

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO.

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL ALA SUR DEL
HOSPITAL DE NIÑOS J.M. DE LOS RÍOS BAJO EL MARCO DE
LAS NORMAS NACIONALES.**

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el T.S.U.

Rodríguez, Humberto de la Trinidad

Para optar al Título de

Ingeniero Civil.

Caracas, Octubre de 2014.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL ALA SUR DEL HOSPITAL DE NIÑOS J.M. DE LOS RIOS BAJO EL MARCO DE LAS NORMAS NACIONALES.

Tutor Académico: Prof. Ricardo Bonilla.

Tutor Industrial: Ing. William Ascanio.

Presentado ante la ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por el T.S.U.

Rodríguez, Humberto de la Trinidad

Para optar al Título de

Ingeniero Civil.

Caracas, Octubre de 2014

Por medio de la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL ALA SUR DEL HOSPITAL DE NIÑOS J.M. DE LOS RIOS BAJO EL MARCO DE LAS NORMAS NACIONALES”** desarrollado por el T.S.U. Humberto Rodríguez, para optar al título de Ingeniero Civil y lo encuentro apropiado tanto en su contenido como en su formato y apariencia externa.

Considerando, que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo que se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que le sea designado.

En Caracas a los 11 días del mes de Octubre del año 2014.

Prof. Ricardo Bonilla.

ACTA

El día 29 de Octubre de 2014, se reunió el jurado formado por los profesores:

Ricardo Bonilla

Sonia Bello

Oscar Andrés López

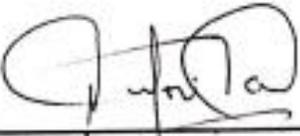
Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado: "EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL ALA SUR DEL HOSPITAL DE NIÑOS J.M. DE LOS RIOS BAJO EL MARCO DE LAS NORMAS NACIONALES".
Presentado ante la Ilustre Universidad de Venezuela para optar por el Título de INGENIERO CIVIL.

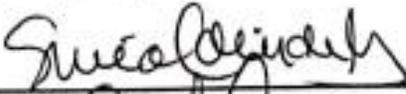
Una vez oída la defensa oral que el T.S.U. hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	NÚMEROS	LETRAS
T.S.U. Humberto de la Trinidad Rodríguez	20	Veinte

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO







Caracas, 29 de octubre de 2014

DEDICATORIA.

Única, enteramente, y por mucho, a mi mamá.

AGRADECIMIENTOS.

A Dios, por todo lo generoso y por todo lo que ha tenido a bien darme a Dios y a la Virgen del Valle, por, entre otras cosas, hacerme estar acompañado por gente como esta:

A mi Mamá, por todo, por su ejemplo, por su dedicación, porque no se puede querer más; a mis tíos: Abraham, Elena, Key, Jonnis, Mingo, Manuel, Pilar, Dana; Junior, a mis tíos Navarro y Ramón a todos, mis primos, que muchos han sido como hermanos: Yarely, Keyth, Popoy, Abraham, Lois, Luchi, a todos; a Ginna, a Jehnny, a Annyk, Aaron, a mi Abuela...

A esa gente que ha sido como familia, María Luisa, la ñoa María, Lucrecia, Arelis, Godoy, William, el Sr. Isaac, el Sr. Araujo, la Sra. Audrey, Carmen Elena, a Anamaría Bracho.

A Chuguaca, a Papilo, Morocho, Marwill, Luis, Martha Herminia, Rossana, Rodolfo Thomas, Natalie, a Lisbeth, a Natalia, Jenny, Oswaldo, Miguel C., Rebeca, Miguel M., Valentina, por toda su ayuda, Grecia, Luisa Ramona, a Alejandra por su constancia, porque ha sido solidaria cuando ha hecho falta, Adrianita, Anais, Luigi, Kristine, Willian, Andreina, Aretha, Carlos, Eva, Jackeline, Gaby, Rafael, Carlos, Andrea, Verónica, Adolfo, y bueno sí, Néstor y Charlie.

Al Profesor Oscar por toda su disposición, al Profe Bonilla por toda su ayuda, a William Ascanio, a todo el personal de FUNVISIS que ayudó, a los compañeros de Sismo Caracas, Theo e Ivan; Prof. Henry Blanco, a la Profe Korody por su preocupación y ser tan atenta, los profesores Norberto y Marinilli.

A quien pueda estar pasando por alto; a quienes se quedaban hasta tarde en arquitectura estudiando un día antes de un parcial, a quienes se preocuparon preguntando después del parcial: ¿cómo te fue?

Rodríguez, Humberto de la Trinidad.

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DEL ALA SUR DEL
HOSPITAL DE NIÑOS J.M. DE LOS RÍOS BAJO EL MARCO DE
LAS NORMAS NACIONALES.**

Tutor Académico: Prof. Ricardo Bonilla.

Tutor Industrial: Ing. William R. Ascanio P

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.
Escuela de Ingeniería Civil. 2014. No. de páginas: 169**

Palabras Clave: Edificio Asistencial, Evaluación Sismorresistente, Vulnerabilidad Sísmica, Mitigación de Desastres, Competencia Estructural, Indicadores de Vulnerabilidad.

RESUMEN.

Venezuela, país con actividad sísmica importante, debido a su ubicación con respecto a la posición de las placas tectónicas del Caribe y Suramericana, posee diferentes tipos de obras civiles que fueron construidas antes de la implantación de normas de cálculo y diseño estructural que contemplasen la incorporación de regulaciones que tuvieran como fin último la disminución de la vulnerabilidad de las construcciones al ser sometidas a los efectos de un evento sísmico. Los primeros requerimientos normativos establecidos con fines de sismorresistencia se implantaron en 1967, después de la ocurrencia del Terremoto de Caracas en Julio de ese mismo año, el cual generó el colapso de varios edificios en la ciudad y la pérdida de vidas humanas.

Más del 90% de la población (INE, 2012) del país se encuentra en zonas con potencial actividad sísmica o en sus adyacencias, razón por la cual surge la necesidad de establecer la competencia de diferentes estructuras que prestan distintos usos y cuyo desempeño ante un sismo es desconocido o se piensa pueda ser deficiente. Ante la ocurrencia de un sismo es fundamental que aquellas estructuras que prestan servicios asistenciales se mantengan en pie por dos razones fundamentales: 1) la necesidad de que las personas que se encuentren en sus instalaciones permanezcan a salvo debido a que muy probablemente un grupo tiene limitaciones en su movilidad por ser pacientes, otro grupo ayudará a mitigar los efectos del evento sísmico por ser

personal que socorrerá a las posibles víctimas producidas; 2) el colapso de una estructura de uso asistencial no sólo supondría la importante pérdida de vidas y recursos que habrían colaborado ante un desastre, sino que implica la distracción de personal y recursos adicionales hacia el hospital colapsado, que de otro modo habrían sido dispuestos para socorrer al resto de las víctimas, incluyendo a la propia estructura del hospital y los trabajadores que en él se encuentren.

La Norma COVENIN 1756:2001 establece una zonificación sísmica nacional, en la cual se asignan aceleraciones y factores de minoración en función de la región en la cual se construirá la estructura; sin embargo, existe un proyecto de microzonificación de Caracas desarrollado por FUNVISIS que presenta con mayor detalle las características de los suelos en la ciudad capital en términos, particularmente para el presente caso de estudio, de aceleración.

El Hospital de Niños J.M. de los Ríos, ubicado en la Parroquia San Bernardino, una de las zonas con mayor amenaza sísmica, es un conjunto de edificios cuya construcción se presume fue hecha entre finales de la década de 1940 y comienzos de la década de 1950; sus instalaciones inicialmente albergaron a la Escuela Nacional de Enfermeras, con lo cual se presenta también un cambio en el uso de la edificación, otra razón de interés para evaluar su estructura.

El estudio del comportamiento sismorresistente del Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos, comprendió investigación documental, inspecciones en sitio para realizar levantamiento geométrico de sus distintos componentes, identificación de características principales de la estructura, la elaboración de planos, obtención de planos estructurales y de arquitectura, ensayos mecánicos de materiales, también ensayos no destructivos, todo esto para dar marco al modelado de la estructura y poder establecer su competencia en función de los requerimientos establecidos en las normas nacionales tomando eventualmente parámetros establecidos en otros documentos que a pesar de no ser de carácter normativo en el país son utilizados internacionalmente como referencia.

El resultado del análisis mostró que la estructura tiene deficiencias estructurales, arrojando relaciones demanda-capacidad a fuerza cortante (en el nivel base y en el cuarto piso), y a flexocompresión superiores a la unidad, derivas elásticas superiores a los máximos permitidos por las normas nacionales y por los estándares utilizados en este trabajo además de características que evidencian el incumplimiento de la estructura construida en la década de 1950, con las normas vigentes en la actualidad. Fue emitida una propuesta de refuerzo estructural que logró reducir las derivas elásticas hasta niveles permitidos. Esta propuesta fue modelada con el programa de análisis y en esta investigación no ha sido evaluada su factibilidad técnica.

ÍNDICE.

	Pág
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.2 OBJETIVOS.....	6
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	6
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	7
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	10
2.1 Amenaza Sísmica.	10
2.1.1 Tectónica de Placas.	10
2.1.1.1 Ubicación de Venezuela en el contexto de la Tectónica de Placas.....	12
2.1.2 Límites de Placas.	13
2.1.2.1 Límites Divergentes.	13
2.1.2.2 Límites de Subducción.....	13
2.1.2.3 Límites de Transformación.....	14
2.1.3 Fallas Sísmicas.....	15
2.1.3.1 Fallas Sísmicas en Venezuela.....	16
2.1.4 Foco y Epicentro. Ondas Sísmicas.....	17
2.1.5 Sismicidad Histórica en Venezuela.....	19
2.1.6 Microzonificación Sísmica de Caracas.....	23
2.2 Vulnerabilidad Sísmica.....	24

2.2.1 Diseño Sismorresistente.....	25
2.2.1.1 Método de los Estados Límite.....	25
2.2.1.2 Diseño por Capacidad.	27
2.2.2 Irregularidades Estructurales.....	28
2.2.2.1 Irregularidades Verticales.....	28
2.2.2.2 Irregularidades en Planta.....	30
2.2.3 Materiales de Construcción.....	31
2.2.3.1 Concreto.....	32
2.2.3.2 Acero.....	32
2.2.3.3 Muros de Mampostería confinados por Marcos.....	33
2.2.4 Indicadores de Vulnerabilidad.....	36
2.2.4.1 Índice de Priorización.....	36
2.2.5 SismoCaracas.....	41
CAPÍTULO III: MÉTODO.....	43
3.1 Recopilación de Información.....	43
3.2 Inspección de la Edificación.....	45
3.2.1 Identificación de la Edificación, Características.....	45
3.2.2 Vulnerabilidad Sísmica.....	45
3.2.3 Levantamiento Geométrico del Edificio.....	46
3.3 Planos del Edificio y Generación de Video.....	47
3.4 Revisión de Materiales que Componen el Edificio.....	48
3.5 Elaboración del Modelado del Edificio por medio de un Programa de Análisis	

Estructural.....	49
3.5.1 Criterios de Diseño para la Elaboración de los Modelos Matemáticos.....	49
3.5.2 Modelos del Edificio	51
3.5.2.1 Sistemas de Coordenadas y Cuadriculas.....	52
3.5.2.2 Definición de Propiedades de los Materiales.....	52
3.5.2.3 Definición de Elementos Estructurales.....	54
3.5.2.4 Colocación/Dibujo de los Diferentes Elementos sobre la Cuadrícula.....	55
3.5.2.5 Definición de los Casos de Carga Estática.....	56
3.5.2.6 Asignación de Cargas a Elementos del Edificio.....	57
3.5.2.7 Definición del Espectro Sísmico.....	58
3.5.2.8 Definición de Casos de Espectro de Respuesta.....	60
3.5.2.9 Establecimiento de las Opciones de la Configuración del Análisis.....	61
3.5.2.10 Exclusión de los Efectos de la Carga Sísmica Especial.....	62
3.5.2.11 Definición de los Valores de Masa y su Origen.....	62
3.5.2.12 Definición de los Diafragmas.....	63
3.5.2.13 Definición de los Brazos Rígidos	64
3.5.2.14 Definición de las Combinaciones de Carga.....	64
3.5.2.15 Verificación y Realización del Análisis.....	66
3.6 Método de Análisis.....	66
3.7 Determinación de la Respuesta Sísmica	67
3.7.1 Comparación de la Relación Demanda-Capacidad de la Estructura a Fuerza Cortante en el Nivel Base	67

3.7.2 Comparación de la Relación Demanda-Capacidad en Elementos Críticos..	69
3.7.2.1 Columnas.....	69
3.7.2.2 Vigas.....	69
3.7.3 Cálculo de los Desplazamientos	70
3.8 Recomendaciones para la Adecuación Sismorresistente.....	72
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	73
4.1 Recopilación de Información	73
4.1.1 Información Documental	73
4.2 Inspección de la Edificación	79
4.2.1 Ubicación del Hospital de Niños J.M. de los Ríos	79
4.2.1.1 Ubicación del Edificio Respecto al Mapa de Microzonificación Sísmica de Caracas.....	80
4.2.2 Descripción del Edificio, Tipología	81
4.2.2.1 Ampliación encontrada	83
4.2.2.2 Adosamientos	85
4.2.3 Niveles de Vulnerabilidad Sísmica	89
4.3 Levantamiento Geométrico del Edificio	91
4.4 Planos Estructurales, de Arquitectura, Imágenes 3D y Videos del Edificio	92
4.5 Fecha de Construcción del Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos	97
4.6 Revisión de Materiales que componen el Edificio.....	100
4.6.1 Propiedades Mecánicas del Acero	101
4.6.2 Propiedades del Concreto	102
4.6.2.1 Sobre el Concreto Armado	103

4.6.3 Propiedades de la Mampostería.....	104
4.7 Modelo Estructural del Edificio	107
4.7.1 Análisis de Cargas	107
4.7.2 Espectro	109
4.7.2.1 Justificación de la Selección del Valor de Reducción de Respuesta R ..	110
4.7.3 Modelos del Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos.....	111
4.8 Determinación de la Respuesta Sísmica	113
4.8.1 Periodos y Formas Modales	113
4.8.2 Masas Participativas de los Modelos	115
4.8.3 Revisión de la Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal)	115
4.8.3.1 Nivel Base	115
4.8.3.2 En el Nivel más Vulnerable	118
4.8.4 Revisión en de la Demanda Capacidad en Elementos Críticos	120
4.8.4.1 Vigas (Fuerza cortante)	120
4.8.4.2 Columnas (Flexocompresión)	121
4.9 Análisis de los Desplazamientos	129
4.10 Comparación con la Norma	133
4.11 Adecuación Estructural del Edificio	136
4.11.1 Propiedades de los Materiales empleados en la propuesta de adecuación.....	138
4.11.2 Disposición del Refuerzo en la Estructura	138
4.11.3 Resultados de la Propuesta de Refuerzo	140
4.11.3.1 Periodos y Formas Modales	140
4.11.3.2 Desplazamientos	141

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	143
CONCLUSIONES.....	143
RECOMENDACIONES.....	146
BIBLIOGRAFÍA.....	147
ANEXOS.....	152

INDICE DE TABLAS.

	Pág
Tabla No.2.1 Índices de Amenaza para el Área Metropolitana de Caracas	37
Tabla No.2.2 Índices de Vulnerabilidad y Pesos Relativos	38
Tabla No.2.3 Los diferentes índices asociados a la antigüedad de la estructura	39
Tabla No.3.1 Factores de Minoración para obtener elementos con Inercia Reducida ...	50
Tabla No.3.2 Valores empleados para el cálculo de factor multiplicador de la Carga Permanente en las combinaciones de carga	65
Tabla No.3.3 Valores Máximos desplazamientos permitidos para el Ala Sur del Hospital	71
Tabla No.4.1 Secciones de Columnas	75
Tabla No.4.2 Armado de Vigas	78
Tabla No.4.3 Índice de Amenaza del Ala Sur	89
Tabla No.4.4 Índice de Vulnerabilidad del Ala Sur	89
Tabla No.4.5 Índice de Importancia del Ala Sur	89
Tabla No.4.6 Índice de Priorización del Ala Sur	90
Tabla No.4.7 Comparación entre Índices de Priorización de varias edificaciones	90
Tabla No.4.8 Listado de Planos Originales encontrados del Ala Sur	92
Tabla No.4.9 Resultados de Ensayo de Tracción hecho al Acero Longitudinal	101
Tabla No.4.10 Propiedades de los materiales empleados en los modelos del Ala Sur ..	106
Tabla No.4.11 Secciones de los elementos empleados en la ampliación	106
Tabla No.4.12 Principales Propiedades del Acero empleado en la ampliación	107
Tabla No.4.13 Análisis de Cargas para las diferentes losas del edificio	107
Tabla No.4.14 Análisis de Cargas de las Vigas Perimetrales	108
Tabla No. 4.15 Análisis de Cargas para la Ampliación	109

Tabla No.4.16 Formas Modales, Periodos e imágenes de los modelos para el modo 1	114
Tabla No.4.17 Masas Participativas de los Modelos	115
Tabla No.4.18 Cálculo de Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal) en el Nivel Base del Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos	117
Tabla No.4.19 Relaciones Demanda/Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal) en las Direcciones Principales de Análisis, Nivel Base	118
Tabla No.4.20 Relaciones Demanda/Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal) en las Direcciones Principales de Análisis para el cuarto piso del edificio	119
Tabla No.4.21 Relaciones D/C a Fuerza Cortante en Vigas	120
Tabla No. 4.22 Promedio por Nivel de las Relaciones D/C a Flexocompresión por Nivel	123
Tabla No.4.23 Valores Máximos de Desplazamiento encontrados por Modelo	133
Tabla No.4.24 Propiedades de los materiales empleados en la propuesta de refuerzo con muros	138
Tabla No.4.25 Forma Modal, Periodo e imagen de la propuesta de refuerzo para el modo 1	141

ÍNDICE DE FIGURAS.

