

# ADECUACIÓN Y REDUCCIÓN DEL RIESGO SISMICO DE UNA ESCUELA TIPO MÓDULO BASE.

Denis Rodríguez M<sup>1</sup>, Oscar A. López<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Profesor, Facultad de Ingeniería, UCAB. Email: [drrodrig@gmail.com](mailto:drrodrig@gmail.com)

<sup>2</sup> Profesor, IMME, de Facultad de Ingeniería, UCV. Email: [oalsf@yahoo.com](mailto:oalsf@yahoo.com)

## 1.- RESUMEN.

Las edificaciones escolares del tipo Módulo Base fueron construidas en Venezuela hace varias décadas bajo normas anteriores, por lo que adolecen de un diseño sismorresistente actualizado. En este trabajo se investiga en el marco de las normas vigentes la capacidad Sismorresistente de uno de estos edificios ubicado en Caracas y se propone una opción de refuerzo estructural que minimiza su intervención. El edificio construido en 1985 consta de cuatro niveles de concreto reforzado, posee una planta en forma de C que contempla tres módulos independientes, dos en los extremos en forma de L y uno rectangular en el centro. Este último Módulo satisface los requerimientos sismorresistentes de la norma vigente. El Módulo en L que aquí se estudia posee en ambos sentidos tres líneas resistentes con luces de 6,90 m y volados de 3,40 m, y está fundado sobre pilotes. Las losas son reticulares de espesor 30 cm, apoyadas directamente sobre las columnas por medio de ábacos planos. Todas las columnas son de secciones cuadradas y rectangulares.

El edificio fue evaluado bajo el marco de las normas vigentes COVENIN 1756 y 1753 para la zona 5 y adoptando un factor de reducción igual a 2, tomando en consideración su limitada capacidad de disipación de energía debido a la carencia de vigas. Los resultados de las derivas en cada uno de los modelos dan valores cercanos al límite máximo normativo 12%; sin embargo estudios recientes indican que éstas derivas pueden conducir al colapso de estructuras no dúctiles ante acciones sísmicas. La relación demanda/capacidad de resistencia empleando los métodos de análisis dinámico y análisis estático no lineal, arrojó valores promedio mayores a 3, lo cual indica que la estructura estudiada es muy vulnerable.

El proceso de adecuación estructural se basó en buscar una solución racional, poco invasiva, fácil de construir, en un tiempo corto y a un costo razonable. Esto se logró agregando una estructura auxiliar dúctil constituida por muros estructurales y vigas en el perímetro de las plantas, conectados a las losas en cada nivel, sin afectar la estructura existente. Las nuevas fundaciones se apoyan en micropilotes con cabezales arriostrados entre sí y unidos a los cabezales existentes. La deriva máxima de la estructura reforzada es de 4,8%, considerando secciones agrietadas, dentro del límite normativo. La metodología de evaluación usando el análisis estático no-lineal indica una deriva máxima de 3,8% para un sismo con período de retorno de 1000 años. Esta deriva está por debajo del 6% requerido para proteger a la estructura existente, pero con daño limitado en la estructura auxiliar. Estos resultados ponen de manifiesto que la solución seleccionada minimiza el riesgo aún ante eventos extremos y satisface los requerimientos normativos.

## **2.- INTRODUCCIÓN.**

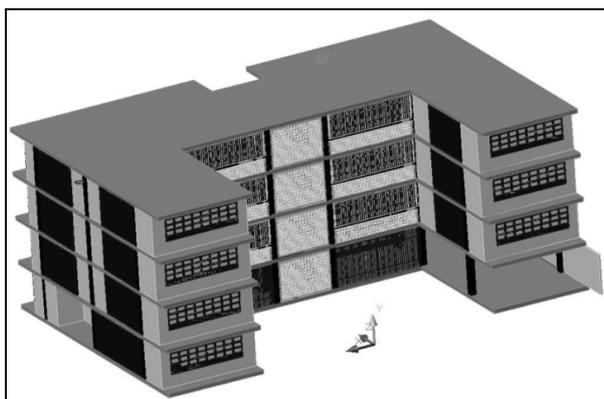
Terremotos pasados han puesto en evidencia la elevada vulnerabilidad de las edificaciones escolares. El sismo de Cariaco, Venezuela, del año 1997 provocó el derrumbe de cuatro edificios escolares y la muerte de varios alumnos y maestros. Debido al crecimiento acelerado del conocimiento y de la experiencia en ingeniería sismorresistente en el país y en el mundo, las construcciones antiguas poseen un elevado grado de vulnerabilidad a sismos cuando se comparan con las construcciones recientes realizadas aplicando normas de diseños mucho más exigentes.

Diversas edificaciones escolares antiguas, construidas en la década de los años 1950, 1960 y 1970, han sido objeto de estudio y evaluación, y se han propuesto soluciones de refuerzo estructural (López et. al., 2007). El objetivo de este trabajo es evaluar la capacidad sismorresistente de una edificación escolar tipo denominado Módulo Base que fue construida en varios lugares del país en la década de 1980.

## **3.- DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.**

La información base (geometría, dimensiones) se sustenta en el Trabajo Especial de Grado realizado por las bachilleres Mary Ann Olivo y María Carolina Sucre (Olivo y Sucre 2007). Por otro lado se dispuso de planos de una edificación parecida (del Tipo Módulo Base) de la U. E. N Julio Bustamante, del año 1986, entre los cuales se encuentra el detallado estructural de un módulo denominado REo, planos de escaleras y de la losa reticular. Es importante señalar que en la información recabada no se dispone de memoria descriptiva estructural, cálculos ni planos estructurales. El estudio geotécnico lo realizó posteriormente el Ing. José Bernardo Pérez Guerra como parte de ésta investigación y es de fecha 13 de noviembre de 2008.

