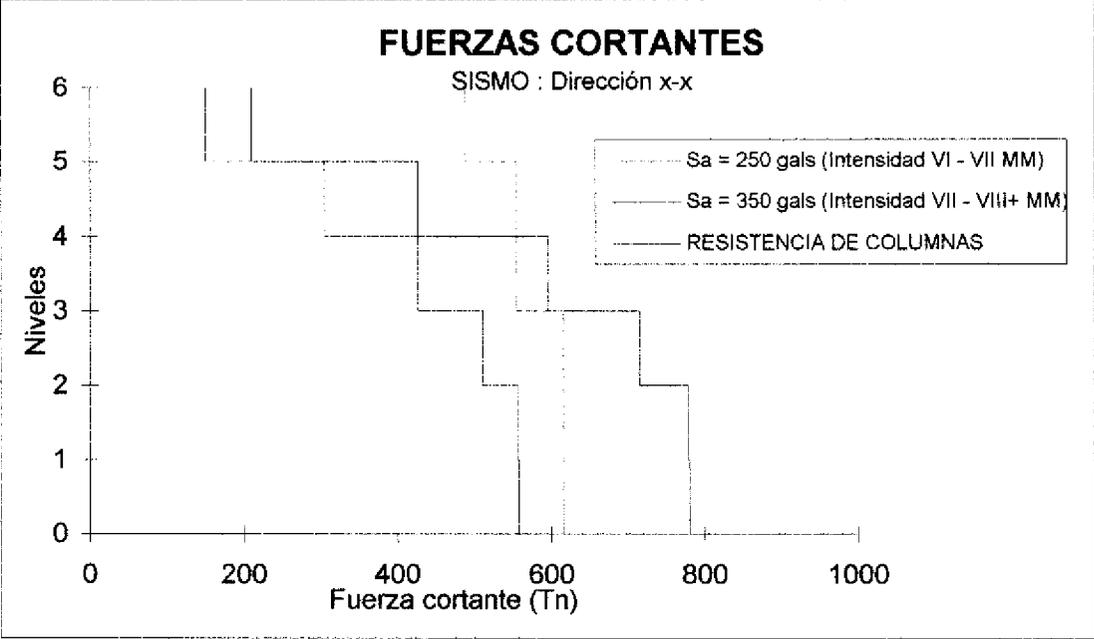


FIGURA No 30

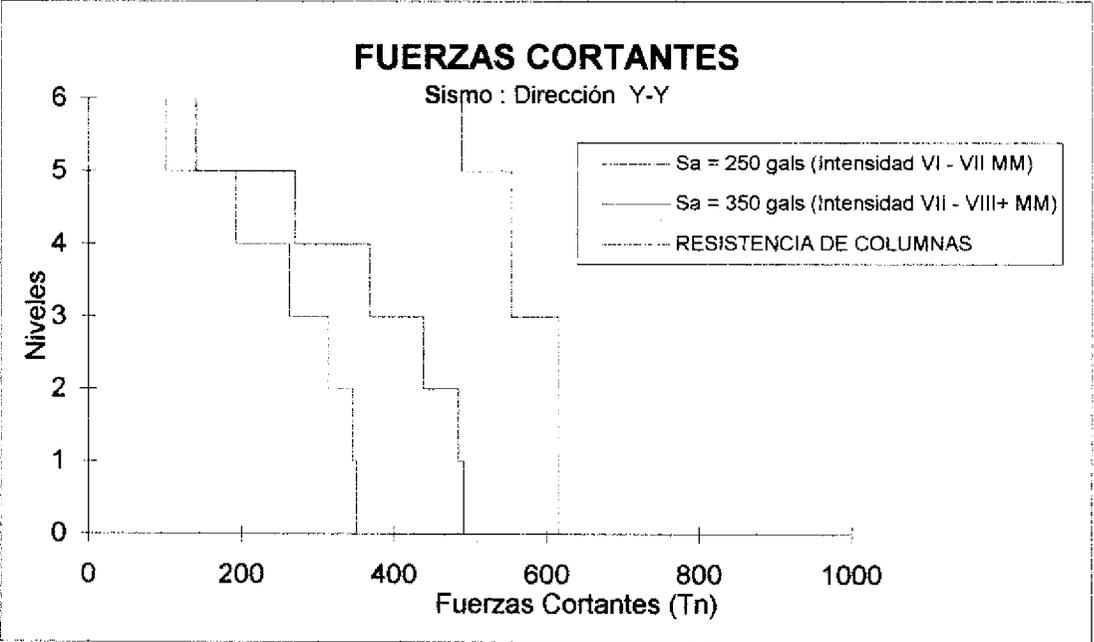


FIGURA No 31