	Pág
Fig. No. 2.1 Disposición de Placas Tectónicas sobre el Planeta y Ubicación de Sismos en un periodo de cinco años	12
Fig. No. 2.2 Ubicación de Venezuela en el contexto general de las placas	12
Fig. No. 2.3 Tipos de Límites de Placas: A. Divergentes, B. Subducción, C. De Transformación.....	14
Fig. No. 2.4 Mapa de Fallas Cuaternarias en Venezuela	16
Fig. No.2.5 Sismicidad Instrumental de Venezuela en el lapso 1910-2002	17
Fig. No.2.6 Uno de los edificios que colapsó en los Palos Grandes en el Terremoto de 1967.....	22
Fig. No. 2.7 Espectro obtenido por el Proyecto de Microzonificación Sísmica hecho por FUNVISIS, para la zona de El Valle	24
Fig. No. 2.8 Espectro obtenido por el Proyecto de Microzonificación Sísmica hecho por FUNVISIS, para la zona de San Bernardino	24
Fig. No.2.9 Interacción Mampostería-Pórtico	34
Fig. No.2.10 Diagonales Equivalentes	34
Fig. No.2.11 Una representación de un muro empleando el método de los elementos finitos	35
Fig. No. 2.12 Estructuras donde se incorpora el efecto topográfico	41
Fig. No. 3.1 Parte del plano de secciones de columnas elaborado	48
Fig. No. 3.2 Definición de Geometría del Edificio	52
Fig. No. 3.3 Definición de Propiedades de Materiales empleados	53
Fig. No. 3.4 Definición de las Propiedades del Concreto	53
Fig. No. 3.5 Definición de una de las Secciones de Elementos Estructurales.....	54
Fig. No.3.6 Definición de una de las Secciones de losas que se encontró en el edificio, caso de la losa de entrepiso	55
Fig. No. 3.7 Imagen del Edificio, obtenida en el programa de análisis	56
Fig. No. 3.8 Definición de los Casos de Carga Estática del Modelo	57

Fig. No. 3.9 Asignación de una Carga Uniformemente Distribuida Linealmente	58
Fig. No. 3.10 Incorporación del Espectro Sísmico	59
Fig. No.3.11 Espectro Sísmico empleado para el análisis	59
Fig. No. 3.12 Definición del Espectro de Respuesta	60
Fig. No. 3.13 Fijación del Número de Modos para el Ala Sur	61
Fig. No.3.14 Imagen del Programa	62
Fig. No. 3.15 Definición del Origen de las Masas	63
Fig. No. 3.16 Definición del Tipo de Diafragma	64
Fig. No. 3.17 Una de las Combinaciones de Carga Incluidas en el Análisis	66
Fig. No. 3.18 Uno de los Diagramas de Interacción empleados para el análisis	68
Fig. No. 4.1 Distribución de las Columnas en el Nivel Planta Baja de Ala Sur	77
Fig. No. 4.2 Vista Aérea de la Zona en la cual se encuentra el Hospital J.M. de los Ríos	79
Fig. No. 4.3 Imagen parcial del Mapa de Microzonificación Sísmica, con detalle de la ubicación del Hospital J.M. de los Ríos en San Bernardino	80
Fig. No 4.4 Imagen del Ala Sur, mostrando pórticos, losas de entrepiso y techo así como módulo escaleras, todo en concreto armado	81
Fig. No. 4.5 Vista en Planta de los pisos 1 y 2, mostrando irregularidad	82
Fig. No. 4.6 Disposición de elementos estructurales en Planta baja del Ala Sur	83
Fig. No. 4.7 Detalle de Plano original donde se refiere al séptimo piso del Ala Sur como Azotea.	84
Fig. No. 4.8 Vista aérea del hospital y los edificios que lo conforman, identificados por módulos	85
Fig. No. 4.9 Unión entre Vigas de las Alas Sur y Este del Hospital de los Niños J.M. de los Ríos, en la fachada norte	86
Fig. No. 4.10 Imagen de uno de los planos del proyecto original, mostrando en cada recuadro, el perímetro de las estructuras con las que se produce adosamiento	86
Fig. No. 4.11 Único vano por donde se puede acceder al Ala Sur desde el interior del Hospital	87

Fig. No. 4.12 Dos diferentes vistas, del Ala Sur, una de la fachada sur del edificio, en la otra se aprecia con mayor detalle la ubicación de la estructura de acero adosada ...	88
Fig. No. 4.13 Una de las columnas del hospital, mostrando uno de sus lados de 25cm	91
Fig. No. 4.14 Detalle de armado de la Viga V A 1-3, del Nivel Techo	94
Fig. No. 4.15 Sección Transversal de la misma viga	94
Fig. No. 4.16 Secciones Transversales de seis columnas del primer y segundo piso del edificio	95
Fig. No. 4.17 Plano de Arquitectura	96
Fig. No. 4.18 Dos vistas diferentes del dibujo en tres dimensiones del Ala Sur del Hospital de Niños	97
Fig. No. 4.19 Aerofotografías de la zona donde se construyó la Escuela de Enfermeras del año 1936	98
Fig. No.4.20 Aerofotografías de la zona donde se construyó la Escuela de Enfermeras con el Hospital ya construido en 1974	99
Fig. No.4.21 Imagen en detalle de plano, mostrando fecha de elaboración	100
Fig. No. 4.22 Una de las barras encontradas en sitio, mostrando el estriado.....	102
Fig. No.4.23 Detalle del Plano E-2, donde se muestra el requerimiento de resistencia del concreto.	103
Fig. No. 4.24 Inspección con equipo de detección del acero, en una viga del Hospital.....	104
Fig. No. 4.25 Espectro de Microzonificación para la zona en donde se ubica el Hospital	111
Fig. No. 4.26 Modelo 1 del Ala Sur del Hospital obtenida del Programa de Análisis	112
Fig. No. 4.27 Modelo 2 del Ala Sur del Hospital, acá fue incorporada la ampliación encontrada, construida con estructura de acero	113
Fig. No. 4.28 Relación Demanda-Capacidad a Flexocompresión del Edificio por nivel, mostrando valores máximos, promedios y mínimos.	119
Fig. No.4.29 Relaciones demanda-capacidad a Flexocompresión para el Modelo 1 en su Pórtico 1.	121
Fig. No.4.30 Relaciones Demanda Capacidad y Condición de Columnas para el Modelo 1 en su Pórtico 2.	122

Fig. No. 4.31 Relaciones Demanda Capacidad para el Pórtico 3 del mismo Modelo	123
Fig. No.4.32 Relaciones demanda-capacidad a Flexocompresión solo incluyendo cargas gravitacionales para el Modelo 1 en su Pórtico 1.	125
Fig. No.4.33 Pórtico 2, Modelo 1, Relaciones D/C a Flexocompresión cargas de servicio.....	126
Fig. No.4.34 Pórtico 3, Relaciones D/C a Flexocompresión cargas de servicio	126
Fig. No.4.35 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T4 ubicada en el nodo B-2 del Nivel Base.	127
Fig. No.4.36 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T3 ubicada en el nodo B-2 del Nivel Base.	128
Fig. No.4.37 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T5 ubicada en el nodo C-2 del Nivel Base.	128
Fig. No.4.38 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T14 ubicada en el nodo F-3 del Nivel Base. Columna de sección transversal circular	129
Fig. No.4.39 Gráfico de Desplazamientos de Entrepiso del Modelo 1, comportamiento para ambas direcciones de análisis	130
Fig. No.4.40 Gráfico de Desplazamientos de Entrepiso del Modelo 2, comportamiento para ambas direcciones de análisis.	131
Fig. No.4.41 Gráfico Modelo 3, Desplazamientos de Entrepiso, comportamiento para ambas direcciones de análisis.	132
Fig. No.4.42 Gráfico de Desplazamientos de Entrepiso del Modelo 4, comportamiento para ambas direcciones de análisis	132
Fig. No. 4.43 Vista Tridimensional del Ala Sur con la propuesta de adecuación, muros colocados en distintas fachadas.	139
Fig. No.4.44 Vista en planta del Ala Sur con la propuesta de adecuación, muros colocados en distintas fachadas	140
Fig. No.4.45 Gráfico Modelo 3, Derivas de Entrepiso	142

INTRODUCCIÓN.

El Terremoto de Caracas, ocurrido el 29 de julio de 1967 dejó en evidencia que el país carecía para ese entonces de normas de cálculo y diseño de edificaciones que contemplaran criterios sismorresistentes, esto dado el colapso de algunos edificios en la ciudad y la pérdida de vidas humanas y daños materiales no solo en estos casos que posteriormente se volvieron emblemáticos dadas sus deficiencias estructurales. A partir de esos hechos y de posteriores eventos sísmicos con sus respectivas secuelas se han venido haciendo modificaciones en las regulaciones constructivas que incorporen a los métodos de cálculo y a algunas técnicas constructivas, aquellas características que fueron notoriamente carentes en estructuras afectadas después de un movimiento sísmico.

En la actualidad permanecen en funcionamiento estructuras que fueron construidas antes de la entrada en vigencia de los primeros acercamientos normativos a la ingeniería sismorresistente, si bien esto no indica que estas construcciones son incompetentes para su funcionamiento tampoco indica lo contrario, y deja como incertidumbre el hecho de si este grupo de estructuras tendría la capacidad de soportar un evento sísmico aun de moderada magnitud.

Esta condición se hace particularmente importante en aquellos casos en los cuales las edificaciones en cuestión tienen usos de tipo asistencial, educativo, patrimonial o teniendo un uso distinto a los anteriores, en sus instalaciones permanezca un elevado número de personas pudiendo calificar como estructura tipo "A" según la norma COVENIN 1756, debido no solo a la gran cantidad de vidas que allí se encuentren sino también a la conveniencia que implica el hecho de que un edificio que preste alguno o varios de estos

servicios permanezcan en pie y con operatividad prácticamente total después de un sismo.

En el presente trabajo se hará la presentación en su primer capítulo: El Problema, en donde se muestran las razones por las cuales este Trabajo Especial de Grado tiene razón de ser, incluyendo los objetivos de la investigación así como su alcance y limitaciones.

El segundo capítulo contiene al marco teórico, y en él se presentan los fundamentos teóricos que explican la generación de los sismos, también se muestra como diferentes sismos han afectado al país a lo largo de su historia, lo cual ha incidido en la evolución de los requerimientos normativos para construir en Venezuela.

La forma como se desarrolló la investigación para alcanzar cada uno de los objetivos, se presenta en el tercer capítulo, esto va desde una extensa búsqueda de información documental de datos relativos a la edificación que sirvieran de base cierta para poder hacer un modelado en las condiciones más cercanas posibles a la realidad del hospital en estos momentos; entendiendo al propio modelado como una parte fundamental de la investigación y de este capítulo particularmente.

La presentación de los resultados en función de los objetivos propuestos se realiza en el cuarto capítulo y en función de ellos se presentan las conclusiones y recomendaciones en el quinto y último capítulo de esta investigación.

CAPITULO I.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.1 EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.

Salvo contadas excepciones la condición en la cual se encuentran las edificaciones venezolanas destinadas a brindar asistencia en materia de salud desde el punto de vista sismorresistente se desconoce; en las excepciones mencionadas se han producido evaluaciones de hospitales nacionales (e.g. Organización Panamericana de la Salud) debido a su importancia o luego de que la estructura en cuestión haya sufrido los embates de un sismo. La situación descrita se produce en gran medida debido a que muchas de estas edificaciones fueron construidas antes de la implantación de normas constructivas que contemplaran aspectos sismorresistentes, que, consigo redujeran la vulnerabilidad de tan importantes obras civiles.

Al contar con pocos estudios de vulnerabilidad en este tipo de estructuras, se entiende que estas características pueden encontrarse repetidamente en instituciones de salud del país; trabajos como los referidos pueden ser mencionados como investigaciones pioneras en esta área de estudio y que en su momento produjeron las recomendaciones pertinentes para su adecuación.

Además debe tenerse en cuenta el hecho de que el 94.28% de la población nacional (INE, 2012) se encuentra en zonas con actividad sísmica (COVENIN 1756-1:2001 *Edificaciones Sismorresistentes*) consecuentemente las instituciones de salud que atienden a esa población se encuentran en situación similar desde el punto de vista de la amenaza sísmica, esta característica sumada a la anteriormente expuesta sugiere que muchas de

las estructuras con este uso que han sido dispuestas sobre estas regiones pudieran verse afectadas al ser sometidas a las acciones de un sismo por no haber sido diseñadas ni adecuadas a los requerimientos que actualmente son exigidos.

A lo descrito se añade el hecho de que no exista un ente del estado encargado de la supervisión del diseño y la construcción de obras civiles, con lo cual permanece en cierto modo, la incertidumbre en lo relativo al cumplimiento de los requerimientos exigidos por las normas que en uno y otro caso apliquen.

La sismicidad característica de Venezuela supone que cada habitante esté en conocimiento de las acciones que deben realizarse al momento de un sismo, especialmente en aquellas zonas del país que presenten mayor amenaza sísmica, además de esto, cada vivienda y lugar de trabajo debe contar con los implementos necesarios para todos los integrantes de los diferentes grupos puedan afrontar este tipo de contingencia de la mejor manera posible. Esta situación aplica de igual manera pero en distinta magnitud a las diferentes instituciones públicas, en especial aquellas que deberán asistir a la población cuando se presente un evento sísmico de importancia.

Siendo esta la situación y considerando en este caso una institución de salud que no solo debe resguardar la integridad de las personas que allí se encuentren (personas con dolencias de salud, trabajadores en el área de salud, de otros servicios, y visitantes) en vista del alto número de personas que en ella se encuentran las veinticuatro horas del día, sino que también deberá recibir un mayor número de pacientes cuando se dé el caso, resulta muy importante que las edificaciones que tienen este uso soporten y permanezcan con funcionalidad plena prácticamente en todas sus áreas a fin de contribuir durante la emergencia con la mitigación de los efectos del sismo

en el menor tiempo posible y de la mejor manera; es por ello que se hace necesario conocer en qué condición se encuentran las principales instituciones de salud que brindan apoyo a la población, especialmente aquellas que atiendan mayor número de personas, que se encuentren en centros densamente poblados y en caso de que ellos se encuentren en áreas donde la amenaza sísmica sea elevada tomará mayor relevancia para ser analizado, todo esto teniendo en cuenta en el orden de prioridad que aquellas edificaciones que tengan mayor tiempo de haber sido construidas se presumen más vulnerables por no estar adaptadas a los requerimientos normativos que se exigen actualmente.

La condición en la cual se encuentra el Hospital de Niños J.M. de los Ríos (cuya construcción se cree fue hecha en la década de 1950) desde el punto de vista sismorresistente es desconocida y considerando la importancia que tiene esta edificación por tratarse de un centro de salud que atiende a la población que proviene de toda el Área Metropolitana de Caracas, que atiende mayoritariamente a población infantil, además de encontrarse en una zona particularmente vulnerable y teniendo en cuenta que la periferia del hospital esta densamente poblada, el presente Trabajo Especial de Grado enmarcado en *“Riesgo Sísmico en Caracas: Proyecto SismoCaracas”* es una investigación impulsada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), esta vez junto a la Universidad Central de Venezuela (UCV) que busca levantar la información relativa a diferentes tipo de edificaciones (Instituciones de Salud en el presente caso) con la finalidad de establecer la competencia de ellas, en caso contrario implementar los paliativos necesarios a fin de mitigar las vulnerabilidades que se puedan encontrar para de este modo enfrentar un evento sísmico de forma satisfactoria.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 OBJETIVO GENERAL.

- Realizar evaluación sismorristente del Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos bajo el marco de las normas nacionales (**COVENIN 1756-2001** y **FONDONORMA 1753**).

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Recopilar información documental relativa a la construcción de Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos, incluyendo planos estructurales arquitectónicos.
- Establecer la tipología de la edificación identificando sus principales características.
- Analizar indicadores de vulnerabilidad sísmica y recomendar acciones a tomar.
- Generar planos arquitectónicos y estructurales de la edificación, así como la generación de una animación en donde se muestren las particularidades del edificio.
- Modelar el comportamiento estructural del Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos, usando como referencia los requerimientos establecidos en las normas COVENIN 1756-1-2001 Edificaciones Sismorresistentes y las características reportadas en el Proyecto de Microzonificación Sísmica.
- Determinar la respuesta del edificio para el espectro definido en las normas nacionales de diseño sismorresistente para la zona donde se encuentra el Ala Sur.
- Generar recomendaciones sobre la adecuación estructural del edificio si hubiere lugar a ello.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

Habiendo sido descrita la particular importancia que reviste que una edificación que sirva como institución de salud no solo resguarde la vida de sus ocupantes sino que se mantenga en condición operativa en la mayor parte de sus áreas (al menos en aquellas que sean más críticas) y sabiendo que un gran número de instituciones de salud han sufrido distintos tipos de falla a lo largo del tiempo cuando se han presentado eventos sísmicos de importancia llegando incluso al colapso de algunas estructuras; como ejemplo se tienen a: El Hospital Seguro Social (Nicaragua, 1972), El Hospital Benito Juárez (Ciudad de México, México; 1985), Olive View Hospital (Northridge, Estados Unidos; 1994), y Hospital Municipal (Kobe, Japon; 1995) entre otros (OPS, 2000), lo cual ocasionó no solo la sabida pérdida de vidas humanas y materiales sino que privó a la población de más centros de salud donde las víctimas pudieron haber sido atendidas además que provocó la distracción de acciones y recursos hacia las estructuras hospitalarias colapsadas a fin de socorrer a las nuevas víctimas que en el caso de que el desplome no hubiese ocurrido habrían ayudado a mitigar la emergencia más eficientemente.

En vista de la criticidad que reviste el conocimiento de las condiciones en las cuales se encuentra desde el punto de vista sismorresistente y operacional y que la condición de la estructura a estudiar es desconocida en la actualidad, se ve la necesidad de establecer si el Hospital de Niños J. M. de los Ríos cumple con los requerimientos mínimos que imponen las normas venezolanas en lo relativo a su vulnerabilidad sísmica, y así, su competencia para prestar servicio, de no serlo, se ofrecerán en la medida de lo posible las recomendaciones para atenuar las fallas encontradas. Este proyecto que ha sido impulsado por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, sirve como piloto y pretende replicarse en las instituciones de

salud más importantes de la ciudad de Caracas para luego incorporar edificaciones con este uso a nivel nacional.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES.

Para llevar a buen término el presente Trabajo Especial de Grado se realizó una amplia búsqueda de información, toda ella necesaria para realizar un estudio lo más ajustado a la realidad, sin embargo, esta estuvo limitada por algunas condiciones encontradas y la ausencia de algunos datos.

- En este estudio no se consideró el golpeteo que podría generarse con estructuras vecinas, con las cuales existen adosamientos.
- La infraestructura no fue evaluada ante la ausencia de planos de estructura en los cuales se mostrara el tipo de fundaciones empleadas y el detalle de estas; a esto se le suma el hecho de no poder realizar excavaciones dadas las limitaciones en lo relativo al uso de los espacios en el hospital y los daños que esta actividad habría producido en la losa del estacionamiento (única zona accesible) sin poder garantizar la sustitución del material demolido.
- En aquellos casos en los cuales no fueron realizados ensayos mecánicos a los materiales para conocer sus propiedades, se presentan valores asumidos de sobrerresistencia tal como indica la bibliografía consultada y que será citada en su momento.
- Las dimensiones de las aberturas en la mampostería en los modelos que contemplan su uso, no necesariamente poseen las dimensiones exactas a las encontradas en campo, mas sí, son cercanas.
- Las propuestas de mejora estructural para alcanzar la adecuación sísmica se limitó a la ingeniería conceptual, no se presentan planos de armado o se contempla en esta mejora su factibilidad técnica o económica.

- En los modelos dónde se incluyó el piso correspondiente a la ampliación, las dimensiones de los elementos estructurales fueron asumidas dadas las limitaciones que se presentaron para permitir el acceso a este, el último nivel del edificio.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO.

En este capítulo se presenta el fundamento teórico que da sustento a la investigación y así poder realizar el análisis sismorresistente del Ala Sur del edificio con el soporte teórico necesario, de igual modo son expuestos algunos eventos sísmicos de importancia ocurridos en el país.

2.1 Amenaza Sísmica.

Para COVENIN (2001) en su norma 1756, la amenaza o peligro sísmico es la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros, que pueden afectar negativamente la integridad de estructuras o personas; con este concepto presente, se exponen a continuación importantes aspectos que tienen vinculación directa con la amenaza.

2.1.1 Tectónica de Placas.

Según CENAPRED (1999) Sir F. Bacon reconoció en el siglo XVII la correspondencia en la forma de las líneas de la costa atlántica de América y de África, basado en esto, A. Wegener desarrollo en 1912, la Teoría de la Deriva Continental, según la cual, los continentes tal como se conocen hoy, estaban agrupados, hace 200 millones de años, en un súper continente llamado Pangea. Estos continentes moviéndose sobre un sustrato viscoso lograron ocupar su posición actual.

Luego de esto, y teniendo como fundamento la Teoría de Wegener y otras tantas contribuciones de geólogos y geofísicos se desarrollo la Teoría de Tectónica de Placas, que establece que la litosfera se halla dividida, formando una especie de mosaico de sectores rígidos (placas), y que estas

se mueven entre sí con desplazamientos promedio de algunos centímetros por año (CENAPRED, 1999).

El modelo de tectónica de placas brinda la más coherente explicación global de la ocurrencia de la mayoría de los sismos, su fundamento de que la litosfera (la parte más externa de La Tierra) está constituida por muchas placas de gran tamaño y que son bastante estables, el espesor de estas placas es de unos 80Km (Bozorgnia, Y. y Bertero, V., 2004). El movimiento de estas placas sobre la superficie de La Tierra también brinda una explicación de varios mecanismos de fuentes sísmicas. La colisión entre placas adyacentes cuya ubicación está bien identificada, la destrucción de parte de estas placas por subducción (descenso de una placa hacia la zona del manto) explican buena parte de los eventos sísmicos.

Si bien esta teoría sustenta las razones de la mayoría de los sismos no explica la sismicidad en detalle, el porqué ocurren sismos destructivos en zonas continentales alejadas de los límites de las placas, estos eventos pueden encontrarse en prácticamente todos los continentes.

En la figura número 2.1 se muestra un mapa en el cual se presenta en línea negra los límites entre placas tectónicas y cada punto rojo representa un sismo de magnitud igual o mayor a 4, obtenido en un periodo de cinco años, como se puede observar la mayoría de los sismos ocurren en las zonas adyacentes a los límites entre las placas, tal como lo plantea la teoría de la tectónica de placas.