La edificación consta de cuatro niveles y de tres módulos, separados por dos juntas de construcción. Los Módulos 1 y 3 ubicados en los extremos tienen uso educacional, y cada planta tiene forma de L (Figuras 1 y 2).



**FIGURA 1. IMAGEN 3D DE LA EDIFICACIÓN**

**FUENTE: OLIVO Y SUCRE (2007)**

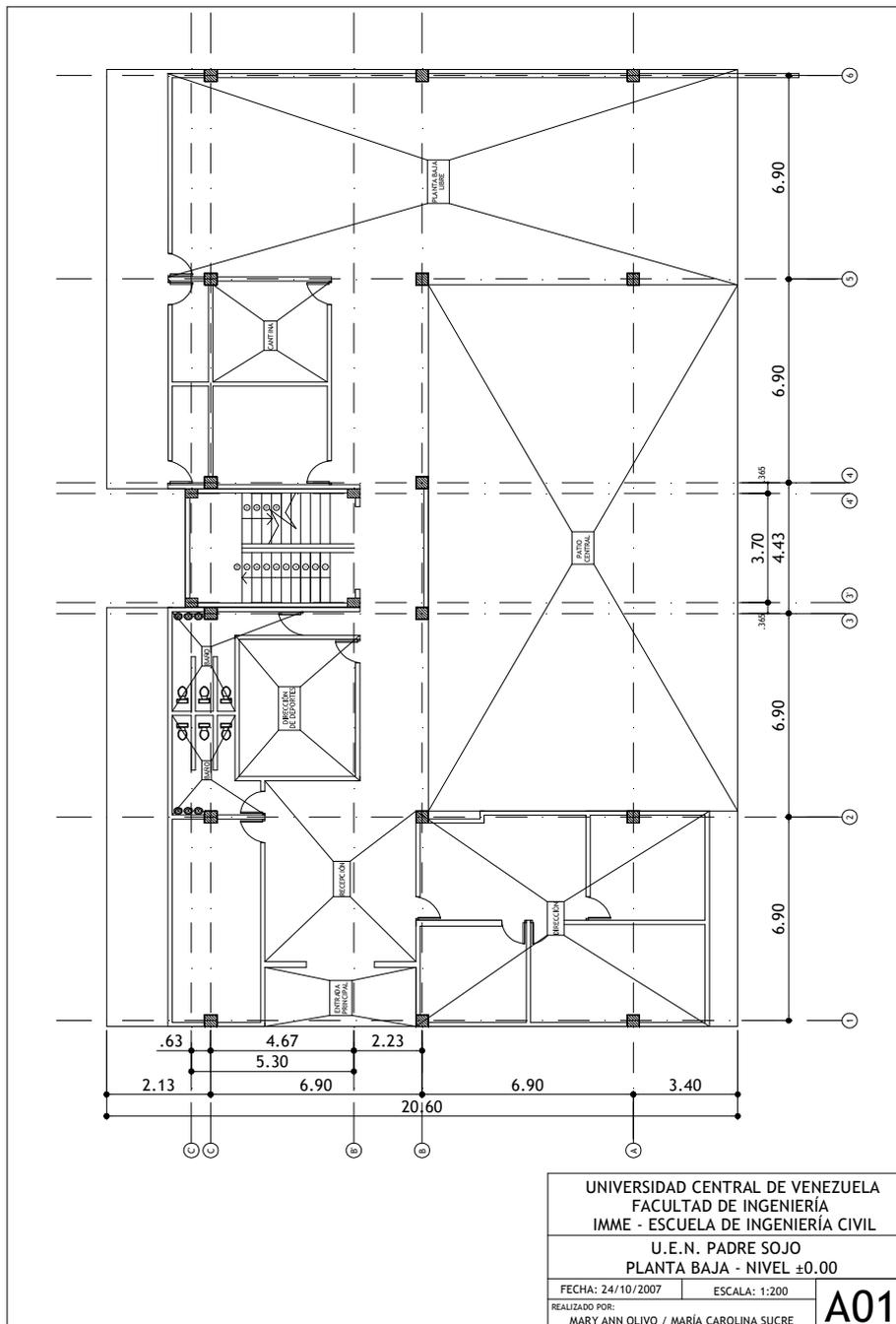
En el centro está ubicado el Módulo 2 que tiene planta rectangular y el uso es de circulación vertical, ya que en él se encuentra ubicada la escalera por la cual se accede a los módulos antes mencionados. La altura de entrepiso es de 3,2 m. siendo la altura total de la edificación 12,8 m, su área total es de 1100,9 m<sup>2</sup> de los cuales 975,7 m<sup>2</sup> corresponden a los Módulos 1 y 3 y 125,2 m<sup>2</sup> al Módulo 2. La edificación está diseñada en concreto reforzado.

La estructura de los Módulos 1 y 3 no está tipificada en la Norma 1756-01. Está constituida por ocho columnas, sin vigas, y sus pisos están formados por una losa reticular, de nervios rectangulares en ambos sentidos y capiteles planos en cada una de las columnas. La altura de los nervios es de 30 cm y el ancho de los mismos es variable, 10,5, 9,50 y 8,25 cm. En la planta hay tres ejes de resistencia en cada dirección, tres paños entre ejes de dimensión 6,90 m x 6,90 m y tres paños en volado de dimensión 6,90 m x 3,45 m. Las columnas de los Módulos 1 y 3 son todas de sección 40x40 cm<sup>2</sup> a excepción de la columna del nivel 1, del eje C5 cuya sección es 40x50 cm<sup>2</sup>. Se analizará el Módulo 3, que aun cuando tiene igual estructura que el Módulo 1, se diferencia en la disposición de la mampostería. La mampostería está conformada por paredes de bloques de ventilación y paredes de ladrillo macizo de espesor 20 cm. Las primeras no se considerarán en el análisis de rigidez a las cargas laterales mientras que sí se tomarán en cuenta las paredes de ladrillo que se encuentran confinadas entre columnas. La estructura del Módulo 2 se puede considerar como aporticada tipo I. El espesor de los pisos y las losas de escaleras es de 20 cm. Las columnas del Módulo 2 son de sección 30x40 cm<sup>2</sup> y sus vigas son de sección 30x40 cm<sup>2</sup> y 30x50 cm<sup>2</sup>. De acuerdo al plano consultado las fundaciones son profundas, constituidas por pilotes circulares, rotados y vaciados en sitio. Los pilotes en su parte superior se empotran a cabezales que son arriostrados por vigas. La losa de piso es maciza de espesor 15 cm, reforzada con cabillas colocadas en ambas direcciones.