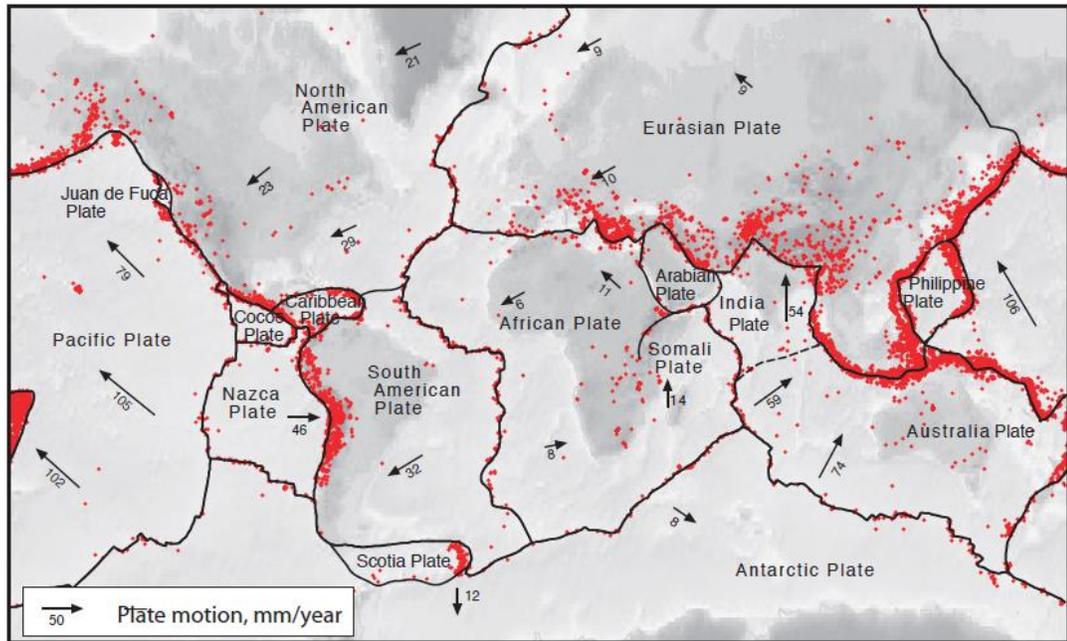


Fig. No. 2.1 Disposición de Placas Tectónicas sobre el Planeta y Ubicación de Sismos en un periodo de cinco años. (Tomado de Incorporated Research Institutions for Seismology, 2012).

2.1.1.1 Ubicación de Venezuela en el contexto de la Tectónica de Placas.

El país se encuentra posicionado entre la Placa Suramericana y la Placa del Caribe tal como se puede ver en la figura No. 2.2 imagen que corresponde a un detalle de la Figura No. 2.1.

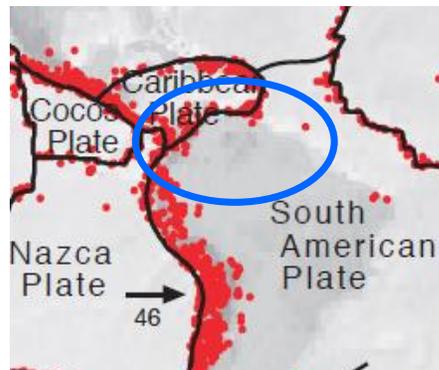


Fig. No. 2.2 Ubicación de Venezuela en el contexto general de las placas.

2.1.2 Límites de Placas

Se han identificado 3 tipos de límites o bordes de placas, cuyas características influyen directamente en la naturaleza de los eventos sísmicos que ocurren en sus zonas de contacto; a continuación se describen:

2.1.2.1 Límites Divergentes

Este tipo de borde se produce principalmente en las dorsales oceánicas, a medida que las placas se separan, fenómeno también conocido como expansión de fondo oceánico, las fracturas producidas son rellenadas con roca fundida que sube desde la astenósfera inferior ocasionando el ascenso del fondo oceánico en estas zonas.

2.1.2.2 Límites de Subducción

También llamado borde convergente, es un borde en el cual dos placas se juntan en forma tal que una de las placas de la litosfera se consume en el manto a medida que desciende una por debajo de la otra.

El tamaño de la tierra permanece constante, la creación de un nuevo material de placa que tiene lugar en los bordes de placas divergentes debe ser compensada por la desaparición del material de placa que tiene lugar en las zonas de subducción.

Este tipo de borde se observa en las costas occidentales de Chile, México, Centroamérica, y al sur de la cadena de las Islas Aleutianas en Alaska. Los terremotos en los bordes de subducción se generan en el plano inclinado conocido como Zona de Benioff (Alonso, 2007).

En algunas ocasiones, cuando dos placas continentales se mueven una respecto a la otra, se produce una colisión continental que da origen a la formación de cordilleras montañosas. Fue así como la cordillera del Himalaya se formó en una serie de etapas al colisionar frontalmente la placa Indo-

Australiana con la placa Euroasiática. Algo similar está ocurriendo en la colisión continental entre las placas de África y Euroasiática, dando como resultado la reducción actual del Mar Mediterráneo.

2.1.2.3 Límites de Transformación

Tiene lugar en el borde de dos placas que se deslizan una con respecto a la otra sin destruir ni crear litosfera. La dirección de estas fallas es paralela al movimiento de las placas (Alonso, 2007).

Una gran mayoría de las fallas de transformación se ubica a lo largo de las dorsales centro-oceánicas, mientras que algunas otras atraviesan los continentes. La falla de Boconó en Los Andes venezolanos es un ejemplo de este tipo de falla. La mayoría de los terremotos asociados a los límites divergentes y de transformación son terremotos poco profundos. La siguiente imagen muestra cada tipo de límite.

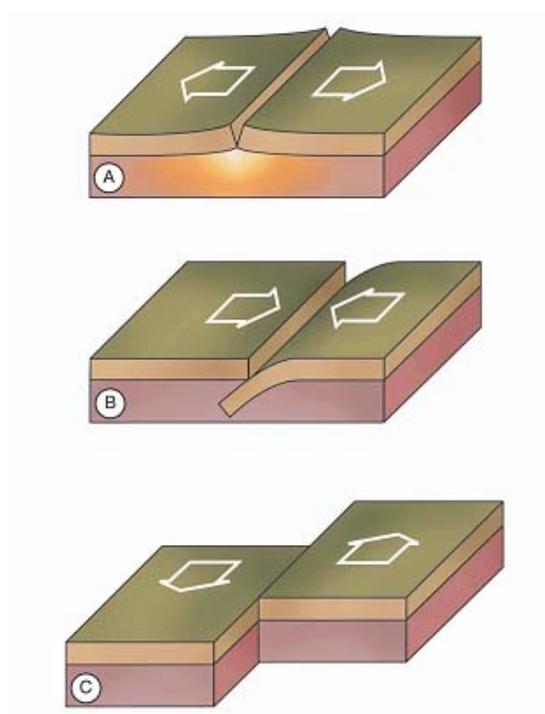


Fig. 2.3 Tipos de Límites de Placas: A. Divergentes, B. Subducción, C. De Transformación.

2.1.3 Fallas Sísmicas.

Tal como la teoría de tectónica de placas clasifica a escala global los diferentes movimientos relativos entre ellas, según los tipos de límites o bordes de placas mencionados, en menor escala el movimiento en una zona puntual puede ser complicado. A nivel local, el movimiento entre dos porciones de la corteza de la Tierra suele ocurrir a lo largo de algún desplazamiento horizontal ya existente o quizás a lo largo de distintas estructuras geológicas de la corteza conocidas como fallas (Alonso, 2007).

Una falla se define como el plano de rotura en una masa rocosa a lo largo de la cual se produce el movimiento (Alonso, 2007). La longitud de las fallas puede variar desde unos pocos metros hasta varios cientos de kilómetros que se extienden a lo largo de la superficie de la Tierra hasta profundidades que pueden alcanzar decenas de kilómetros (Alonso, 2007).

El ancho en las zonas de falla puede ser de varios kilómetros, su presencia eventualmente puede notarse a simple vista y se refleja fácilmente en fotografía aérea; sin embargo, su presencia no siempre puede ser detectada con esta facilidad. La existencia de una falla no necesariamente implica que sea sísmicamente activa; la falla pudo haber sido generada por distintas causas y ser sísmicamente inactiva. Debe entenderse que el hecho de que una traza no pueda ser detectada no quiere decir en forma alguna que no sea activa sísmicamente. Otra cosa que debe entenderse es que la generación de un evento sísmico no necesariamente produce hechos visibles en la superficie donde se produce.

Los movimientos que tienen lugar en la extensión de las fallas son la causa de la mayoría de los terremotos. En función de su geometría y de la dirección de su movimiento relativo, los geólogos clasifican las fallas en: fallas normales, fallas inversas y fallas de desplazamiento horizontal.

2.1.3.1 Fallas Sísmicas en Venezuela.

En Venezuela, los sismos se han producido principalmente en aquellas regiones en donde se encuentran fallas o en las zonas adyacentes, a continuación se presentan dos imágenes la primera referida a la ubicación de las fallas denominadas cuaternarias en el país, en la segunda se muestra la sismicidad histórica registrada instrumentalmente desde 1910 hasta 2002, pudiendo notarse la relación que existe entre la ubicación de las fallas y la distribución de los sismos ocurridos en el país.



Fig. No. 2.4 Mapa de Fallas Cuaternarias en Venezuela, las líneas azules fueron colocadas para mostrar, a grandes rasgos la disposición de las fallas. Fuente: funvisis.gob.ve

Los principales sistemas de fallas existentes en el país son la Falla de Boconó, en la zona de la cordillera de Los Andes, la Falla de San Sebastián

en la zona norte-centro del país, y la Falla del Pilar que se encuentra en el oriente nacional la fig No.2.4 obtenida en el sitio web de la fundación.

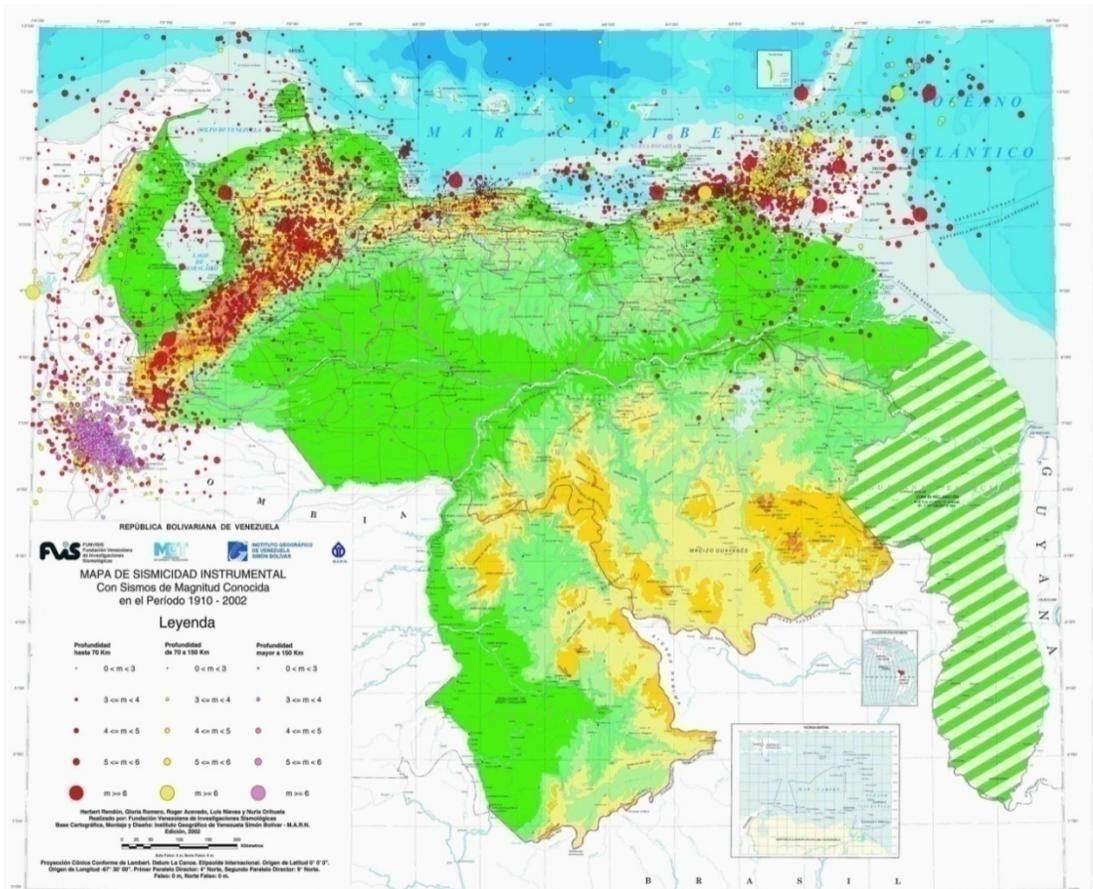


Fig. No.2.5 Sismicidad Instrumental de Venezuela en el lapso 1910-2002 (FUNVISIS).

2.1.4 Foco y Epicentro. Ondas Sísmicas

El punto en el plano de falla donde se origina la ruptura y se da inicio a la liberación de energía mediante la propagación de ondas sísmicas recibe el nombre de foco o hipocentro (Alonso, 2007).

El epicentro es la proyección vertical del hipocentro sobre superficie terrestre. Cuando se produce un sismo se generan dos tipos de ondas: ondas corpóreas y ondas superficiales. Las primeras, que pueden viajar a través del interior de la Tierra, son de dos tipos: ondas P y ondas S.

Las ondas P, denominadas ondas primarias también, son ondas que comprimen y expanden las rocas en la dirección de la propagación de la onda. Este movimiento es similar al generado por las cuerdas vocales humanas cuando mueven el aire para producir sonidos (Alonso, 2007). Las distorsiones producto de esta compresión son revertidas elásticamente, su forma original se recupera cuando cesa la fuerza actuante.

Las ondas S, ondas secundarias, ondas de corte u ondas transversales, causan deformaciones por corte cuando viajan a través del material. El movimiento de una partícula individual es perpendicular a la dirección en la que viajan las ondas S. Por lo tanto, la dirección del movimiento de las partículas permite dividir a las ondas S según dos componentes: las ondas SV (plano de movimiento vertical), y las ondas SH (plano de movimiento horizontal).

La velocidad a la que viajan las ondas corpóreas varía en función de la rigidez de los materiales que atraviesan. Ya que geológicamente hablando los materiales son más rígidos a compresión, las ondas P viajan a mayor velocidad que el resto de las ondas, y por esta razón son las primeras en llegar.

Las ondas superficiales son aquellas que viajan a través de la superficie de la Tierra. Estas ondas son las que causan el mayor daño en edificaciones y a cualquier tipo de obras civiles.

Se producen como resultado de la interacción entre las ondas corpóreas, la superficie y las capas superficiales de la corteza de la Tierra. Su amplitud decrece exponencialmente con la profundidad de los depósitos, y su efecto es más significativo a distancias más alejadas del epicentro que el propio epicentro. El terremoto de Cariaco de 1997 confirma este último hecho.

Las ondas superficiales más importantes son las ondas Love y las ondas Rayleigh. Las ondas Love exhiben un complejo patrón de movimiento horizontal del terreno. Las ondas Rayleigh se asemejan al movimiento de rodamiento que caracteriza las ondas del mar.

2.1.5 Sismicidad Histórica en Venezuela

Tras la ocurrencia del Terremoto de Caracas en 1967, y con sus importantes pérdidas tanto en vidas como en materiales, se comienza a entender la importancia que tiene la investigación de los eventos sísmicos, su comprensión y como se puede mitigar una amenaza tan importante por medio de la ingeniería, sin embargo el terremoto de julio de 1967 no fue el primero en ocasionar serios daños, a continuación se presenta una secuencia de eventos sísmicos importantes registrados en el país según FUNVISIS (2002).

- 01-09-1530: con incidencia en Cumaná, destruyó parte de la fortaleza que ahí estaba construida y viviendas de bahareque de la zona, hubo un maremoto y este provocó varias muertes.
- 03-02-1610: afectó la zona andina del país, derribó casas, generó muertes, y también provocó deslizamientos en el área.
- 11-07-1641: arruinó la primera ciudad de Cúa, causó daños en Caracas, derribando iglesias y otros edificios, también fue sentido en Cumaná.
- 16-01-1644: de nuevo fueron afectados Los Andes venezolanos.
- 21-10-1766: por la extensión del área afectada se cree fue el terremoto de mayor magnitud que haya afectado al oriente del país, llegando a sentirse incluso en Martinica.

- 26-03-1812: Afecto diferentes zonas del país, en Mérida, Barquisimeto, San Felipe, y Caracas causó daños, el número de víctimas fatales según algunos reportes fue del 20% de la población del país para ese entonces, una de las víctimas fue Juan José Landaeta, coautor del Himno Nacional. Se reportaron deslizamientos, construcciones derribadas y diversas afecciones.
- 15-07-1853: nuevamente el oriente se ve afectado por los embates de un sismo, específicamente la ciudad de Cumaná, el número de víctimas pudo alcanzar las 4000 personas, hubo un maremoto, y se reportaron hundimientos.
- 12-04-1878: sismo destructor al sur de Caracas que dejó en ruinas a la ciudad de Cúa, entre 300 y 400 personas murieron en ese evento, los Llanos aluvionales sufrieron afectaciones menores, la tierra se abrió en diferentes lugares, se cree pudo haber sido un sismo generado a poca profundidad, sentido en La Guaira, Puerto Cabello, Valencia, Maracay, La Victoria, San Diego, Yare, Santa Lucía y Santa Teresa del Tuy.
- 28-04-1894: Un gran sismo en Los Andes venezolanos causó daños y víctimas fatales en Mérida, Santa Cruz, Zea, Tovar, Mesa Bolívar, Lagunillas, Chiguará, y otros pueblos. El sismo fue percibido en Coro, La Vela, Acarigua, Tinaco, Tinaquillo, Puerto Cabello, Valencia, Maracay, Villa de Cura, San Juan, Ortíz, Cúa, Charallave, Santa Lucía, San Casimiro, Ocumare del Tuy, Altagracia, Valle de la Pascua, Tucupido y Zaraza.
- 28-10-1900: Sismo que afectó al litoral central del país, se registraron daños y víctimas, muchos edificios en Caracas se agrietaron y algunos colapsaron, los reportes indican que Guarenas fue destruida, y hubo serios daños en los Valles del Tuy, afectaciones en el litoral central y la zona de Barlovento.

- 17-01-1929: Terremoto destructor en Cumaná, deja la ciudad llena de escombros, el mar se retiró para volver con una ola de gran altura, se sintió intensamente en gran parte del oriente del país, y con menor intensidad en Higuero, Río Chico, Caracas.
- 14-03-1932: En esta oportunidad se ven duramente afectados nuevamente Los Andes venezolanos, destruyó viviendas, y se sintió en Colombia.
- 13-08-1950: Terremoto de El Tocuyo, varios muertos y heridos fueron reportados, diferentes sectores del estado Lara fueron afectados, en el pueblo de Guaitó se produjo una fisura y de ella brotó agua hirviente de la tierra. En Cabimas, Maracaibo, Coro, San Fernando de Apure y La Victoria el sismo fue sentido.
- 29-07-1967: Uno de los terremotos más documentados que ha habido en el país, produjo daños considerables en el Litoral Central, y en general en la región norte-central del país. Al sur del Lago de Valencia se produjeron daños puntuales, fue un sismo múltiple, tres eventos sísmicos asociados al sistema de fallas de Tacagua (FUNVISIS, 2002). Hubo importantes daños materiales y numerosas pérdidas humanas, cuatro edificios de viviendas colapsaron, y otros sufrieron ruina parcial, como consecuencia de estos hechos la ingeniería estructural en el país inició cambios de gran importancia.



Fig. No.2.6 Uno de los edificios que colapsó en los Palos Grandes en el Terremoto de 1967. (Fuente: eluniversal.com)

- 18-10-1981: Evento sísmico ocurrido en la zona fronteriza colombo-venezolana que produjo daños en la zona andina, de particular interés en este caso los que sufrieran el Centro Clínico recientemente construido que presentó fisuración en vigas. El Hospital Central y otros edificios presentaron daños menores.
- 09-07-1997: Nombrado como el Terremoto de Cariaco, los estados más afectados fueron Sucre, Anzoátegui y Monagas. En Sucre, una de las ciudades más perjudicadas fue Cariaco en donde colapsó un gran número de viviendas, en otro tanto el daño fue tal que se recomendó la demolición; por su parte en Cumaná se vieron afectados edificios en construcción y hubo el colapso de una estructura, en diferentes zonas se produjo separación de brocales en la vialidad, deformaciones y rupturas parciales en vías, colapso de viviendas de bahareque, licuación del suelo y deslizamientos. En un reconocimiento aéreo se pudo apreciar la deformación superficial producida, la Falla del Pilar, la responsable, expuesta entre Cariaco y Casanay, también en el muelle de Cariaco.

2.1.6 Microzonificación Sísmica de Caracas.

La actividad sísmica que ocurre en el país es producida por la interacción que se da entre las placas del Caribe y de Sudamérica, en el caso de Caracas ubicada según la norma COVENIN 1756:2001 en la zona sísmica 5, sin embargo, efectos de sitio se presentaron durante el terremoto de 1967 y estos influyeron en la cantidad y ubicación de los daños producidos, de manera pues que la respuesta sísmica dentro de la propia ciudad se ve controlada por diferentes parámetros que no son reflejados con el debido detalle en la norma, que estima solamente al perfil del suelo sin tomar en cuenta estratos sedimentarios mayores a 50m (FUNVISIS, 2007).

En la investigación hecha, FUNVISIS logró reconocer la variación de la amenaza sísmica en la zona de estudio e incorporó esa amenaza en la amplitud de respuesta tipificada; el merito también se encuentra en haber desarrollado una metodología que permite relacionar para cada sitio dentro de la ciudad un espectro de diseño característico para cada microzona (FUNVISIS, 2007) “como base para saber los límites de cada microzona se evaluaron las unidades geológicas y geomorfológicas, en conjunto con la información sobre los espesores de sedimentos y las velocidades sísmicas de los estratos...” (FUNVISIS, 2007).

El presente Trabajo Especial de Grado utilizó el espectro de diseño del “Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades de Caracas y Barquisimeto” creado por FUNVISIS para la microzona en la cual se encuentra el Hospital, esto fue hecho utilizando la aplicación: *Espectros de Diseño y Respuesta Sísmico para Venezuela* (Coronel y Perez, 2010) que determina el espectro una vez se le ha suministrado la información necesaria, esto es: Macrozona y microzona en donde se encuentra el edificio, a cual grupo pertenece la estructura en función del uso, y el factor de reducción de respuesta empleado.

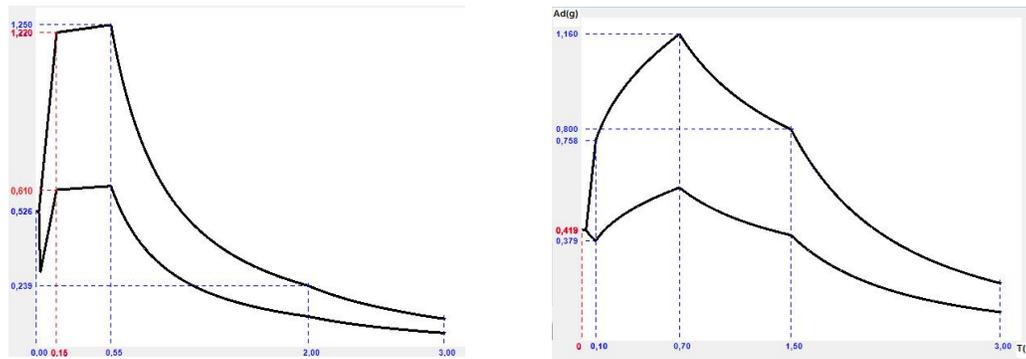


Fig. No. 2.7 y 2.8 Diferentes espectros obtenidos por el Proyecto de Microzonificación Sísmica hecho por FUNVISIS, el primero para la zona de El Valle, el segundo para San Bernardino. De haberse empleado la norma sismorresistente se conseguiría un mismo espectro para ambas zonas. Fuente: Coronel y Pérez (2010).

De manera ilustrativa se presentan dos espectros de diseño de dos diferentes localidades en Caracas, como se observa las aceleraciones en uno y otro caso son diferentes, evidenciando la utilidad del trabajo hecho por FUNVISIS, porque discrimina por zona las aceleraciones de diseño que deben ser empleadas para el cálculo, de este modo lo que habría sido una sola aceleración según la norma sismorresistente nacional y hubiera generado para una estructura idéntica y con el mismo uso en uno y otro sitio un mismo detallado de elementos estructurales, cambia y se corresponde de mejor manera, sin hacer una estimación sobre u subestimada y bastante más ajustada a las condiciones reales de la zona en cuestión.

2.2 Vulnerabilidad Sísmica

El Centro Colaborador para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud (2000) (en adelante CCMDES) define la vulnerabilidad sísmica como la predisposición intrínseca de una estructura o un grupo de estructuras a sufrir daños ante la ocurrencia de un sismo, y está

directamente asociada con sus características físicas y estructurales de diseño.

2.2.1 Diseño Sismorresistente.

2.2.1.1 Método de los Estados Límite.

Toda estructura debe proyectarse y en su momento construirse para que, de forma aceptable, sea capaz de soportar todas las acciones que puedan existir desde que comienza a erigirse hasta que entra a servicio, y de ahí en adelante, durante toda su vida útil, previendo que, ante la existencia de acciones excepcionales no se produzcan daños excepcionales. La comprobación estructural representa una de las posibles medidas para garantizar la seguridad de una estructura (Ministerio de Fomento del Gobierno Español, s/f; de ahora en más MFGE).

Se definen como estados límite “aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada” (MFGE, s/f).

Según MFGE, ninguno de los dos estados debe ser superado, el procedimiento de comprobación, para alguno de los estados límite, se basa en deducir el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o parte de ella y, por otra parte, la respuesta de la estructura para la situación de estudio. El estado quedará garantizado al verificar, con fiabilidad aceptable “que la respuesta estructural no es inferior que el efecto de las acciones aplicadas”.

Pauley y Priestley clasifican los estados límite:

1. Estado Límite de Servicio

Sismos de baja y media intensidad se producen con relativa frecuencia, y estos no deben interferir en la funcionalidad de la estructura, esto significa que el edificio, una vez producido el sismo, no necesitará reparaciones en

elementos estructurales ni aquellos que no lo sean. El diseño debe enfocarse en limitar los desplazamientos que pudieran ocurrir dado un sismo y asegurar la competencia de todos los elementos de la estructura, a la vez de permanecer en el rango elástico (Pauley y Priestley, 1999). Estructuras de concreto y estructuras de mampostería pudiesen desarrollar agrietamiento manteniendo el estado de servicio, pero no cedencia del acero de refuerzo, largas grietas, ni el aplastamiento del concreto o la mampostería. El periodo de retorno de un sismo para el *estado límite de servicio* dependerá de la importancia que mantener operaciones dentro del edificio tenga. Para un edificio de oficinas, pudiera escogerse un periodo de retorno de cincuenta años; mientras en el caso de estudio de esta investigación, un hospital, que requiere un nivel de protección más elevado para preservar su funcionamiento durante una emergencia, se recomienda elegir un lapso bastante mayor (Pauley y Priestley, 1999).

2. Estado Límite de Control de Daños.

En el caso de sismos de mayor intensidad que los contemplados en el estado límite de servicio, se prevé que algún daño puede ocurrir, la cedencia del acero de refuerzo puede generar grietas anchas que necesitarán la implementación de medidas correctivas; también el aplastamiento del concreto se puede producir, necesitando el reemplazo del material en la zona en cuestión. Sin embargo, debe establecerse un límite en el cual la reparación del daño es económicamente viable (Pauley y Priestley, 1999).

Sismos que induzcan los daños de este estado límite tienen poca probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura.

3. Estado Límite de Supervivencia.

En el desarrollo de estrategias de diseño sísmico se ha hecho gran énfasis en la prevención de pérdida de vidas, incluso durante el más fuerte

de los sismos posibles para el área en donde se implante la estructura, es por ello que se le ha dado particular atención a esos aspectos del comportamiento estructural que son relevantes para el más sencillo e importante criterio: la sobrevivencia. En la mayoría de los edificios, daños severos y extensos son poco comunes pero deben ser aceptados. Puede encontrarse casos en los que el daño sea irreparable, sin embargo, bajo ninguna circunstancia el colapso debe ocurrir, bajo la premisa de este estado límite. Aunque las estructuras son diseñadas para tener gran resistencia a las fuerzas laterales, se espera se tengan importantes deformaciones en el rango inelástico, con importante repercusión en el costo de construcción.

De esta manera el diseñador, deberá enfocarse en la calidad estructural para asegurar: que para la duración del sismo, se podrán alcanzar grandes desplazamientos sin que ello represente una pérdida importante de la resistencia de la estructura a las fuerzas laterales, manteniendo la integridad del edificio para soportar las cargas gravitacionales (Pauley y Priestley, 1999).

Los autores refieren que al margen de un límite y otro existe incertidumbre, el diseño por capacidad busca minimizar esa incertidumbre, los códigos nacionales estipulan para el diseño los Estados Límite de Servicio y de Sobrevivencia, también llamado de agotamiento resistente.

2.2.1.2 Diseño por Capacidad.

Procedimientos para la aplicación del diseño por capacidad a estructuras dúctiles, que pudieran ser sometidas a los efectos de grandes sismos, han sido desarrollados originalmente en Nueva Zelanda por los últimos cuarenta años, donde se han empleado de manera amplia. Con alguna modificación la filosofía se ha implementado en otros países, de hecho, en situaciones específicas, la aplicación de los principios del diseño por capacidad ya ha

sido implementado anteriormente en algunas normas en otros países (Pauley y Priestley, 1999).

En el diseño por capacidad de estructuras sismorresistentes, distintos elementos del sistema resistente a fuerzas laterales son elegidos y apropiadamente diseñados y detallados para la disipación de energía teniendo altas deformaciones. Las regiones críticas de estos miembros, generalmente llamados rótulas plásticas, son detalladas para desarrollar elevadas deformaciones inelásticas a flexión y el modo de falla por acción de la fuerza cortante es inhibido por un diseño que promueve un diferencial de resistencia. El resto de los elementos son, en consecuencia, protegidos frente a las acciones que pudieran causar falla, dotándolos con una resistencia mayor que la correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia probable en la zona de las rótulas plásticas.

Debe reconocerse que en un elemento sometido a una demanda de ductilidad total o parcial, la resistencia desarrollada es considerablemente menor que la correspondiente a la respuesta elástica.

2.2.2 Irregularidades Estructurales.

2.2.1.2 Irregularidades Verticales.

1. Entrepiso Blando.

La rigidez lateral de algún entrepiso es menor que 0,70 veces la del entrepiso superior, o 0,80 veces del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores (COVENIN, 2001).

2. Entrepiso Débil.

La resistencia lateral de algún entrepiso es menor a 0,70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores (COVENIN, 2001).

3. Distribución Irregular de las Masas de uno de los pisos contiguos.

Cuando la masa de alguno de los pisos contiguos, excluyendo el último nivel de techo de la edificación; las masas de los apéndices debe ser añadida a la masa del nivel que los soporte (COVENIN, 2001).

4. Aumento de la Masas con la Elevación.

La distribución de las masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura; las masas de los apéndices debe ser añadida a la masa del nivel que los soporte (COVENIN, 2001).

5. Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural.

La dimensión estructural en algún piso excede en 1,30 veces la del piso adyacente, excluyendo el último nivel (COVENIN, 2001).

6. Esbeltez Excesiva.

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura de base exceda a 4 (COVENIN, 2001).

7. Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente a Cargas Laterales.

Se presenta con alguno de los siguientes casos:

- columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel base (COVENIN, 2001).

- el ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el 20% del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal (COVENIN, 2001).

- el desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento (COVENIN, 2001).

8. Falta de Conexión en Miembros Verticales.

Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel (COVENIN, 2001).

9. Efecto de Columna Corta

Una marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes u otros elementos no estructurales (COVENIN, 2001).

2.2.2.2 Irregularidades en Planta.

1. Gran Excentricidad.

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección y el centro de rigidez supera el 20% del radio de giro inercial de la planta (COVENIN, 2001).

2. Riesgo Torsional Elevado.

Si en algún piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- el radio torsional r_t en alguna dirección es inferior al 50% del radio de giro inercial r (COVENIN, 2001).

- la excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el 30% del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección (COVENIN, 2001).

3. Sistema No Ortogonal.

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema (COVENIN, 2001).

4. Diafragma Flexible.

- cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5 (COVENIN, 2001).

- cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el 40% de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el 30% del área del citado rectángulo circunscrito (COVENIN, 2001).

- cuando las plantas presentes un área total de aberturas internas que superen el 20% del área bruta de las plantas (COVENIN, 2001).

- cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos (COVENIN, 2001).

- cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

2.2.3 Materiales de Construcción

Es ya sabida la importancia que tiene la calidad de los materiales que se empleen en la construcción de una obra civil, puesto que, del cumplimiento de lo requerido en el diseño en cuanto a durabilidad y propiedades mecánicas, dependerá que el correcto dimensionado y diseño de los elementos estructurales logren que una estructura entre en funcionamiento satisfaciendo todos los requerimientos normativos que tengan lugar. A continuación se da un breve repaso sobre los principales materiales empleados en la construcción y algunas propiedades mecánicas que intervienen en el modelado del Ala Sur del Hospital.

2.2.3.1 Concreto

El concreto es un material pétreo obtenido al combinar proporciones adecuadas de cemento, arena, grava o algún otro agregado y agua, para endurecer con las formas y dimensiones de la estructura diseñada (Nilson, Darwin y Nolan, 2004).

2.2.3.2 Acero

Aleación hierro-carbono, capaz de ser deformado plásticamente, con concentraciones de carbono que no deben exceder el 2%, pudiendo contener otros elementos de aleación, metálicos o no, así como también impurezas propias del proceso de fabricación (Porrero, 2009).

Algunas propiedades que conviene revisar, y que aplican de igual forma a ambos materiales, son:

1. Coeficiente de Poisson (μ): es la relación entre la deformación por acortamiento en la dirección de la carga y la expansión en la dirección transversal (Porrero, 2009).

2. Relación Tensión-Deformación Unitaria (f-ε): obtenida por medio de ensayos a compresión, en los cuales se incrementa la tensión f y se mide el cambio de longitud ΔL de una base de medición L_0 ; el cociente $\Delta L/L_0$ se designa ϵ , y se denomina deformación unitaria (Porrero, 2009) a compresión en este caso.

3. Modulo de Elasticidad (E): Porrero (2009) lo define como la relación entre la tensión aplicada y la deformación unitaria, teniendo a la tensión, medida en kgf/cm^2 y a la deformación (ϵ) valor adimensional, las unidades del módulo serán las mismas de la tensión.

2.2.3.3 Muros de Mampostería confinados por Marcos.

El comportamiento de muros de mampostería confinados por pórticos ha sido objeto de diversas investigaciones desarrolladas, y estas han encontrado que muro y pórtico trabajan inicialmente como una columna global ancha en la que las columnas del marco confieren casi toda la rigidez a flexión, en tanto el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes (Bazán y Meli, 2004). Sin embargo, estos mismos autores (2004) también indican que si el muro de mampostería y el pórtico no se encuentran vinculados debidamente con conectores de corte, estos se separarán en esquinas opuestas del marco, ver Fig.2.9 en presencia de cargas laterales incluso si estas son bajas; indican que se generan fuerzas axiales, momentos y cortantes en vigas y columnas, restan importancia a los momentos por generarse en la proximidades de los nodos. El caso de las fuerzas cortantes sí son de considerarse, y en el muro aparecen esfuerzos compresivo importantes en las esquinas que están en contacto con el pórtico, en las otras esquinas se genera tal tensión que la mampostería que el muro pudiera agrietarse diagonalmente.

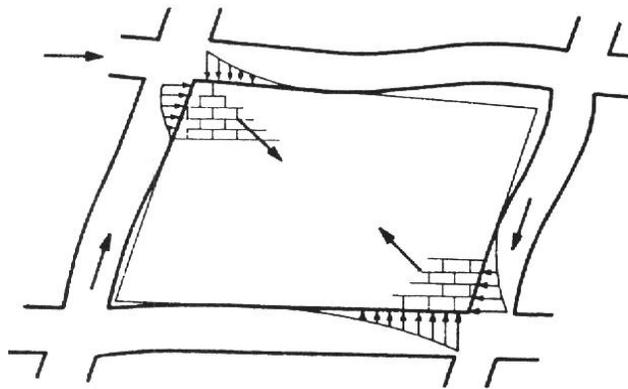


Fig. No.2.9 Interacción Mampostería-Pórtico. Tomado de: CENAPRED (1999).

Sabiendo que el agrietamiento puede generarse aun en sismos moderados, se hace necesario determinar las propiedades de la mampostería para así modelar su comportamiento. Así, que convencionalmente se idealiza cada muro confinado como una diagonal equivalente en compresión dentro del pórtico, ver Fig. No.2.10 asignándole las propiedades características de la mampostería, como espesor y módulo de elasticidad encontradas para el tipo de mampostería que se emplee.

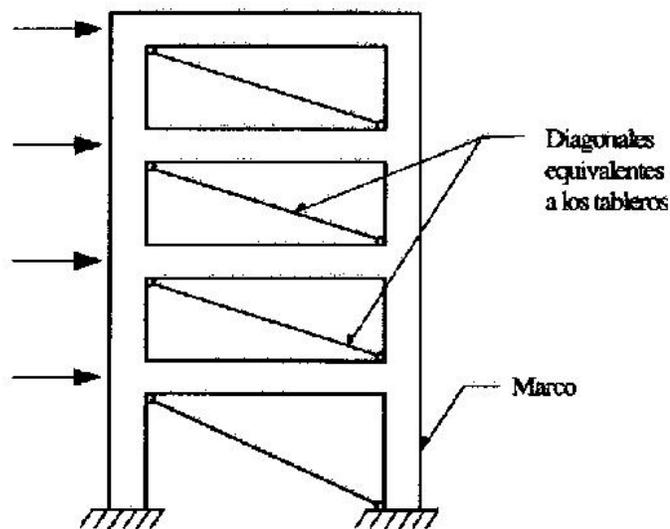


Fig. No.2.10 Diagonales Equivalentes. Tomado de: Bazán y Meli (2004).

1. Método de Elementos Finitos.

Es un método ampliamente usado, según Bazán y Meli (2004), es la herramienta más poderosa para el análisis de estructuras complejas por su composición o geometría y que de forma práctica proporciona resultados exactos en casos de problemas elásticos lineales. En esencia, el método se basa en “dividir la estructura en subregiones, llamados elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos, en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos; los posibles desplazamientos y giros nodales constituyen grados de libertad” (Bazán y Meli, 2004). Esta técnica fue la escogida para la mampostería en los modelos del Ala Sur de esta investigación.

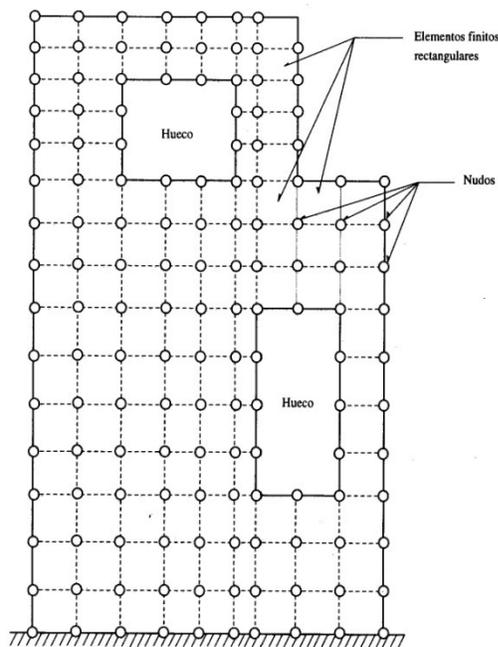


Fig. No.2.11 Una representación de un muro empleando el método de los elementos finitos. Tomado de: Bazán y Meli (2004).

2.2.4 Indicadores de Vulnerabilidad.

El desarrollo de herramientas que ayuden a establecer la condición de una estructura, en términos de su vulnerabilidad resulta fundamental al momento de tomar decisiones en cuanto a la implementación de acciones correctivas y asignación de los recursos que ellas impliquen, de esta forma, el uso de dinero y tiempo son optimizados y dirigidos primordialmente a los casos que más lo requieran.