En esta parte del proceso de revisión estructural, se consideró lo siguiente: la calidad de los materiales, la regularidad de la estructura, el tipo estructural, la clasificación normativa del sistema resistente a cargas laterales, el sistema de piso y su influencia en la rigidez de la estructura, la disposición de los miembros que no forman parte del sistema resistente, como la mampostería, y su influencia en el comportamiento global de la estructura, y las características de las fundaciones. Las características de los materiales son:  $F'_c=250 \text{ kgf/cm}^2$  y  $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ . El sistema estructural se consideró como un sistema intermedio entre el tipo I (pórtico) y el tipo IV (sistema de losas sin vigas) para efectos de seleccionar el factor de reducción de respuesta (COVENIN 2001). El estado de la edificación es satisfactorio, no presenta deterioro aparente y está prestando servicio normal.

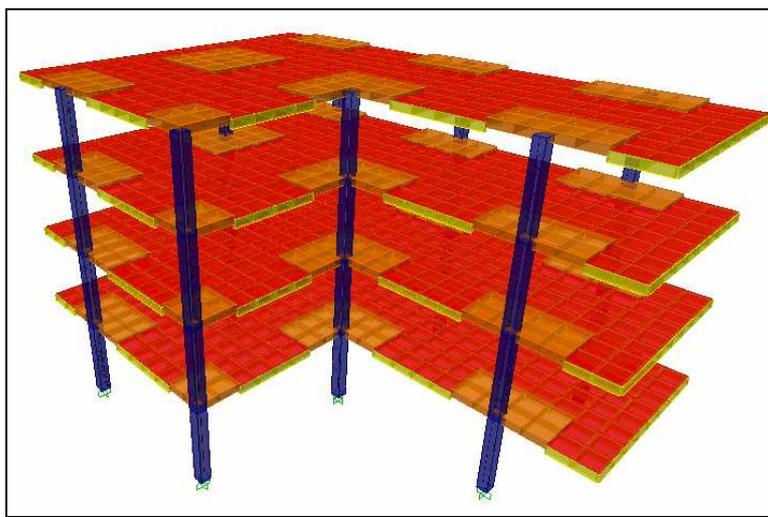
### **3.- MODELO MATEMÁTICO Y ACCIONES SÍSMICAS**

Se trata de idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado por procedimientos de cálculos y un programa disponible confiable. En este caso el programa de análisis que se utilizó fue ETABS NonLinear v.9.5.0. (CSI, 2008).



**FIGURA 2. PLANTA BAJA MOSTRANDO LOS TRES MÓDULOS**

Se definieron tres modelos matemáticos los cuales tienen las siguientes características, i) el Modelo 1 con secciones no agrietadas de los miembros, ii) el Modelo 2 con secciones agrietadas de miembros y iii) el Modelo 3 con secciones agrietadas de los miembros y paredes de mampostería confinada. En el caso del modelo de los miembros con secciones agrietadas se adoptaron los criterios señalados en el código del ACI 318-08, Capítulo 10. Se modelaron todos los componentes estructurales, columnas, nervios, losa y muros de ladrillo, que interactúan en la estructura de manera tridimensional, considerando las propiedades elásticas e inelásticas de los materiales. Ver Figura 3.



**FIGURA 3. MODELO 3D DE LOS MÓDULOS 1 Y 3**

Se tomaron en cuenta las acciones gravitacionales, cargas permanentes y variables, considerando como referencia fundamental la Norma COVENIN 2002-88 (COVENIN 1988). Para las acciones sísmicas, la norma vigente COVENIN 1756:2001 (COVENIN 2001). Las cargas variables actuantes se tomaron de acuerdo a su uso, balcones, escaleras y techo sin acceso. Para el cálculo de las acciones sísmicas, se consideró la Zona 5 y un valor de  $\alpha=1,3$ . De acuerdo al estudio geotécnico en sitio se adoptó una forma espectral S1 y un factor  $\phi=1$ . Con relación a la selección del Factor de Reducción de Respuesta (R), se consideraron las características del sistema estructural de la edificación y el detallado del acero de refuerzo presentado en los planos estructurales de la edificación similar (U.E.N Julio Bustamante) de fecha 1986, adoptándose un valor de 2 para los Módulos 1 y 3 y 3,5 para el Módulo 2 cuya estructura se puede tipificar como del tipo I (pórticos). Para el análisis se consideró un 5% amortiguamiento en todos los modos y se utilizó el criterio de la combinación cuadrática completa (CQC) como combinación modal. Se utilizó el criterio de la raíz cuadrada de los cuadrados de las respuestas individuales (SRSS) para efectos de determinar la respuesta ante las dos componentes sísmicas horizontales de igual intensidad.

En las Tablas 1A y 1B se presentan los primeros tres períodos de cada uno de los modelos de los Módulos. En la Tabla 1A, referente a los Módulos 1 y 3, el valor del período del primer modo de vibración de los modelos de sección no agrietada y sección agrietada es muy superior al valor estimado dado en las normas sismorresistentes para una estructura de

altura similar, debido a la carencia de vigas. Este valor indica que estas estructuras son muy flexibles. En la Tabla 1B, referente al Módulo 2, los valores de los períodos de los primeros modos de vibración están en el orden de los valores estimados por las normas.

**TABLA 1A PERÍODOS, SEG. MÓDULOS 1 Y 3**

MODOS	SECCIÓN NO AGRIETADA	SECCIÓN AGRIETADA	SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES
1	1,11	1,31	0,66
2	1,04	1,21	0,55
3	1,00	1,17	0,31

**TABLA 1B. PERÍODOS, SEG. MÓDULO 2.**

MODOS	SECCIÓN NO AGRIETADA	SECCIÓN AGRIETADA	SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES
1	0,28	0,37	0,24
2	0,18	0,23	0,17
3	0,13	0,18	0,10

#### 4.- EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE

##### 4.1.- Demanda

En las Tablas 2A y 2B se muestran los valores de las derivas, expresadas en valores por mil, para cada uno de los modelos estudiados. En la Tabla 2A (Módulos 1 y 3), se observan valores en algunos entrepisos que exceden el 12%, valor considerado en la Norma 1756 (Tabla 10.1) como límite para estructuras esenciales. Estos valores resultantes pueden considerarse grandes debido a que se está analizando una estructura no dúctil. Estudios recientes señalan que valores de derivas mayores de 7% en estructuras no dúctiles pueden conducir al colapso ante una acción sísmica severa. (Ghobarah, 2004).

**TABLA 2A DEMANDAS DE DERIVAS, MÓDULOS 1 Y 3**

ENTREPISO	SECCIÓN NO AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	UX %	UY %	UX %	UY %	UX %	UY %
1	7,70	7,92	8,94	9,22	12,50	2,29
2	11,68	12,08	13,65	14,41	12,74	2,80
3	9,63	10,32	11,39	12,51	4,55	2,82
4	6,18	6,92	7,56	8,71	3,44	9,80

**TABLA 2B DEMANDAS DE DERIVAS, MÓDULO 2**

ENTREPISO	SECCIÓN NO AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	UX ‰	UY ‰	UX ‰	UY ‰	UX ‰	UY ‰
<b>1</b>	1,00	0,70	1,78	1,09	0,62	0,35
<b>2</b>	1,47	0,67	2,74	1,17	0,88	0,39
<b>3</b>	2,09	1,08	4,24	2,03	1,57	0,69
<b>4</b>	4,17	2,13	6,61	3,65	4,24	0,90

Por el contrario, en la Tabla 2B (Módulo 2) se aprecia que en ninguno de los modelos estudiados, los valores de las derivas superan el valor de 7%. El mayor valor es de 6,61% ubicado en el último entrepiso del modelo de sección agrietada. Estos resultados indican que la estructura del Módulo 2 es adecuadamente rígida. Según (Ghobarah, 2008) el mayor resultado de deriva está dentro de un límite asociado a daños moderados. Se concluye por tanto que los Módulos 1 y 3 ameritan una adecuación que contemple un aumento de la rigidez global de su estructura.

En las Tablas 3A y 3B se muestra la demanda de fuerza cortante por entrepiso, en cada dirección (VX, VY), para cada uno de los tres modelos estudiados. Estos valores serán comparados posteriormente con la capacidad a fin de tomar la decisión de si se debe adecuar o no la estructura.

**TABLA 3A. DEMANDA DE FUERZA CORTANTE, TONF, MÓDULOS 1 Y 3**

ENTREPISO	SECCIÓN NO AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	VX	VY	VX	VY	VX	VY
<b>4</b>	49	49	45	45	51	65
<b>3</b>	82	78	67	67	140	140
<b>2</b>	105	98	84	84	167	197
<b>1</b>	123	117	107	102	208	234

**TABLA 3 B. DEMANDA POR FUERZA CORTANTE, TONF, MÓDULO 2**

ENTREPISO	SECCIÓN NO AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	VX	VY	VX	VY	VX	VY
<b>4</b>	8,0	12,1	7,8	10,8	9,3	11,6
<b>3</b>	15,5	22,5	14,0	19,1	18,2	27,4
<b>2</b>	23,8	30,4	20,4	25,4	28,2	37,4
<b>1</b>	29,2	35,6	24,6	30,0	34,3	43,5

#### 4.2.- Capacidad

Como no se tiene información precisa de los aceros de refuerzo debido a que a no se dispone de documentos confiables, para conocer la capacidad resistente de la estructura se procedió a calcular las áreas de acero de acuerdo a los requerimientos de las normas vigentes en la época de la construcción de los edificios. Para ello se utilizó la norma venezolana 1756-82 “Edificaciones Antisísmicas” (COVENIN 1982), debido a que está edificación fue proyectada a mediados del año 1985. Se utilizó un Factor de Importancia de 1,25, una forma espectral S1 y un Factor de Ductilidad igual a 6, suponiendo la práctica de diseño de esa época. Se combinaron las respuestas sísmicas en ambas direcciones X e Y. (Rodríguez et al. 2000). La disposición de las cabillas se basó en el resultado de la exploración con detector de metales realizada en sitio (Olivo et al. 2007)). La capacidad resistente de los Módulos 1 y 3 se determinó del análisis estático no lineal que se describe más adelante. El corte resistente de cada entresuelo del Módulo 2 se estimó como el menor valor asociado a una falla dúctil o a una falla frágil, de acuerdo a los criterios del Capítulo 11 de la Norma 1753 de Concreto.

#### 4.3.- Relación Demanda/Capacidad

Las Tablas 4A y 4B muestran los resultados de la relación demanda/capacidad para los modelos de sección agrietada y de sección agrietada con paredes. En el caso de los Módulos 1 y 3 (Tabla 4A) se puede observar que la demanda es superior a la capacidad entre 2,0 y 3,7 veces, lo cual destaca que la estructura no tiene la capacidad suficiente para soportar las acciones sísmicas previstas en las normas. En la Tabla 4b se suministran las relaciones demanda/capacidad del Módulo 2 en cada uno de los dos modelos; se observa que en todos los caso la demanda es inferior a la capacidad.