2.2.4.1 Índice de Priorización.

Es un procedimiento desarrollado por FUNVISIS en 2011, que busca establecer de modo preferente, cuáles edificaciones deben recibir mayor atención por poseer características que a los efectos de esta herramienta evidencian vulnerabilidades, de ese modo poder emprender la realización de estudios en los cuales se pueda comprobar la competencia estructural de una edificación y en caso de que esta sea insuficiente, generar las medidas correctivas necesarias.

Esta útil herramienta de trabajo incorpora para la estimación del índice, factores como el índice de amenaza, índice de vulnerabilidad e índice de importancia, el valor encontrado no es plenamente descriptivo, es a partir de un volumen de estructuras estudiadas que puede establecerse cuales estructuras ameritan estudios más detallados al hacerse una comparación entre los resultados encontrados.

Si bien la planilla de levantamiento de una estructura incorpora datos como la identificación del edificio, ubicación, entre otros; el cálculo del índice de priorización se realiza mediante la siguiente fórmula:

$$I_p = I_A * I_v * I_i \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

I_A : índice de amenaza.

I_V : índice de vulnerabilidad.

I_I : índice de importancia.

1. Índice de Amenaza.

El índice de amenaza es un valor que puede variar entre 0,23 y 1, está referido a los valores de aceleraciones típicos que ofrece la norma venezolana de sismorresistencia, y en el caso de la ciudad de Caracas se puede disponer de mayor detalle al contar con los valores que aporta el proyecto de microzonificación sísmica publicado por FUNVISIS en el año 2009 para esa ciudad y que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla No. 2.1 Índices de Amenaza para el Área Metropolitana de Caracas.

Fuente: FUNVISIS, (2011).

Macrozona	A_0 (g)	I_A	
		Sin efectos topográficos.	Con efectos topográficos.
Sur	0.30	0.68	0.75
Centro Sur	0.265	0.60	0.66
Centro Norte	0.28	0.64	0.70
Norte	0.30	0.68	0.75

La inclusión de efectos topográficos depende de la ubicación de la estructura sobre el terreno, y esta será hecha cuando la edificación se encuentre en la mitad superior de una ladera cuya pendiente sea mayor a 20° (36% aproximadamente), o que estando en la cima se encuentre a una distancia de la cresta menor a la altura H (FUNVISIS, 2011). La siguiente imagen ilustra lo antes expuesto.

2. Índice de Vulnerabilidad.

El índice de vulnerabilidad viene dado por la siguiente ecuación:

$$\sum_{i=1}^6(\alpha_i * I_i) = I_v \text{ (Ec. 2.2)}$$

Donde:

I_i : índice de vulnerabilidad "i" y α_i es su peso relativo (FUNVISIS, 2011) y cada uno va de los siguientes tópicos:

Tabla No.2.2 Índices de Vulnerabilidad y Pesos Relativos. Fuente: Informe Técnico: Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico. Fuente: FUNVISIS, (2011).

I_i	Vulnerabilidad Asociada a	α_i
I_1	Antigüedad y Norma Utilizada	0.25
I_2	Tipo Estructural	0.30
I_3	Irregularidad	0.25
I_4	Profundidad del Depósito	0.10
I_5	Topografía	0.05
I_6	Grado de Deterioro	0.05

- **Índice de Vulnerabilidad Asociado a la Antigüedad (I_1).**

Este factor trata de la edad de la estructura y la norma que regía para el momento en que esta fue hecha, entendiendo que los edificios con mayor antigüedad son más vulnerables. Si una edificación fue construida bajo diferentes normas, se considerará el valor más desfavorable como el válido.

Tabla No. 2.3 Los diferentes índices asociados a la antigüedad de la estructura. Fuente: FUNVISIS, 2011.

Año de la Construcción (t)	t ≤ 1939	1939 < t ≤ 1947	1947 < t ≤ 1955	1955 < t ≤ 1967	1967 < t ≤ 1982	1982 < t ≤ 1998
I₁	90	70	70	90	50	30

- **Índice de Vulnerabilidad Asociado al Tipo de Estructura.**

Dependiendo del tipo de estructura se asigna un valor tomado del informe técnico generado por FUNVISIS, entendiendo que la presencia de tipos de estructura que ofrezcan menor rigidez poseerán valores mayores de índice de vulnerabilidad; el rango de valores se encuentra entre 10 para la tipología más rígida y 100 para la menos rígida, viviendas construidas en muros de concreto armado en dos direcciones y viviendas de construcción precaria respectivamente. El valor asociado para este caso fue de 40; “Pórticos de Concreto Armado Rellenos con Paredes de Bloques de Arcilla o Concreto”.

- **Índice de Vulnerabilidad Asociado a Irregularidad.**

Este índice afecta el valor del propio índice de vulnerabilidad en caso de encontrarse irregularidades estructurales que presupongan una desmejora en el desempeño de un edificio, entre algunas de ellas se pueden mencionar la ausencia de vigas altas, entresijos débiles o blandos, asimetrías y/o aberturas importantes, adosamiento (este último presente en este caso de estudio) entre otros.

- **Índice de Vulnerabilidad Asociado a la Profundidad del Depósito.**

Permite aumentar el índice en aquellas situaciones en las cuales se conozca que la profundidad del depósito sea grande; debido al posible aumento de la amplitud del sismo que se generaría si fuera el caso, como ocurrió en el terremoto de Caracas de 1967. Tomando el Informe de Microzonificación Sísmica desarrollado para la ciudad de Caracas y dadas las características del Ala Sur del Hospital de Niños (Edificio de más de seis niveles) se asignó un índice de 100.

- **Índice de Vulnerabilidad Asociado a la Topografía.**

Tomando como apoyo al procedimiento para la priorización desarrollado por FUNVISIS, en el presente caso de estudio no se incorporó efecto alguno por concepto de la topografía.

- **Índice de Vulnerabilidad Asociado al Grado de Deterioro.**

Se asignan valores en función del Grado de deterioro encontrado en los diferentes elementos estructurales, mampostería, y a modo genérico en toda la estructura.

3. Índice de Importancia.

Este valor busca incorporar al estudio, el uso de la edificación y el número de personas que en ella suele encontrarse, y que muy probablemente se encuentre a la hora de un evento sísmico.

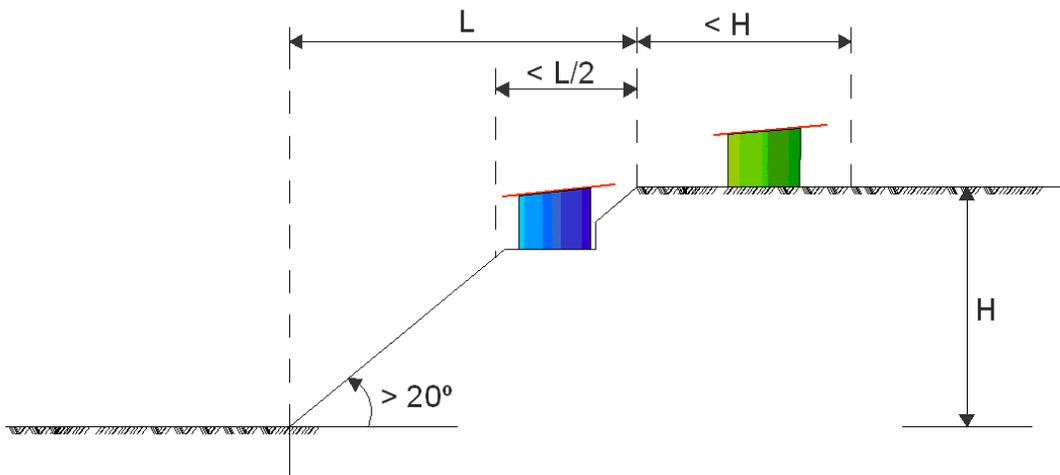


Fig. No. 2.12 Estructuras donde se incorpora el efecto topográfico.

Una vez obtenidos todos los datos necesarios, se realiza el cálculo del Índice de Priorización.

2.2.4.2 SismoCaracas

Distintos terremotos han demostrado que las viviendas populares suelen ser muy vulnerables por no ser construidas siguiendo los lineamientos de normas sismorresistentes, prueba de ello fue el terremoto de Haití; sin embargo, no solo las viviendas populares pueden evidenciar su vulnerabilidad a la hora de un sismo, también aquellas estructuras que hayan sido diseñadas siguiendo las pautas de normas antiguas se han visto afectadas ante la ocurrencia de un sismo por no incorporar criterios que brindaran la debida protección. En Venezuela la mayoría de las viviendas populares ha sido construida sin tomar en cuenta las normas sismorresistentes y se cree que el 50% de de la infraestructura del país fue construida con normas que resultan insuficientes frente a los requerimientos que hoy se tienen (FUNVISIS, 2011).

Esta situación expone la necesidad que tiene principalmente el Estado de implementar programas que den un diagnóstico de la condición de las estructuras nacionales y se establezcan los refuerzos necesarios según sean los diferentes casos.

SismoCaracas es un proyecto emprendido por FUNVISIS, enfocado en dar diagnóstico a edificaciones que dada su importancia (debido al uso, cantidad de personas que las ocupen, relevancia histórica o incluso estratégica) son estructuras cuya integridad es de alto valor, y es de interés de FUNVISIS analizarlas para así establecer en qué condiciones se encuentran estos edificios, de este modo se podrían tomar las acciones preventivas o correctivas que sean necesarias si este fuese el caso. La tarea inicial es implementar el proyecto en el área de la Gran Caracas, para luego poder implementarlo en edificaciones emblemáticas del resto del país.

CAPÍTULO III

MÉTODO

El método fue hecho en colaboración con el equipo de FUNVISIS y siguiendo algunos de sus lineamientos establecidos en uno de sus documentos: Términos de Referencia; Criterios de Análisis y Evaluación de Edificaciones, Lineamientos Generales; y en la guía Uso del Programa de Análisis para el Análisis y Evaluación de Edificaciones.

3.1 Recopilación de Información Documental.

Esta parte de la investigación consistió en la obtención de información relativa al hospital y su vulnerabilidad bien sea a través de planos encontrados, reseñas históricas, reportes de daños sufridos en sismos previos, información cartográfica, aerofotográfica, documental e incluso referencial. Esto se realizó con las mismas visitas al hospital, buscando información histórica en diferentes lugares: la biblioteca de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela, diferentes oficinas de la Biblioteca Central de la referida casa de estudios, solicitando información en la Alcaldía del Municipio Libertador, Ministerio de Salud, Academia Nacional de la Historia, Academia de Ciencias, diferentes fundaciones, sede de los Bomberos del Distrito Capital e incluso en Cartografía Nacional.

Todo este trabajo fue realizado debido a que el Hospital de Niños J.M. de los Ríos no dispone de la información necesaria en lo relativo a los años de construcción de los edificios que componen el conjunto, tampoco se encuentran todos los planos de las diferentes estructuras que lo integran, y

los que se encuentran pertenecen mayormente a las construcciones más recientes, sin mencionar que estos no están debidamente resguardados.

El interés en conocer el año de construcción de los diferentes módulos reside en poder identificar cual norma constructiva regía en el país para el momento del diseño y quizá construcción del edificio; y de este modo establecer si este fue construido empleando criterios de ingeniería sismorresistente, esto es, después del terremoto de Caracas en julio de 1967, así como también poder identificar cuales instalaciones soportaron el último sismo considerado de gran importancia en la Ciudad de Caracas. De esta forma se daría prioridad a aquellas construcciones implantadas antes de esa fecha ya que se hacen de particular interés puesto que su competencia podría estar mucho más comprometida por no haber sido construidas empleando técnicas más apropiadas a las características sísmicas del país y aunado a lo anterior por haber soportado los embates del mencionado sismo de 1967 careciendo “presuntamente” de las características mencionadas anteriormente.

En la actualidad no han podido ser determinadas con exactitud la fecha de construcción de la obra, pero ya se ha podido encontrar planos de la estructura que integra al complejo de edificios.

En base a lo expuesto fue escogido el Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos, cuya fecha de construcción se entiende estuvo en la década de 1950, para el estudio del presente Trabajo Especial de Grado.

También debe decirse que el referido módulo tuvo una expansión de un nivel sobre su planta original, y esta fue hecha en estructura de acero, otra razón más para el estudio de esta estructura. Una descripción más completa de esta ampliación se puede encontrar más adelante en los resultados.

3.2 Inspección de la Edificación.

3.2.1 Identificación de la Edificación, Características, Tipología.

Se realizaron distintas visitas al Hospital de Niños J.M. de los Ríos, con diferentes propósitos, inicialmente con el fin de identificar características en la estructura que indicaran la existencia de vulnerabilidad al menos de modo cualitativo, esto en un primer acercamiento y así poder establecer también la tipología estructural del edificio. Identificar en cuantos módulos se encuentra dividido el hospital; el reconocimiento de pórticos en dos direcciones, presencia de vigas altas, de juntas de construcción, materiales de construcción en la obra, ubicación de masas excesivas ubicadas en algún nivel, irregularidades en elevación, irregularidades en planta, si se produce algún adosamiento entre estructuras y qué tipo de adosamiento se genera (losa - losa o losa - columna), y materiales de construcción. La *Planilla de Identificación de Edificaciones* (FUNVISIS, 2011) desarrollada e implementada por la fundación fue un útil instrumento aplicado en el Ala Sur a fin de establecer con un análisis rápido y sencillo la vulnerabilidad del edificio en cuestión, imágenes de esta se pueden encontrar en el Anexo A.

3.2.2 Vulnerabilidad Sísmica.

La implementación de herramientas que además de los cálculos que este Trabajo Especial de Grado contempla, son de gran utilidad ya que permiten ubicar de modo cualitativo la realidad de la estructura del Ala Sur, en el contexto de otras edificaciones más o menos vulnerables que ella e incluso de aquellas estructuras que conforman el hospital. La utilización del Índice de Priorización con su: Planilla de Inspección de Edificaciones, desarrollados por FUNVISIS, fue de gran utilidad para ponderar la condición del edificio estudiado.

El procedimiento de obtención del índice de priorización es el expuesto en el punto 2.2.4.1 del Marco Teórico.

3.2.3 Levantamiento Geométrico del Edificio.

Para poder realizar el modelado de la estructura se necesita conocer entre otras cosas pero fundamentalmente las dimensiones de los elementos estructurales que componen al edificio, igualmente, para hacer un análisis más preciso debe saberse la magnitud de las cargas producidas por la mampostería y que serán transmitidas a la losa y a los elementos estructurales especialmente en el caso de las paredes perimetrales (fachadas), reflejar la arquitectura del edificio en planos y videos conforma parte de los objetivos del presente Trabajo Especial de Grado, de manera pues que las actividades de este punto se ven justificadas para la consecución de distintas metas de esta investigación.

Consistió en la medición de las distancias entre ejes de columnas, alturas de entresijos, secciones de vigas y columnas, espesores de losas, sobrepisos, alturas y espesores de paredes, aberturas, puertas y ventanas, en fin todas aquellas medidas que se consideren necesarias a los fines ya descritos.

Al comienzo el levantamiento geométrico fue realizado sin poder contar con el respaldo de planos del edificio actualizados ni originales, razón por la cual se hicieron las mediciones de los elementos referidos sin poder establecer en un principio la correspondencia entre las dimensiones hechas y aquellas que fueron establecidas en el diseño original.

En general, las dimensiones de las columnas pudieron medirse, algunas con dificultad por el acceso a la zona en la donde se encontraban y otras porque aparentemente sirven para fijar ductos y se encuentran recubiertas de mampostería (“embonadas”).

Transcurrido un tiempo de investigación y búsqueda se pudieron encontrar los planos estructurales del edificio, casi la totalidad de las vigas y todas las columnas (sin contar las columnas encontradas en una ampliación, que será descrita más adelante) pudo ser identificada, estos planos mostraban dimensiones y tipo de armado que las conforma; estas características son asumidas como ciertas a menos que mediciones en campo indicaran lo contrario. Si bien fue hecho el escaneo de algunos elementos en busca del acero de refuerzo este no se realizó a la totalidad de los elementos debido a la dificultad en el acceso a algunas zonas ya mencionadas, disponibilidad de tiempo del equipo para las inspecciones y limitaciones en el traslado de este al hospital; debe decirse que el escaneo es un servicio que prestó el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la UCV y cuyos costos fueron cubiertos por FUNVISIS.

También debe indicarse que durante el tiempo que duró esta investigación no se tuvo acceso a diferentes niveles del edificio, las razones argumentadas por las autoridades del hospital fueron que en los niveles en cuestión se estaban realizando remodelaciones en algunos niveles, y el resto de los niveles restringidos estaban sirviendo de almacén de los equipos nuevos que serían utilizados en las plantas una vez remodeladas, otra razón en el caso del primer piso que efectivamente estaba operativo fue el hecho de que en este nivel funciona el área de terapia intensiva.

3.3 Planos del Edificio y Generación de Video.

A partir de la información levantada en campo y de la información documental encontrada se procedió con la elaboración (mediante programas de dibujo) de diferentes planos del edificio en dos dimensiones (2D) que en su momento serán útiles para el modelado del mismo, y la digitalización de los planos originales e igualmente se hizo una representación en tres

dimensiones (3D) del edificio en donde se muestran las características más importantes del edificio, y a partir de este dibujo se realizó una animación en la cual se aprecia un recorrido por el exterior e incluso el interior de la obra en cuestión.

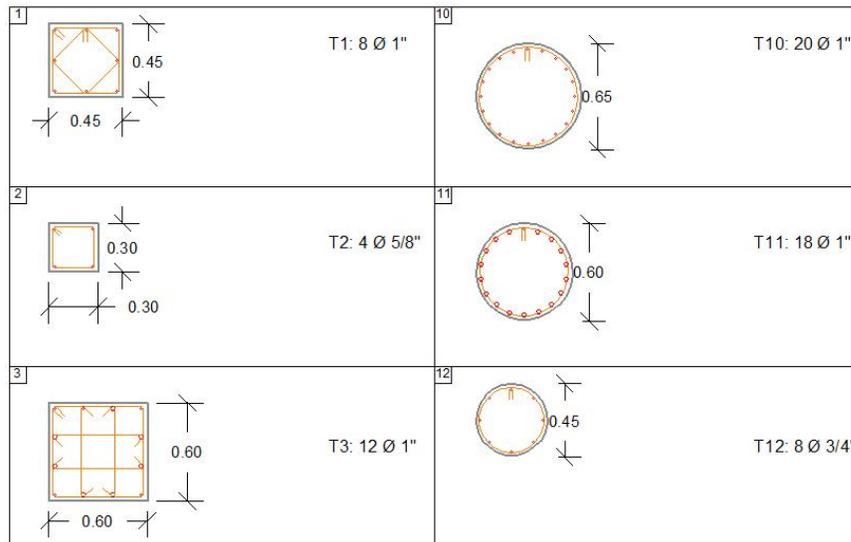


Fig. No. 3.1 Parte del plano de secciones de columnas elaborado.

3.4 Revisión de Materiales que Componen el Edificio.

La verificación de los materiales que componen la estructura: columnas, vigas, losas y la mampostería es decir, la identificación de ellos y en aquellos casos que sea posible la determinación de las propiedades mecánicas más importantes a los efectos de este estudio mediante el uso de ensayos mecánicos que fueron realizados por el IMME en sus instalaciones una vez obtenidas las muestras de material en campo.

En aquellos casos en los que no fueron realizados ensayos mecánicos, se determinaron los valores de resistencias de la mampostería y del concreto luego de consultar diferentes bibliografías y en diferentes reuniones con profesores.

En el caso de los elementos estructurales fue importante determinar la separación entre ligaduras en el caso de las columnas y estribos para las vigas, igualmente la determinación de la cantidad de barras de acero de refuerzo longitudinal se encontraban por cara, todo esto fue posible realizarlo mediante el escaneo en algunos elementos expuestos y con facilidad para acceder a ellos.

3.5 Elaboración del Modelado del Edificio por medio de un Programa de Análisis Estructural.

La realización de los diferentes modelos del edificio en el programa de análisis abarcó la definición de su geometría externa, distancia entre ejes, definición de los elementos estructurales como columnas y vigas tal como están especificados en los planos originales de la obra, o en caso contrario en las mediciones hechas en campo, esto es tanto dimensiones externas como el armado de estos componentes, específicamente las áreas de acero longitudinal. La definición de alturas de entrepiso, espesores de losas y todas aquellas características que fueron necesarias incorporar para obtener el modelo más similar posible a la estructura real.