**TABLA 4A. RELACIÓN DEMANDA / CAPACIDAD, MÓDULOS 1 Y 3**

	SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
<b>Demanda (D)</b>	<b>107</b>	<b>102</b>	<b>208</b>	<b>234</b>
<b>Capacidad (C)</b>	<b>52,7</b>	<b>33,0</b>	<b>60,2</b>	<b>63,8</b>
<b>Relación D/C</b>	<b>2,03</b>	<b>3,09</b>	<b>3,45</b>	<b>3,67</b>

**TABLA 4B. RELACIÓN DEMANDA / CAPACIDAD, MÓDULO 2**

	SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)
<b>Demanda (D)</b>	25	31	34,3	43,5
<b>Capacidad (C)</b>	40	56,7	40	56,7
<b>Relación D/C</b>	0,63	0,53	0,86	0,77

Los resultados de las Tablas 2 y 4 (Derivas y Relación Demanda/Capacidad) ponen de manifiesto lo siguiente: a) El Módulo 2 tiene rigidez y resistencia adecuada tal que no

necesita de ningún reforzamiento de su estructura, y b) Los Módulos 1 y 3 muestran deficiencias en rigidez y resistencia y por lo tanto la estructura debe ser objeto de un reforzamiento.

#### 4.4.- Análisis Estático No-Lineal

Adicionalmente al análisis dinámico lineal presentado previamente, se procedió a realizar un análisis estático no lineal, AENL (*pushover*), de los Módulos 1 y 3, utilizando los criterios expresados en las referencias FEMA 356, FEMA 400 y el AICE/SEI 41. Las vigas equivalentes son modeladas con comportamiento frágil, y el comportamiento inelástico de las columnas está controlado por una inadecuada longitud de transferencia de tensiones y de empalmes por solapes a lo largo de su luz libre. Para el análisis AENL se empleó el programa de análisis ETABS NonLinear v9.50. Los resultados del AENL se presentan en las Figuras 5 y 6, en las curvas denominadas Estructura Existente. De ellas se pueden hacer las siguientes observaciones: a) El modelo de sección agrietada (Figura 5) en la dirección X tiene una fuerza cortante resistente en la base de 52,7 tonf para una deformación en el techo de 6,1 cm. En la dirección Y el corte máximo es 33,0 tonf con una deformación en el techo de 6,0 cm; b) El modelo de sección agrietada con paredes (Figura 6) tiene una fuerza cortante resistente en la base de 60,2 tonf en la dirección X con una deformación máxima en el techo de 5,65 cm, y de 63,8 tonf en la dirección Y con una deformación máxima de 6,22 cm. Las fallas en ambos modelos se inician en las vigas equivalentes

Adicionalmente, se aplicó el criterio de FEMA 356 y FEMA 440 para el cálculo del desplazamiento máximo en el techo para varios eventos sísmicos con períodos de retornos de 1000, 500, 50 y 10 años, con coeficiente de aceleración horizontal  $A_0$  igual a 0,39, 0,30, 0,14 y 0,084, respectivamente, considerando los modelos de sección agrietada y sección agrietada con paredes. Los resultados muestran en la Tabla 5.

**TABLA 5. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA LOS MODELOS ANALIZADOS**

PERÍODOS DE RETORNO EN AÑOS	SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	Desp. en X (cm)	Desp. En Y (cm)	Desp. en X (cm)	Desp. En Y (cm)
1000	15,20	14,19	8,38	7,68
500	11,71	10,38	6,23	5,56
50	5,43	5,03	2,79	2,35
10	3,19	2,85	1,57	1,18

En la Tabla 5 se puede observar el resultado para sismo de períodos de retorno de 1000 años en el modelo de sección agrietada, que da una demanda de desplazamiento máximo en el techo de 15,20 cm, superior al valor máximo de 6,02 cm observado en el AENL; esta demanda de desplazamiento se corresponde con una deriva de 11,9%. Aun con un período de retorno de 500 años la demanda de desplazamiento de 11,71 cm excede el máximo valor resultante del AENL tal como se ilustra en la Figura 5.

## 5. ADECUACIÓN ESTRUCTURAL

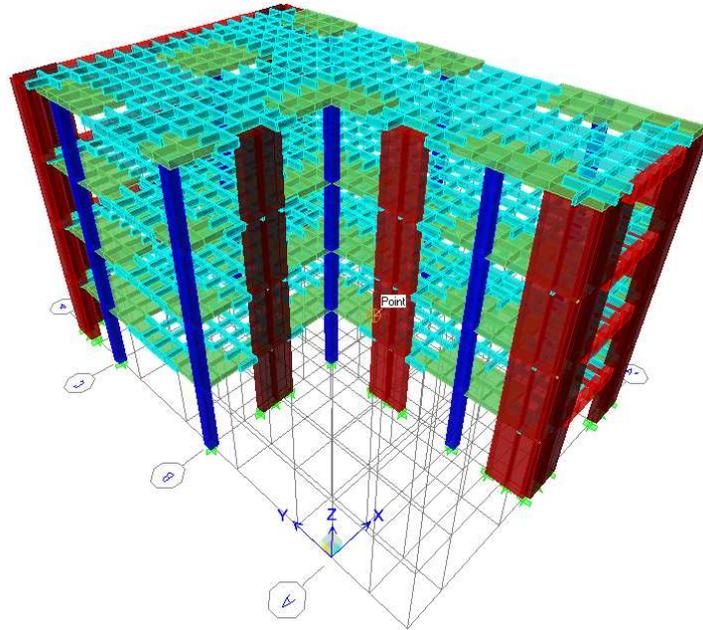
El diseño conceptual del refuerzo se basó en las premisas siguientes: i) la estructura debe tener una capacidad global racionalmente mayor que la demanda impuestas por las acciones que actúen sobre ella; ii) evitar un mal funcionamiento de la edificación; iii) la solución adoptada debe ser poca invasiva, es decir que se intervenga lo menos posible la estructura original; iv) debe ser fácil de construir (mano de obra, empleo de materiales constructivos y equipos); v) tiempo de construcción relativamente corto, y vi) costo racional.

Con base en estas premisas se realizó un proceso iterativo que permitió seleccionar una solución que cumplía con estas condiciones. Esta solución contempla agregar dos líneas resistentes adicionales A'' y C'', conformadas por muros estructurales en forma de "L" de segmentos de secciones ( $40 \times 175 \text{ cm}^2$  y  $50 \times 125 \text{ cm}^2$ ) en todos los entrepisos, conectados por vigas rectangulares igualmente en todos los entrepisos. Adicionalmente, en el eje B, en la mitad de los ejes 4 y 5, y en el eje 5, en la mitad de los ejes A y B, se ubicó un muro rectangular de sección  $40 \times 175 \text{ cm}^2$ , en todos los entrepisos (Figura 4). Se definieron tres modelos similares a los presentados previamente en el análisis de la estructura existente. Dada la adición de elementos dúctiles se adoptó un factor de reducción igual a 3 para la estructura reforzada. Los períodos de la estructura reforzada se muestran en la Tabla 6, notándose una reducción significativa en relación a los valores de la estructura existente (Tabla 1A). Los valores son similares a los dados en la Norma 1756 para estructuras del Tipo II.

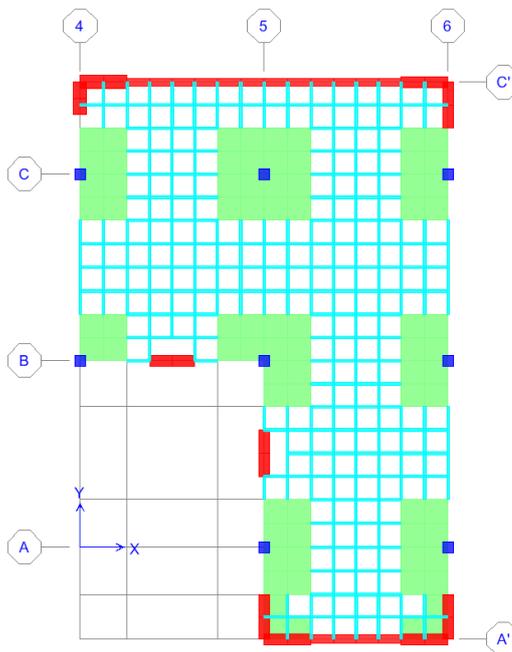
**TABLA 6. PERÍODOS, SEG, MÓDULOS 1 Y 3 REFORZADOS**

MODOS	SECCIÓN NO AGRIETADA	SECCIÓN AGRIETADA	SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES
1	0,33	0,38	0,29
2	0,31	0,37	0,20
3	0,19	0,24	0,18

El análisis de la estructura reforzada incluyó la acción simultánea de las dos componentes horizontales y la vertical del sismo ( $S_v = (0,2\alpha\phi\beta A_0)CP$ ), y los efectos de un 6% de excentricidad adicional, de acuerdo a lo estipulado en COVENIN 1756. La demanda de deriva dada por la acción sísmica especificada en la Norma 1756 se muestra en la Tabla 7, apreciándose que sus valores, en los tres modelos analizados y en cada entrepiso, están considerablemente por debajo del valor de 12‰ estipulado en la norma, lo cual indica que la solución propuesta de adecuación suministra suficiente rigidez.



(A) MODELO 3D



(B) PLANTA

FIGURA 4. LA ESTRUCTURA REFORZADA

**TABLA 7. DERIVAS, MÓDULOS 1 Y 3 REFORZADOS**

ENTREPISO	SECCIÓN NO AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	Ux %	Uy %	Ux %	Uy %	Ux %	Uy %
4	3,27	3,13	4,78	3,98	2,62	1,22
3	3,11	3,17	4,68	4,10	2,70	1,36
2	2,58	2,67	3,78	3,52	2,40	1,34
1	1,14	1,21	1,64	1,62	1,20	0,85

En la Tabla 8 se muestra la demanda de fuerza cortante en cada entrepiso y en cada modelo de los Módulos 1 y 3 reforzados.

**TABLA 8. DEMANDA DE FUERZA CORTANTE, TONF, MÓDULOS 1 Y 3 REFORZADOS**

ENTREPISO	SECCIÓN NO AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	VX	VY	VX	VY	VX	VY
4	91	94	93	93	90	89
3	172	172	168	172	170	176
2	210	220	215	222	220	239
1	233	243	238	245	244	261

El diseño de los nuevos miembros estructurales se realizó empleando los requisitos de la norma de concreto 1753 vigente. Una vez realizado el diseño de la estructura reforzada, se verificó la relación demanda/capacidad de las columnas existentes y de los nuevos muros. En la Tabla 9A correspondiente al modelo de sección agrietada se puede observar que en solo tres columnas sus valores están cercanas al valor de 1; todos los valores demanda/capacidad son menores que 1 en el modelo con paredes (Tabla 9B). Se puede concluir que aplicando los criterios de las normas vigentes, las columnas del edificio existente, aun sin ser reforzadas, muestran una relación demanda/capacidad aceptable.

Con respecto a los muros, para efectos de análisis se detallaron con una cuantía de acero longitudinal de 2,83% en los muros en L, 5A', 6A' y 6C', 2,40% para el muro en L 4C' y 3,15% para los muros rectangulares. Esta cuantía de acero se colocó en todos los entrepisos. La relación demanda/capacidad de los muros se muestran en la Tabla 9C, observándose un valor máximo en el entrepiso inferior de 0,86 para los muros en L y de 0,38 para los muros rectangulares.