3.5.1 Criterios de Diseño para la Elaboración de los Modelos Matemáticos.

Entre las consideraciones que se tuvieron para la realización de los modelos están:

- **Propiedades de los materiales:** a los diferentes materiales empleados se le asignaron valores, de Módulo de Elasticidad, resistencia, según fuera el caso. (Ver Capítulo IV: Resultados, aparte 4.6)

- **Pesos:** Fue realizado el debido análisis de cargas, así como el cálculo del peso de todo el edificio; incluyendo el peso sísmico (Capítulo IV: Resultados, aparte 4.7)
- **Rigidez de la junta:** se supusieron juntas rígidas en las estructuras de concreto armado, con 50% de brazo rígido en los extremos de las vigas y columnas.
- **Apoyos:** fueron asumidas columnas perfectamente empotradas a nivel del suelo, siendo que no hubo un estudio de suelos que demostrara lo contrario.
- **Inercia de los elementos:** elementos estructurales fueron afectados por factores de minoración de rigidez, con el fin de simular el agrietamiento que estos elementos sufren durante un sismo; la ACI 318-08 en su artículo 10.10.4.1 recomienda emplear:

Tabla No. 3.1 Factores de Minoración para obtener elementos con Inercia Reducida.

Elemento Estructural	Flexión	Corte
Columnas	0,70	0,4
Vigas	0,35	

Fuente: ACI, 2008.

- **Paredes:** se evaluó el efecto de la mampostería sobre la rigidez solo en aquellos casos en donde la pared ocupe el área libre del pórtico; en cualquier otro caso el efecto de la mampostería afecta a modo de carga sobre la losa o viga en donde se encuentre. La incorporación de muros de mampostería fue hecha utilizando el método de elementos finitos.

A continuación se presentará un resumen del modo en el cual se realizó el modelado de la estructura en forma genérica, empleando el programa de análisis.

3.5.2 Modelos del Edificio.

Se realizaron diferentes modelos del edificio, con el uso del programa de análisis estructural ETABS®; incorporando progresivamente en ellos, elementos que se considera son importantes en el desempeño de la estructura ante la ocurrencia de un sismo, y de este modo poder discriminar el efecto que ellos tienen en la respuesta; los modelos que se realizaron son:

- **Modelo 1 (M1):** Este modelo comprende la estructura de concreto de ocho niveles, (columnas, vigas, losas de entrepiso y techo) incluyendo las escaleras que forman parte integral del edificio. Inercia Gruesa de los Elementos Estructurales. Si bien el efecto de la mampostería en la rigidez no fue incluido, sí se incorporó la carga que esta aporta a las losas de entrepiso y vigas perimetrales.
- **Modelo 2 (M2):** este modelo representa a **M1** con la adición de la ampliación del noveno nivel instalado en estructura de acero. Igualmente se trabajó con Inercia Gruesa de los Elementos Estructurales. Dado que no fue posible realizar el levantamiento geométrico en este nivel y solo pudo ser inspeccionado una vez, las dimensiones de las columnas fueron asumidas al igual que las dimensiones y la disposición de la losa de tableros, en función de lo observado.
- **Modelo 3 (M3):** en este caso se incorpora al Modelo 1 el efecto que la mampostería ejerce sobre la rigidez del edificio y se trabajó con la Inercia Reducida de los Elementos Estructurales.
- **Modelo 4 (M4):** se evalúa en este modelo el efecto de la mampostería sobre el Modelo 2 y se trabajó con la Inercia Reducida de los Elementos Estructurales.

3.5.2.1 Sistemas de Coordenadas y Cuadrículas.

Una vez definidas las unidades de trabajo, se inicia el modelado dando las características geométricas del edificio empleando sistema de coordenadas y cuadrículas, el programa genera una malla en la cual están ubicados los ejes del edificio, en este ítem se definen: número de ejes en las direcciones X y Y, separación entre ejes, alturas de los niveles y similitud de ellos, esto último a conveniencia del usuario. La figura No. 3.2 muestra la ventana desplegada por el programa para tal fin.

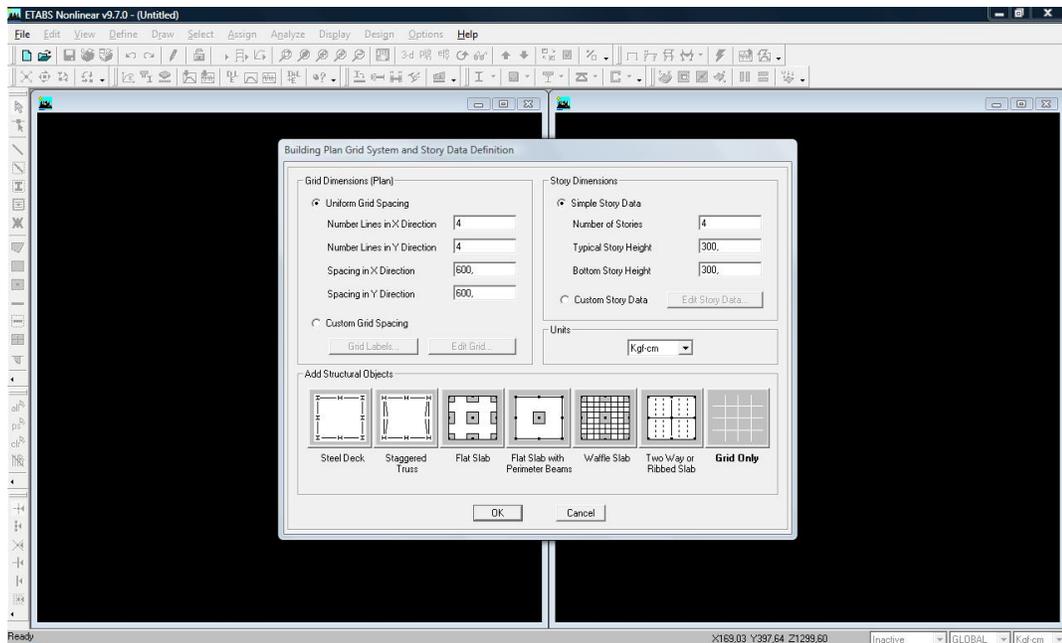


Fig. No. 3.2 Definición de Geometría del Edificio.

3.5.2.2 Definición de Propiedades de los Materiales.

Las propiedades mecánicas de los materiales que componen los elementos estructurales del edificio, fueron establecidas basadas en los resultados arrojados por los ensayos que se le hicieron a diferentes muestras de acero encontradas en el hospital y cuyos valores se correspondieron con los exigidos en el momento de su fabricación, esto es, la década de 1950. En

el caso del concreto se estimó colocar la resistencia de diseño multiplicada por un factor igual a 1.5 que supone la sobrerresistencia, del material, este aumento se basó en los lineamientos establecidos por la Agencia Federal del Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) en su estándar FEMA 356 (FEMA, 2000).

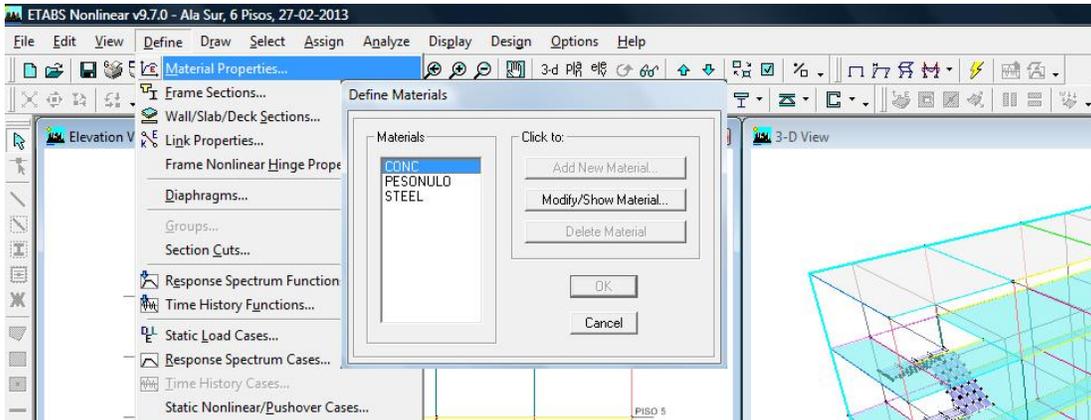


Fig. 3.3 Definición de Propiedades de Materiales empleados.

La ventana en donde se realiza la asignación de valores se presenta a continuación en la figura No. 3.4.

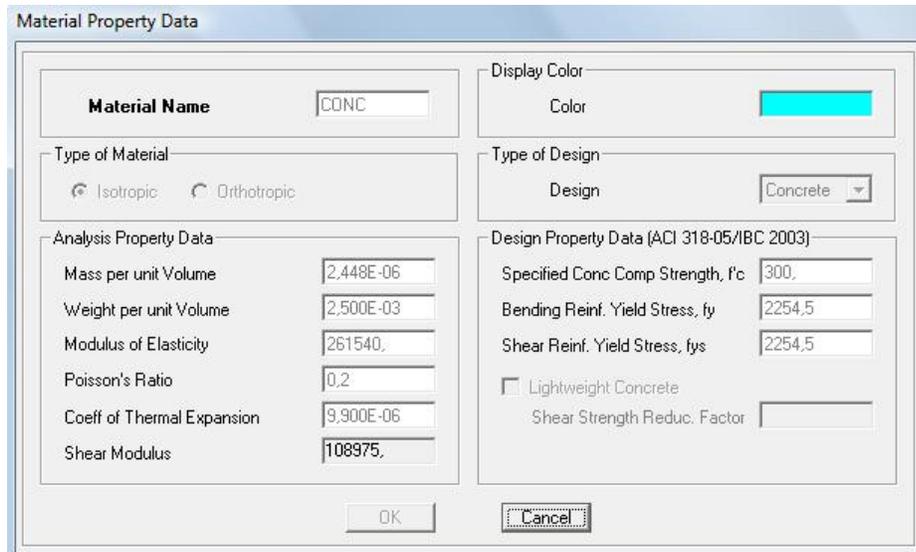


Fig. 3.4 Definición de Propiedades de Materiales empleados. Concreto.

3.5.2.3 Definición de Elementos Estructurales.

1. Definición de Columnas y Vigas.

La geometría de columnas y vigas así como el acero longitudinal de refuerzo, son establecidos en esta etapa, igualmente la nomenclatura que cada uno de estos elementos tiene tanto en el trabajo como en el archivo. La figura 3.5 muestra la secuencia de cómo se realizó la carga y definición de las diferentes secciones de columnas y vigas.

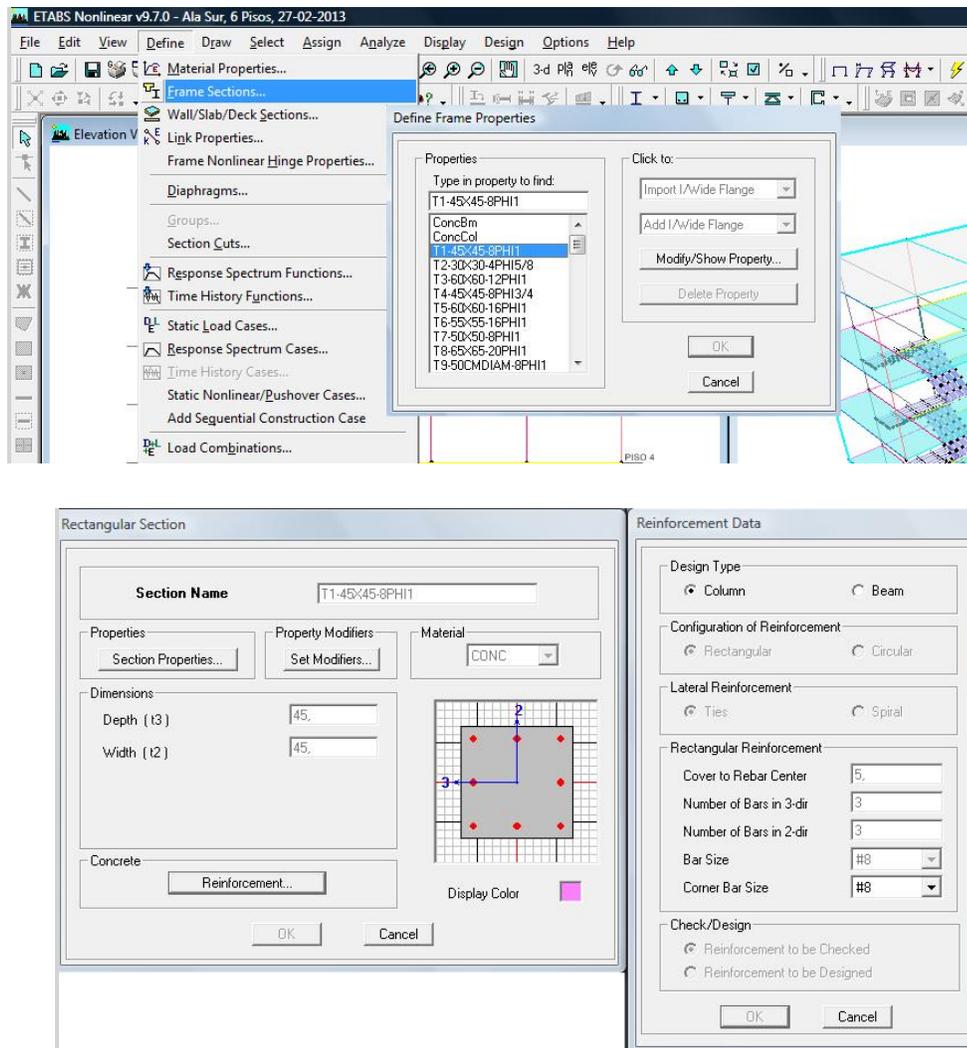


Fig. No. 3.5 Definición de una de las Secciones de Elementos Estructurales, en este caso la columna T1.

2. Definición de las Secciones de Losas.

Tal como en el punto anterior se definen las secciones de losa, en este caso dos diferentes tipos de losas, uno para entrepisos y otro para en nivel de la azotea, también se definió el hecho de que la losa cargara en dos direcciones. En el programa de análisis empleado las losas son colocadas sin especificar el armado. La figura 3.6 muestra la secuencia de acciones que hubo que realizar para definir las losas.

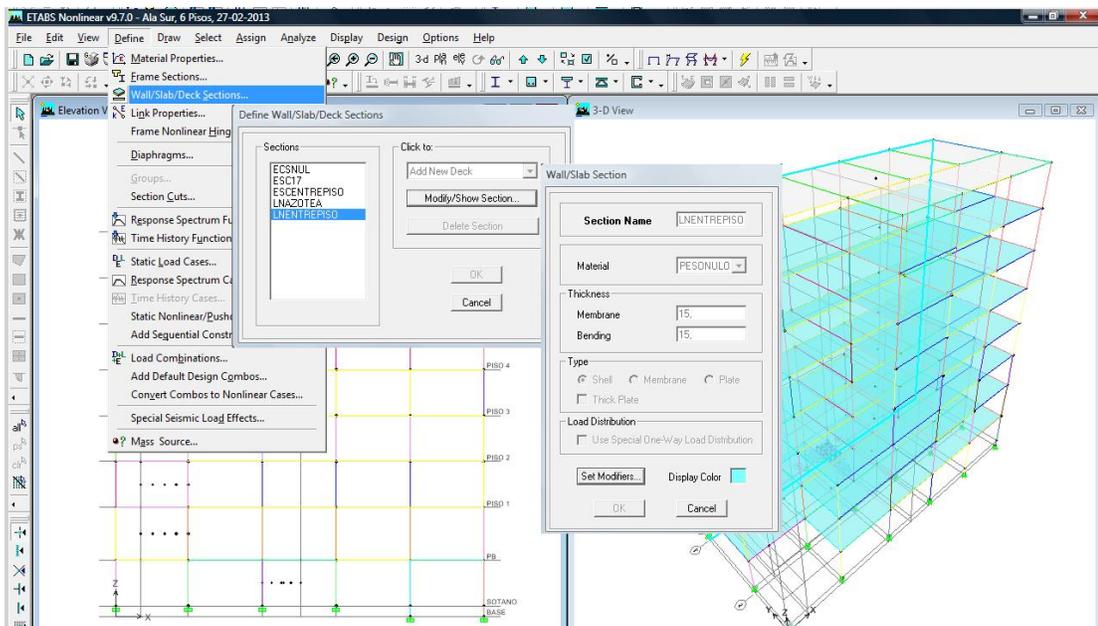


Fig. No. 3.6 Definición de una de las Secciones de losas que se encontró en el edificio, en esta oportunidad la losa de entrepiso.

3.5.2.4 Colocación/Dibujo de los Diferentes Elementos sobre la Cuadrícula.

De acuerdo a los diferentes datos encontrados en campo y en los planos se procedió a colocar los diferentes elementos estructurales en posición sobre el mallado de acuerdo a la posición, tipo de sección y altura o longitud del elemento según fuera el caso. Dada la cantidad de diferentes secciones

tanto de vigas como de columnas que fue encontrada, para facilitar la ejecución y evitar colocar secciones en ubicaciones incorrectas, se optó por escoger que el programa mostrara los elementos por sus secciones y no por el tipo de elemento, esto es, que cada sección de viga o columnas posee un color que difícilmente se repite, de haberse asignado tipo de línea habría habido un color para las columnas y otro para las vigas. La figura No. 3.7 muestra la imagen que el programa da de dos diferentes vistas del edificio, con las secciones de todos sus elementos ya definidas.

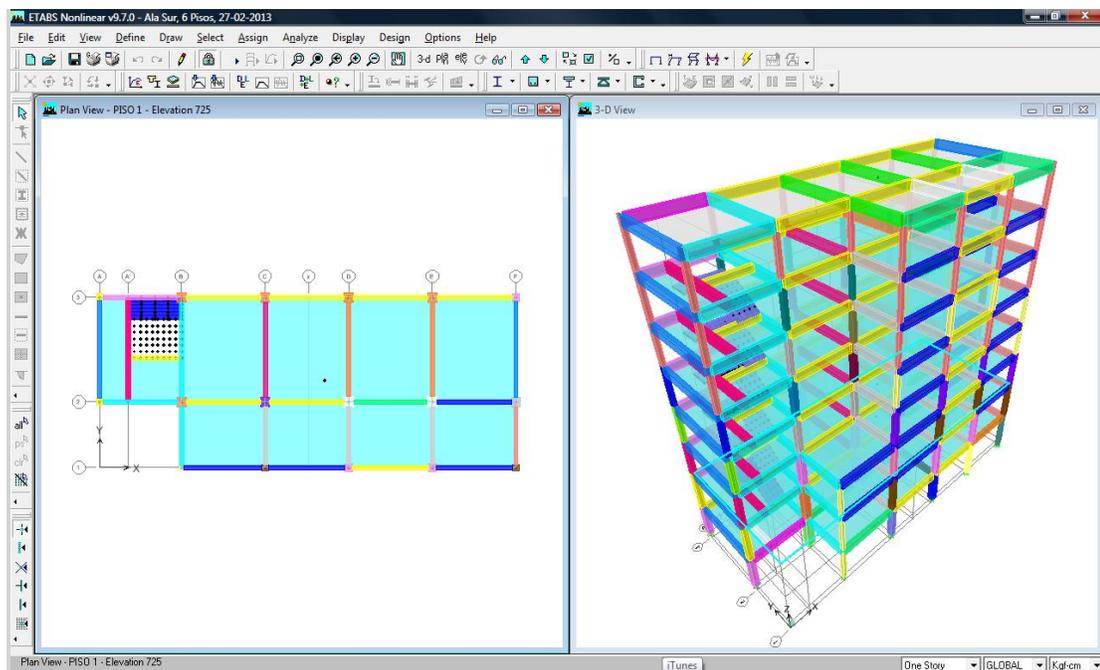
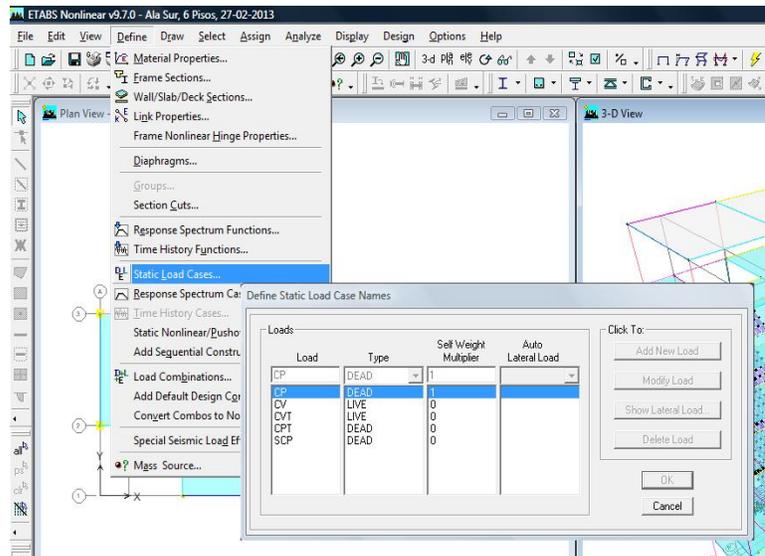


Fig. No. 3.7 Imagen del Edificio, obtenida en el programa de análisis.