**TABLA 9A. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS, ESTRUCTURA REFORZADA. MODELO SECCIÓN AGRIETADA**

ENTREPISO	EJE 4		EJE 5			EJE 6		
	B	C	A	B	C	A	B	C
4	0,69	1,00	0,66	1,04	0,84	0,93	0,90	1,03
3	0,48	0,85	0,53	0,88	0,65	0,77	0,65	0,76
2	0,54	0,86	0,47	1,02	0,64	0,82	0,83	0,86
1	0,43	0,62	0,34	0,80	0,66	0,64	0,73	0,64

**TABLA 9B. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS, ESTRUCTURA REFORZADA. MODELO SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES**

ENTREPISO	EJE 4		EJE 5			EJE 6		
	B	C	A	B	C	A	B	C
4	0,26	0,46	0,30	0,81	0,39	0,61	0,44	0,48
3	0,53	0,39	0,25	0,55	0,43	0,49	0,37	0,35
2	0,87	0,49	0,28	0,69	0,55	0,49	0,57	0,46
1	0,93	0,43	0,22	0,54	0,62	0,38	0,54	0,36

**TABLA 9C. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE MUROS, ESTRUCTURA REFORZADA. MODELO SECCIÓN AGRIETADA**

ENTREPISO	EJE 4	EJE 5		EJE 6		EJE B
	C'	A'	A-B	A'	C'	4-5
1	0,86	0,35	0,38	0,85	0,85	0,30

En el eje 6, debido a la presencia de la mampostería hay dos columnas A6 y B6 en las que pueden presentarse casos de columna corta. Aunque el análisis no evidencia que los valores de corte sean tales que ameriten un reforzamiento de esas columnas, se ha previsto implementar una solución que evite una posible falla frágil, tal como separar la mampostería de las columnas, mejorar su confinamiento añadiendo refuerzo transversal o empresillarlas. Los resultados presentados en las Tablas 7 a 9 ponen de manifiesto que el refuerzo proyectado para la estructura de los Módulos 1 y 3 es adecuado y satisface los requerimientos de las normas venezolanas vigentes.

## 6.- ANALISIS ESTÁTICO NO-LINEAL.

Los muros fueron modelados como columnas de sección rectangular de (40x175 cm<sup>2</sup> y 50x120 cm<sup>2</sup>) y con propiedades del Tipo i para definir sus propiedades no-lineales (Tabla 6-18 del ASCE/SEI 45), correspondiente a muros controlados por flexión. Para las vigas se adoptaron las propiedades de rótulas no-lineales del tipo (i) de la Tabla 6-7 (ASCE 2007). Las curvas denominadas Estructura Reforzada de las Figuras 5 y 6 muestran los resultados del AENL, poniendo de manifiesto el aumento en rigidez y resistencia en relación a la estructura existente. En la Tablas 10A y 10B se muestran algunos valores característicos obtenidos de las Figuras 5 y 6.

**TABLA 10A. EDIFICIO REFORZADO. MODELO SECCIÓN AGRIETADA**

DESPLAZAMIENTO X		DESPLAZAMIENTO Y		CORTE X		CORTE Y	
CEDENTE	ÚLTIMO	CEDENTE	ÚLTIMO	CEDENTE	ÚLTIMO	CEDENTE	ÚLTIMO
3,10 CM	6,12 CM	2,90 CM	5,32 CM	350 TON	492 TON	400 TON	492 TON

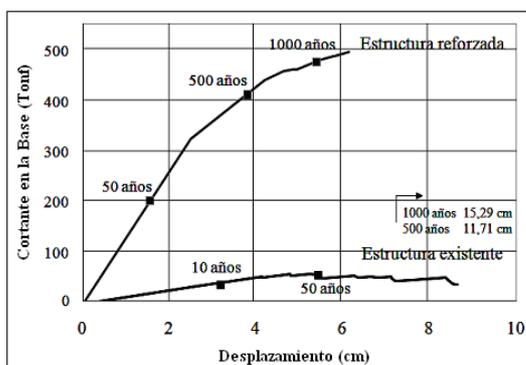
**TABLA 10B. EDIFICIO REFORZADO. MODELO SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES**

DESPLAZAMIENTO X		DESPLAZAMIENTO Y		CORTE X		CORTE Y	
CEDENTE	ÚLTIMO	CEDENTE	ÚLTIMO	CEDENTE	ÚLTIMO	CEDENTE	ÚLTIMO
3,12 CM	6,30 CM	2,90 CM	3,20 CM	400 TON	508 TON	400 TON	412 TON

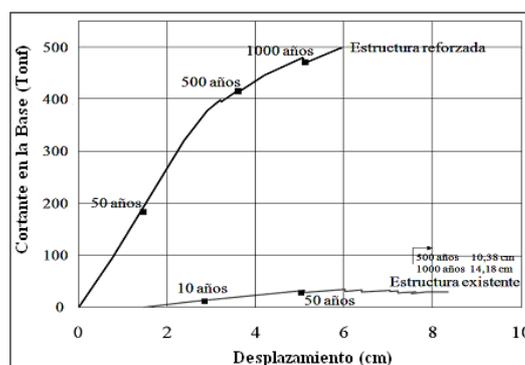
Tal como se aplicó anteriormente para la estructura original, se realizó el cálculo del desplazamiento máximo en el techo para varios eventos sísmicos con períodos de retorno de 1000, 500, 50 y 10 años, siguiendo lo recomendado en FEMA 356 y FEMA 440, para los modelos de la estructura reforzada. Los resultados se muestran en la Tabla 11. Para el período de retorno de 1000 años se puede observar un máximo desplazamiento de 5,40 cm, en el modelo de sección agrietada, el cual se corresponde con una deriva en el techo de 4,21‰ la cual es aproximadamente igual a la deriva obtenida por el análisis dinámico lineal. En el modelo de sección agrietada con paredes, con mayor rigidez, los desplazamientos son menores. En las Figuras 5 y 6 se pone en evidencia que las demandas impuestas por los eventos sísmicos de 1000 años de retorno son tolerados por la estructura reforzada.