3.5.2.5 Definición de los Casos de Carga Estática.

Este punto se refiere a la definición de los diferentes tipos de carga que serían empleados para realizar el modelado del edificio y establecer el origen de este tipo de carga, es decir, si corresponde a una carga permanente o variable. En este caso solo el factor multiplicador de la carga

permanente (CP) es igual a 1.00 y se corresponde con el peso propio (Dead); los demás casos los factores deben ser cero (0) en el ítem “Self Weight Multiplier” de este modo se incluye el peso propio una sola vez. La ventana desplegada por el programa para esta opción así como su selección son mostradas en la figura No. 3.8.



3.8 Definición de los Casos de Carga Estática del Modelo.

3.5.2.6 Asignación de Cargas a Elementos del Edificio.

Una vez estimadas los valores de las cargas que diferentes elementos de la estructura soportan, se procedió a asignar las cargas distribuidas lineal o superficialmente según fuese el caso, por ejemplo la carga atribuida a la mampostería que se encuentra sobre la losa fue asignada a esta última como una carga distribuida uniformemente sobre su superficie; por otra parte la carga que la mampostería de fachada impone a la estructura fue asignada de forma lineal a las vigas perimetrales del edificio con la excepción de la viga del eje A (1-2) ya que esta no posee paredes. Un ejemplo de caso de

carga asignado se muestra en la siguiente imagen esta vez para las vigas perimetrales.

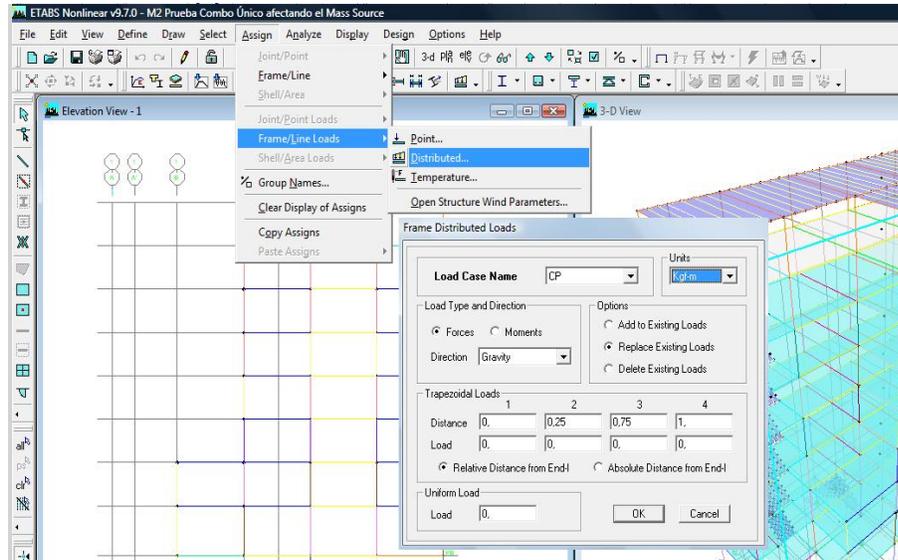


Fig. No. 3.9 Asignación de una Carga Uniformemente Distribuida Linealmente.

3.5.2.7 Definición del Espectro Sísmico.

El espectro sísmico incorporado para el presente caso de estudio se obtuvo del Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades de Caracas y Barquisimeto desarrollado por FUNVISIS (2009), asignando macrozonas y microzonas, así como también factor de importancia en función del uso de la edificación; y empleando un factor de reducción de respuesta (R) igual a dos (2), la función fue obtenida utilizando una aplicación desarrollada por Coronel y Pérez (2010).

La secuencia de ventanas y la función obtenida e incorporada al análisis son mostradas en las figuras No.3.9 y 3.10 respectivamente.

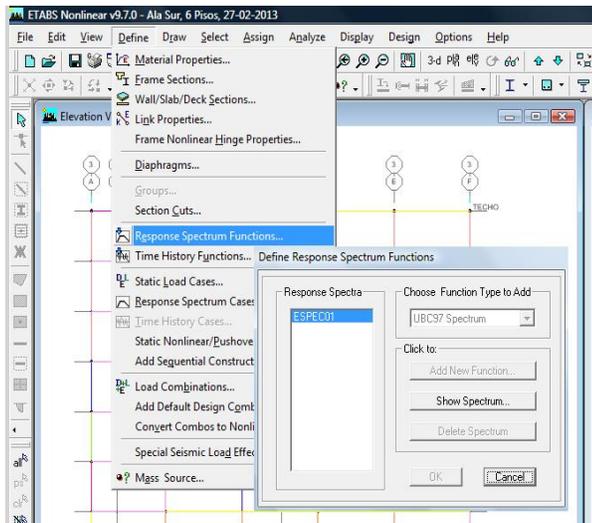


Fig. No. 3.10 Incorporación del Espectro Sísmico.

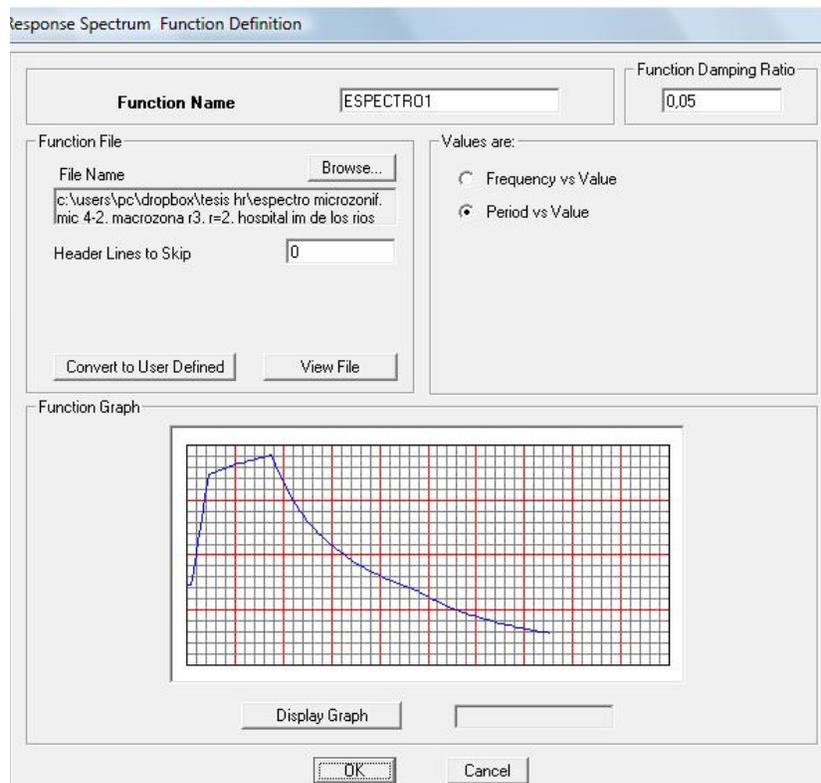


Fig. No.3.11 Espectro Sísmico empleado para el análisis.

3.5.2.8 Definición de Casos de Espectro de Respuesta.

Se tomó como combinación de las componentes horizontales a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo, tal como recomienda la norma COVENIN 1756-1:2001. *Edificaciones Sismorresistentes* (COVENIN, 2001). En cuanto a la combinación modal se tomó la combinación cuadrática completa, esto puede verse en la figura No.3.12.

Direction	Function	Scale Factor
U1	ESPECTRC	9.81
U2	ESPECTRC	9.81
UZ		

Fig. No. 3.12 Definición del Espectro de Respuesta.

3.5.2.9 Establecimiento de las Opciones de la Configuración del Análisis.

En esta etapa del modelado y tal como indica la norma se fijaron tres modos por nivel, en este caso se establecieron 24 modos en total. Tal como se observa en las siguientes imágenes.

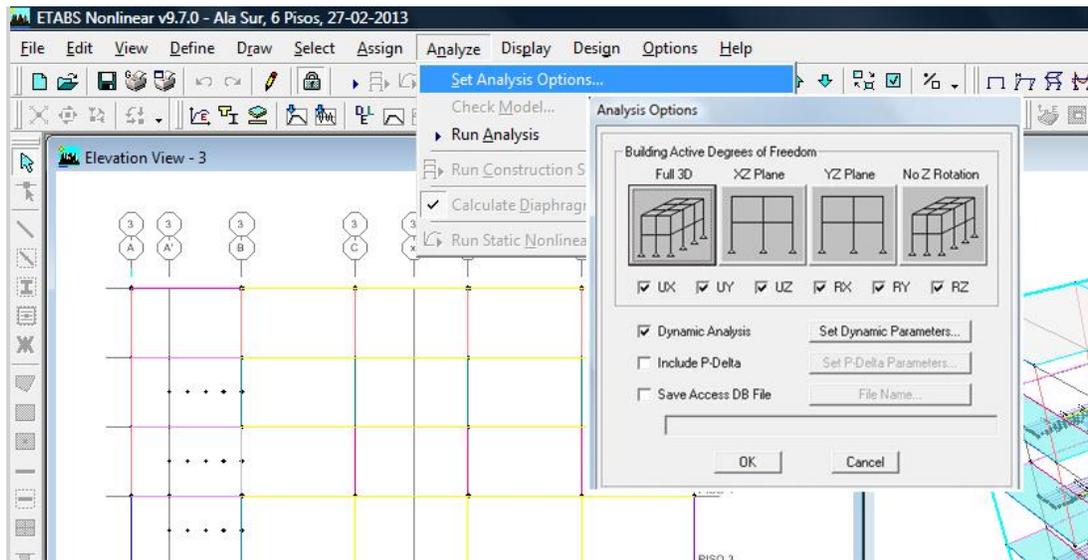


Fig. No. 3.13 Fijación del Número de Modos para el Ala Sur.

3.5.2.10 Exclusión de los Efectos de la Carga Sísmica Especial.

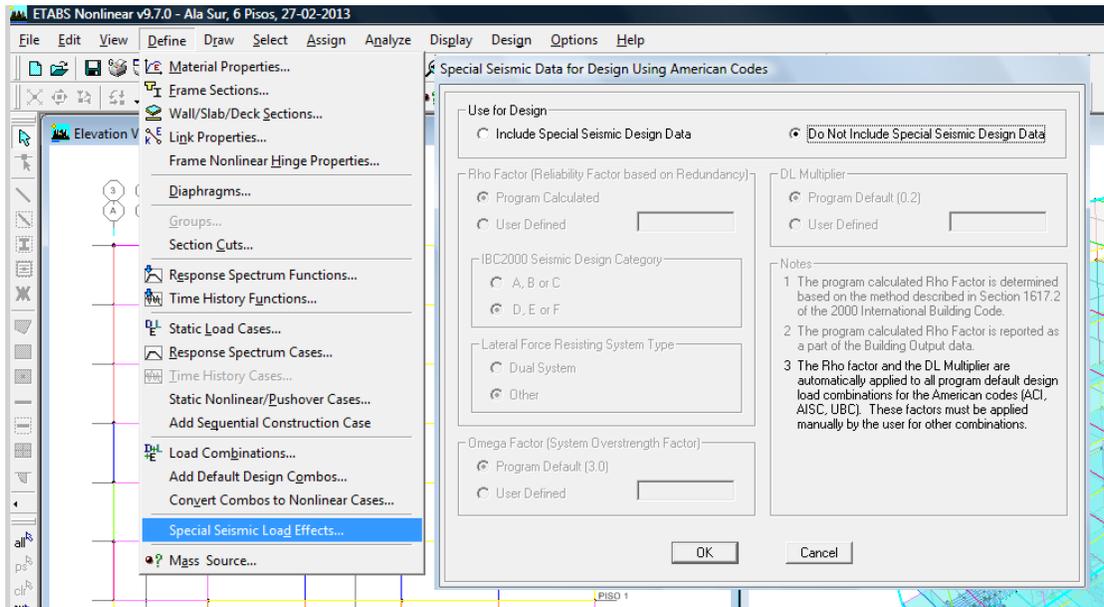


Fig. No. 3.14 Ventana donde se muestra la Acción realizada.

3.5.2.11 Definición de los Valores de Masa y su Origen.

Se tuvo que realizar una selección entre tres opciones: por masas especificadas, por cargas, y de la combinación de las anteriores, en este caso se definió que la fuente de la masa provenga de las cargas.

Por otra parte, tal como indica la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001. *Edificaciones Sismorresistentes* (COVENIN, 2001) se tomó el 100% de las acciones permanentes y 50% en el caso de las cargas variables, para edificaciones con este uso y en donde se puede dar concentraciones de público. Esta incorporación se muestra en la fig. No.3.15.

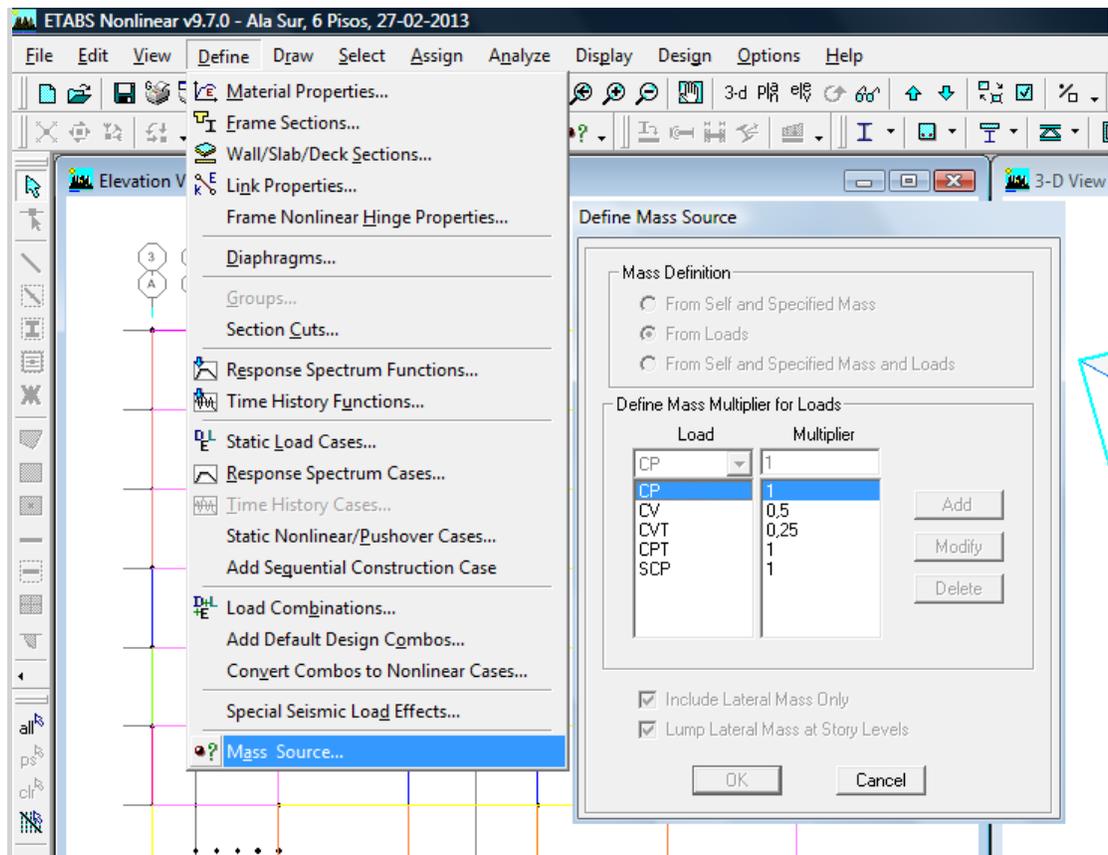


Fig. 3.15 Definición del Origen de las Masas.

3.5.2.12 Definición de los Diafragmas.

Se decidió emplear diafragma rígido en todos los niveles del edificio, y esta asunción fue incorporada en el modelado del programa de análisis tal como se muestra en la siguiente imagen.

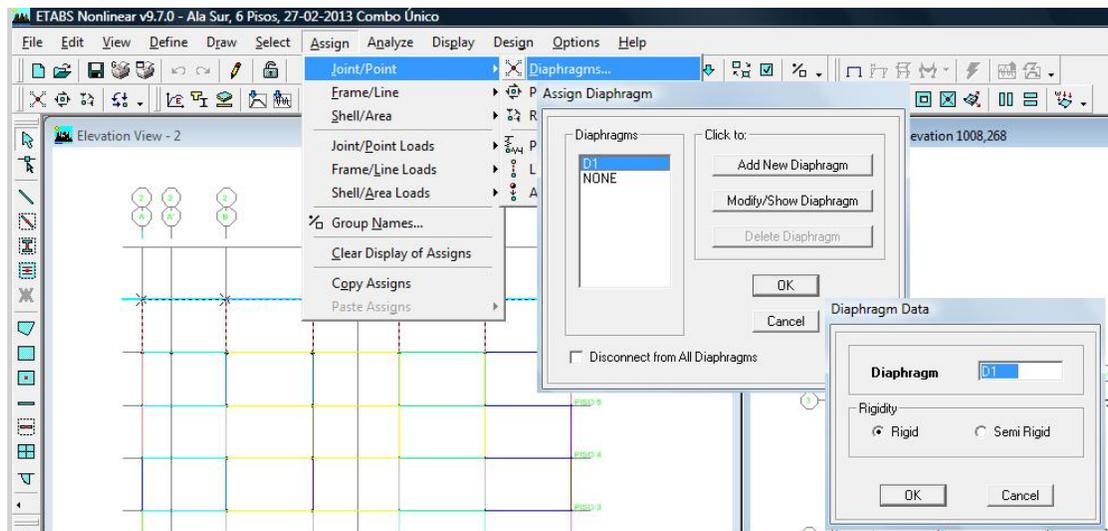


Fig. No. 3.16 Definición del Tipo de Diafragma.

3.5.2.13 Definición de los Brazos Rígidos.

El programa extiende la longitud de las vigas hasta los ejes de las columnas, esto supondría que los diagramas de momentos en toda la longitud de las vigas proporcionen valores que no se corresponden con la realidad, esta acción limita la extensión de la longitud de las vigas hasta la cara de las columnas (nodos) consecuentemente la repercusión de este cambio varia los valores en los diagramas de momento de las vigas.

3.5.2.14 Definición de las Combinaciones de Carga.

Tal como está fijado en la norma 1753:2006 *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural*, se establecieron las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.4CP \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$U = 1.2CP + 1.6 CV + 0.5CVt \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$U = [1.2+(0.2\alpha\phi\beta A_o)]CP + \gamma CV \pm S \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$U = [0.9 - (0.2\alpha\phi\beta A_o)]CP \pm S \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

CP : Carga Permanente.

CV : Carga Variable

CVt : Carga Variable en Techo

α : Factor de Importancia.

ϕ : Factor de Reducción de Resistencia.

β : Factor de Magnificación Promedio.

A_o : Coeficiente de Aceleración Horizontal.

S: Sismo Horizontal, definido por: $S = \sqrt{(S_x^2 + S_y^2)}$

Tabla No.3.2 Valores empleados para el cálculo de factor multiplicador de la Carga Permanente en las combinaciones de carga.