**TABLA 11. DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO. ESTRUCTURA REFORZADA.**

PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS	SECCIÓN AGRIETADA		SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES	
	Desp. en X (cm)	Desp. En Y (cm)	Desp. en X (cm)	Desp. En Y (cm)
1000	5,40	5,12	3,63	2,28
500	3,80	3,60	2,43	1,40
50	1,55	1,46	0,91	0,44
10	0,85	0,80	0,48	0,22

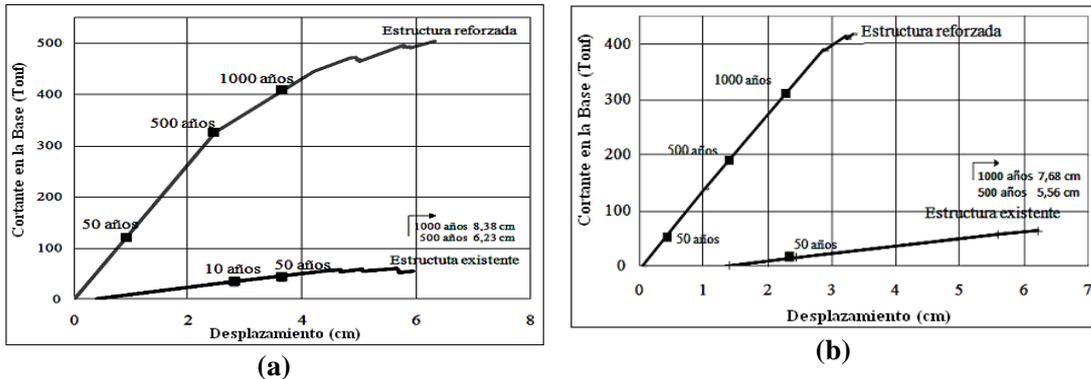


(a)



(b)

**Figura 5. Relación Cortante Basal-desplazamiento. Modelo Sección Agrietada (a) Dirección X; (b) Dirección Y**



**Figura 6. Relación Cortante Basal-desplazamiento. Modelo Sección Agrietada con Paredes, (a) Dirección X (b) Dirección Y**

## 7.- CONCLUSIONES

La edificación educativa del Tipo Módulo Base está constituida por tres módulos estructurales. Dos de estos módulos poseen una estructura de losas reticulares apoyadas sobre columnas, sin vigas. El edificio fue objeto de una evaluación para determinar su confiabilidad a las acciones estipuladas en las normas nacionales vigentes. Las conclusiones que se derivan de este estudio son:

a) El Módulo 2 ubicado en el centro de la edificación y cuyo uso es de circulación vertical, posee rigidez y resistencia adecuadas y no amerita reforzamiento.

b) Los Módulos 1 y 3 son similares en su estructura pero diferentes en la disposición de la mampostería. El Módulo 3 se evaluó aplicando los métodos de las normas venezolanas vigentes así como métodos de análisis estático no lineal, resultando en la necesidad de reforzarlo para incrementar su rigidez y resistencia.

c) Se evaluaron opciones de refuerzo para cumplir con las exigencias normativas, además de contemplar otros aspectos importantes en la ejecución del trabajo, tales como que fuera poco invasivo y realizable en tiempo y costo razonable.

d) El reforzamiento del edificio consistió en anexas muros estructurales en el perímetro de la estructura, en toda su altura. Se analizó el Módulo 3 con su estructura reforzada y los resultados cumplen con las exigencias de las normas venezolanas vigentes.

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece el financiamiento otorgado por el FONACIT proyecto 2005000188 y el apoyo del IMME de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.

## REFERENCIAS

1. ASCE/SEI 41, (2007) 2008. "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings". American Society of Civil Engineers. Reston. VA
2. ACI 318-08, (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2008.
3. Comisión Venezolana de Normas Industriales, (1982). "Edificaciones Antisísmicas", Norma COVENIN 1756:1982, Caracas, 1982.
4. Comisión Venezolana de Normas Industriales, (2001). "Edificaciones Sismorresistente", Norma COVENIN 1756:2001, Caracas, 2001.
5. Comisión Venezolana de Normas Industriales, (1988). "Criterios y Acciones mínimas para el Proyecto de Edificaciones". Norma COVENIN – MINDUR 2002:88. Caracas.
6. Comisión Venezolana de Normas Industriales, (2006). "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural", FONDONORMA./Documento que sustituye la versión del año 1987 de la misma Norma, titulada: Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño/.
7. Computers and Structures,(2008) Inc., "ETABSNonLINEAR v9.5.0 Structural Analysis Program".
8. FEMA (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building". FEMA 356. Federal emergency Management Agency, Washington. D.C.
9. FEMA (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic. Analysis Procedures, FEMA 440, ATC-55 Project, Federal emergency Management Agency, Washington. D.C.
10. Ghobarah, A.(2008). "On Drift Limits Associated with Different Damage Levels". International Workshop on Performance-Based Seismic Design. Bled. Slovenia. June 28-July1, 2004.
11. López, O.A., Hernández J.J., Del Re, G., Puig, J., Espinosa L., (2007). "Reducing Seismic Risk of School Buildings in Venezuela". Earthquake Spectra, Volume 23, No. 4, pages 771-790.
12. Rodríguez, D; Figuera, F. y Bolívar, J. (2000). "Adecuación Sísmica de Edificación Educativa en el área Metropolitana de Caracas". Artículo presentado en el II Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas, Venezuela.
13. Olivo, M; Sucre, M, (2007). "Evaluación Sismorresistente de Edificaciones Escolares Tipo Módulo Base". Tesis de Grado, Tutor Oscar A. López. Caracas. Universidad Central de Venezuela.