Factor	Símbol o	Valor
Factor de Importancia	A	1,30
Factor de Reducción de Resistencia	Φ	1,00
Factor de Magnificación Promedio	B	2,6
Coeficiente de Aceleración Horizontal	A_o	0,28

Todas estas combinaciones fueron incluidas en el modelado del edificio.

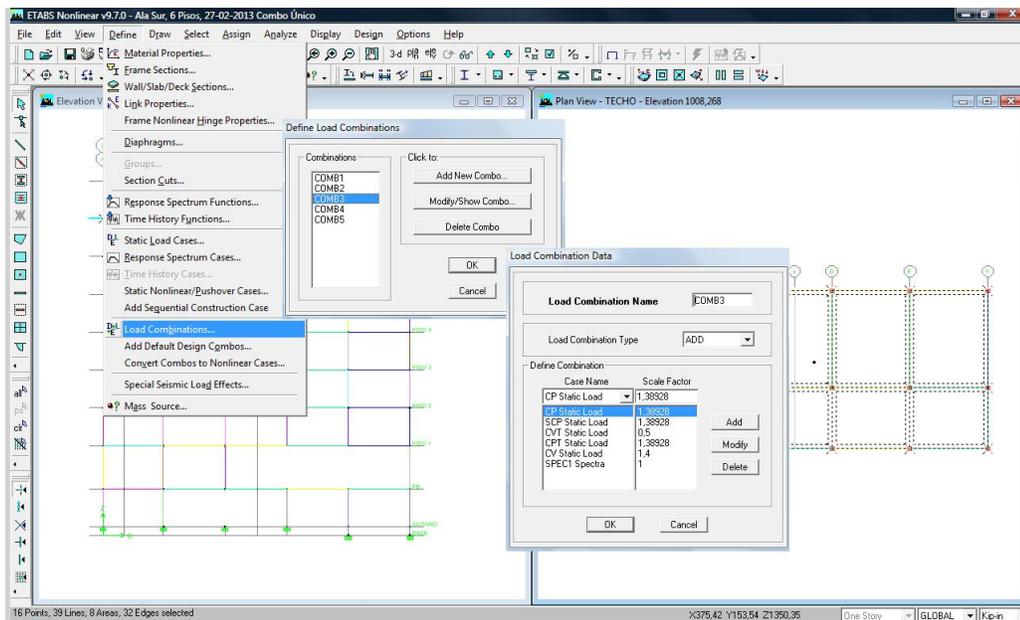


Fig. No. 3.17 Una de las Combinaciones de Carga Incluidas en el Análisis.

3.5.2.15 Verificación y Realización del Análisis.

Se verificó que se hayan cumplido de manera correcta todos los pasos descritos anteriormente y se procedió a realizar el análisis.

3.6 Método de Análisis.

Se determinó la respuesta dinámica del edificio utilizando el Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel, ante las acciones sísmicas especificadas en la norma COVENIN 1756-1:2001. *Edificaciones Sismorresistentes* (COVENIN, 2001) y en el Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto (FUNVISIS, 2009); en particular se determinaron los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base, y las solicitaciones (fuerzas) en elementos seleccionados

de la estructura. Existen requerimientos que FEMA exige a estructuras con determinados usos y que han sido incorporados al presente estudio.

3.7 Determinación de la Respuesta Sísmica.

Se describe a continuación como fueron obtenidos los distintos valores para determinar la respuesta sísmica del edificio.

3.7.1 Comparación de la Relación Demanda-Capacidad de la Estructura a Fuerza Cortante en el Nivel Base.

Se comparó la demanda de fuerza cortante impuesta por las acciones del sismo con la sumatoria de las capacidades resistentes de todas las columnas del nivel base del edificio, sin tomar en cuenta el aporte que la mampostería pudiera brindar a la resistencia y considerando lo siguiente:

- Fuerzas cortantes en cada dirección horizontal principal de la edificación.
- El valor tomado como capacidad será el menor encontrado entre la cortante resistente para una falla a flexión (dúctil) y la cortante resistente para una falla por corte (frágil).

La capacidad a fuerza cortante de una columna para falla a flexión fue calculada empleando la expresión:

$$V_{\text{Dúctil}} = \frac{My_i + My_j}{h} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde:

My_i y My_j : como los momentos cedentes en los extremos de la columna.

h : altura efectiva de la columna.

La capacidad para la falla por corte de una columna es determinada con la expresión:

$$V_{\text{Frágil}} = V_C + V_S \text{ (FONDONORMA, 2006) (Ec. 3.6)}$$

Donde:

V_C : es el aporte resistente del concreto.

V_S : es el aporte resistente del acero de refuerzo transversal, tal como lo indican las secciones 11.3 y 11.4 de la norma 1753 (FONDONORMA, 2006).

- La carga axial "Pu" que actúa en cada columna se determinó con las cargas de servicio, empleando "Pu" y a partir de los diagramas de interacción de cada columna fueron encontrados los momentos Myi o Myj.

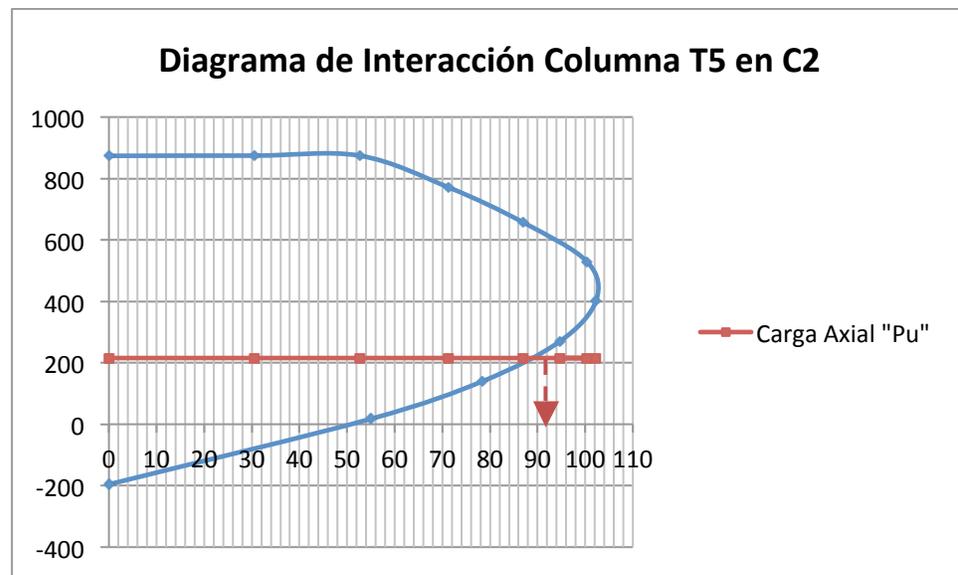


Fig. No. 3.18 Uno de los Diagramas de Interacción empleados para el análisis.

3.7.2 Comparación de la Relación Demanda-Capacidad en Elementos Críticos.

3.7.2.1 Columnas.

Para verificar la relación Demanda-Capacidad a flexocompresión en columnas, en cada caso se obtuvo la demanda máxima de las combinaciones de solicitaciones y comparó con la curva del diagrama de interacción de cada elemento. De igual manera se consideran las combinaciones de las solicitaciones para evaluar el corte que este experimenta, extrayendo los valores máximos de corte en cada dirección horizontal y comparándolo con el correspondiente valor de capacidad a corte.

3.7.2.2 Vigas.

Se realizó la revisión de la relación demanda-capacidad a fuerza cortante en vigas, siguiendo lo establecido en la sección 18.3.5 de la norma 1753 (FONDONORMA, 2006) donde indica que la fuerza de corte para demanda de cortante V_u , se determinará del diagrama del diagrama de cuerpo libre considerando que en la parte del miembro comprendido donde puedan ocurrir rótulas plásticas, actúan momentos de signos opuestos, correspondiente a los momentos máximos probables. El corte se calcula empleando la siguiente expresión:

$$V_u = V_{hp} + V_o = \frac{(M_{pr}^{\pm})_i + (M_{pr}^{\mp})_j}{L_n} + V_o \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde:

M_{pr} : Momento Resistente Máximo Probable.

L_n : Luz Libre del Vano. Véase el artículo H-18.3.5

V_o : Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza está simplemente apoyada, kgf.

El valor V_u debe ser resistido por la contribución de la resistencia del concreto y el acero transversal y debe cumplir con la condición expresada en el capítulo 11.2 de la norma.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Teniendo a V_u como la fuerza cortante mayorada en la sección transversal de la viga y V_n es la resistencia teórica al corte, calculada según la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 3.9})$$

3.7.3 Cálculo de los Desplazamientos.

La revisión del cumplimiento de los desplazamientos fue hecha según lo establecido en la norma COVENIN 1756-2001 y a continuación se describe cual fue el procedimiento para su obtención: El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calculará con el uso de la fórmula:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde:

R: Factor de Reducción dado en el artículo 6.4 de la norma, incluidas las eventuales modificaciones establecidas en la sección 6.4.1.

Δ_{ei} : Desplazamiento Lateral del Nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y P- Δ .

Para luego realizar el cálculo de la deriva δ_i utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

La verificación de cumplimiento vendrá dada por la ecuación:

$$\delta_i / (h_i - h_{i-1}) \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Donde:

$h_i - h_{i-1}$: Separación entre pisos o niveles sucesivos.

La verificación fue hecha en cada nivel del edificio y la premisa es que el valor del cociente calculado no exceda los valores establecidos, en este caso particular fueron incorporados dos valores para la revisión: los valores que exige la norma sismorresistente nacional 1756 y los valores recomendados por FUNVISIS en los lineamientos del proyecto, que a su vez son los recomendados por FEMA para edificaciones de este tipo.

La tabla No.3.3 muestra los valores que fueron empleados para la verificación, comparando con los valores de la norma y FEMA.

Tabla No. 3.3 Valores Máximos de desplazamientos permitidos para el Ala Sur del Hospital.

	Norma 1756	FEMA
Valor de Deriva (‰)	12	7

3.8 Recomendaciones para la Adecuación Sismorresistente.

Luego de realizar revisión de diferentes alternativas de reforzamiento que mitiguen los daños que pudiera sufrir Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos dada la condición en la cual se encuentra él, la adecuación de la estructura podría ser realizada de la forma que se plantea en la propuesta de refuerzo.

Se propondrán en caso de ameritarse de forma genérica alternativas para mejorar la confiabilidad a sismos del edificio y reducir los riesgos hasta los niveles compatibles con las normas vigentes.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS.

A continuación se presentan los resultados obtenidos una vez ejecutada la metodología descrita anteriormente, el uso de fotografías, imágenes, planos, gráficos, tablas entre otros fueron empleadas para mostrar de manera práctica estos resultados y sus implicaciones.

4.1 Recopilación de Información.

4.1.1 Información Documental.

Después de haber sido hechas diferentes consultas, acudir a distintos entes en los cuales podía existir algún tipo de información documental y realizar distintas gestiones con el propósito de encontrar datos que pudieran ayudar a establecer con la mayor precisión posible la condición de la estructura, también su año de construcción; sin embargo, la mayor parte de la información encontrada refiere a datos de la historia de la gerencia del hospital y como esta fue evolucionando en el tiempo. Un dato encontrado y que fue de gran utilidad es el hecho de que la estructura en donde hoy se encuentra el Hospital de Niños J.M. de los Ríos (al menos sus edificios más antiguos: Alas Norte, Sur, Este y Oeste) originalmente sirvió como sede de la Escuela Nacional de Enfermeras y que esta última había sido trasladada a la Ciudad Universitaria de Caracas (García P., A. 2001), lo que supone un cambio de uso en el edificio con los consecuentes cambios en las cargas variables de la edificación, y sin que fueran hechas las adecuaciones pertinentes en su momento presumiblemente, al menos no fue encontrada ninguna evidencia documental o material de ello.

Transcurrido un tiempo, y luego de haber acudido a diferentes instituciones en las cuales se había pensado existiría información documental, se encontró en la sede de los Bomberos del Distrito Capital una serie de planos originales de la estructura en los cuales se encuentra el detalle de la mayoría de los elementos estructurales del edificio que se consideran necesarios para la realización del presente Trabajo Especial de Grado, el detalle de estos elementos se puede encontrar más adelante en la tablas 4.1, 4.2, y en el punto 4.4 de este mismo capítulo y luego en el anexo **B**. En las siguientes páginas se presentan tablas con listados de los tipos de columnas y vigas existentes en el edificio e incorporadas en los distintos modelos.

Toda la información encontrada relativa al edificio refiere a una estructura de concreto armado de 8 niveles, también se encontró información que describe las características del módulo de ascensores, una estructura construida en acero que se encuentra adosada al edificio y que fue erigida luego de la construcción del Ala Sur pero no se conoce en qué año específicamente.

De la información original fue de mayor utilidad la referida a los planos estructurales, dimensiones de los elementos estructurales y el armado de ellos fue importante especialmente en el caso de las columnas puesto que la mayoría de ellas poseen recubrimientos hechos de bloque (“embonados”) posiblemente debido a sucesivas remodelaciones o para ubicar en su interior ductos, e incluso ambas. Los planos arquitectónicos originales en la mayor parte de los casos no se corresponden con lo encontrado en el edificio razón por la cual estos documentos no fueron tomados en cuenta para determinar las cargas impuestas por la mampostería sobre vigas y losas ni para la realización de planos de arquitectura actualizados, en donde se muestre la distribución de espacios internos, ubicación de paredes, ventanas, puertas, entre otros; tal como se encuentran actualmente.

A continuación se presenta: tabla con el detalle del armado de las columnas, tabla con el detalle de armado de las vigas y esquema de la distribución de las columnas en el nivel Planta Baja, esquema con la distribución de columnas de concreto en el resto de los niveles se presenta en el Anexo C.

Tabla No. 4.1 Secciones de Columnas. Fuente: Planos Originales.

Columna Tipo	Tipo de Sección con Armado	Designación según Diámetro	Área de la Barra (cm ²)	Cantidad de Barras	Área Gruesa (cm ²)	Cuantía (%)
1	45X45 8φ1"	8	5,07	8	2025	2,00
2	30X30 4φ5/8"	5	1,98	4	900	0,88
3	60X60 12φ1"	8	5,07	12	3600	1,69
4	45X45 8φ3/4"	6	2,85	8	2025	1,13
5	60X60 16φ1"	8	5,07	16	3600	2,25
6	55X55 16φ1"	8	5,07	16	3025	2,68
7	50X50 8φ1"	8	5,07	8	2500	1,62
8	65X65 20φ1"	8	5,07	20	4225	2,40
9	Diam 50cm 8φ1"	8	5,07	8	1963,5	2,07
10	Diam65cm 20φ1"	8	5,07	20	3318,31	3,06
11	Diam60cm 18φ1"	8	5,07	18	2827,43	3,23
12	Diam45cm 8φ3/4"	6	2,85	8	1590,43	1,43
13	Diam60cm 8φ1"	8	5,07	8	2827,43	1,43
14	Diam55cm	8	5,07	8	2375,83	1,71

	8φ1"					
15	40X40 8φ1"	8	5,07	8	1600	2,54
16	25X25 4φ5/8"	5	1,98	4	625	1,27
17	55X55 12φ1"	8	5,07	12	3025	2,01
18	40X40 8φ3/4"	6	2,85	8	1600	1,43
19	60X60 20φ1"	8	5,07	20	3600	2,82
20	55X55 8φ1"	8	5,07	8	3025	1,34
21	50X55 8φ1"	8	5,07	8	2750	1,47
22	35X40 8φ1"	8	5,07	8	1400	2,90
23	50X50 12φ1"	8	5,07	12	2500	2,43
24	35X40 8φ3/4"	6	2,85	8	1400	1,63
25	35X35 8φ5/8"	5	1,98	8	1225	1,29
26	35X35 8φ3/4"	6	2,85	8	1225	1,86
27	45X45 12φ1"	8	5,07	12	2025	3,00
28	50X50 16φ1"	8	5,07	16	2500	3,24
29	30X30 8φ3/4"	6	2,85	8	900	2,53
30	40X40 10φ1"	8	5,07	10	1600	3,17
31	40X40 12φ1"	8	5,07	12	1600	3,80
32	30X30 8φ5/8"	5	1,98	8	900	1,76
33	30X25 4φ5/8"	5	1,98	4	750	1,06

34	35X35 8φ1"	8	5,07	8	1225	3,31
35	35X35 10φ1"	8	5,07	10	1225	4,14
37	30X30 8φ7/8"	7	3,88	8	900	3,45

La columna T2 posee cuantía geométrica inferior al 1,00%.

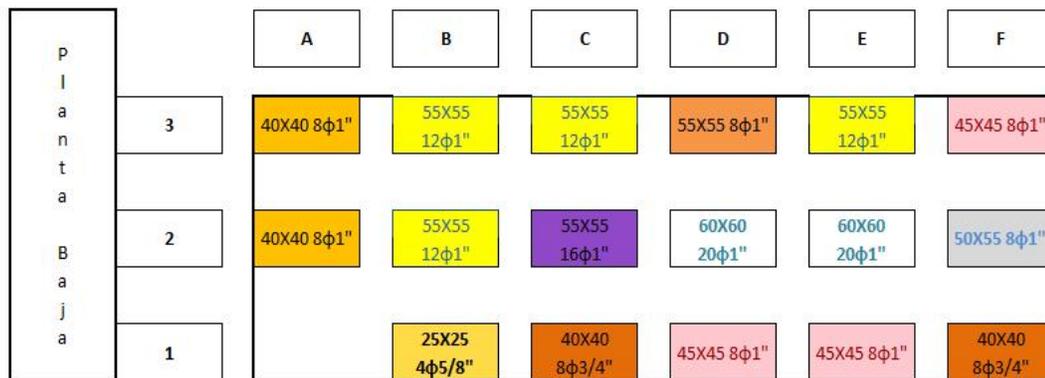


Fig. No. 4.1 Esquema de Distribución de las Columnas en el Nivel Planta Baja de Ala Sur.

Planos arquitectónicos actualizados de algunos niveles del edificio existen, sin embargo, no se tuvo acceso a ellos de forma apropiada, a pesar de repetidas gestiones para hacerlo, reforzando la necesidad de realizar el levantamiento geométrico del edificio en lo referido a la distribución de espacios y verificación de medidas y ubicación de la mampostería.

La siguiente tabla, presenta el armado de las vigas del edificio, como dato, debe decirse que Vigas de los ejes 1 al 3 poseen secciones de 65cm*25cm; vigas de los ejes A al F presentan sección transversal de 65cm*30cm.

Tabla No. 4.2 Armado de Vigas. Fuente: Planos Originales.

Viga Tipo	Nomenclatura Empleada	Posic Acero	# Barra Empleada		Área de las Barras (cm ²)		Área de Rama (cm ²)	Área total (cm ²)
1	S 2 5/8 I 3 3/4	S	5		1,98		3,96	12,51
		I	6		2,85		8,55	
2	S 2 5/8 I 2 5/8	S	5		1,98		3,96	7,92
		I	5		1,98		3,96	
3	S 2 5/8 I 3 5/8	S	5		1,98		3,96	9,90
		I	5		1,98		5,94	
4	S 2 5/8 I 2 1 y 3 3/4	S	5		1,98		3,96	22,65
		I	8	6	5,07	2,85	18,69	
5	S 2 5/8 I 4 5/8	S	5		1,98		3,96	11,88
		I	5		1,98		7,92	
6	S 2 5/8 I 5 5/8	S	5		1,98		3,96	13,86
		I	5		1,98		9,90	
7	S 2 3/4 I 4 1 Y 2 3/4	S	6		2,85		5,70	31,68
		I	8	6	5,07	2,85	25,98	
8	S 2 1 I 2 1	S	8		5,07		10,14	20,28
		I	8		5,07		10,14	
9	S 2 3/4 I 3 1 Y 1 3/4	S	6		2,85		5,70	23,76
		I	8	6	5,07	2,85	18,06	
10	S 3 5/8 I 3 5/8	S	5		1,98		5,94	11,88
		I	5		1,98		5,94	
11	S 2 1 I 3 1 Y 1 3/4	S	8		5,07		10,14	28,20
		I	8	6	5,07	2,85	18,06	
12	S 2 3/4 I 3 5/8	S	6		2,85		5,70	11,64
		I	5		1,98		5,94	
13	S 2 1 I 5 1 Y 1 3/4	S	8		5,07		10,14	38,34
		I	8	6	5,07	2,85	28,20	
14	S 2 3/4 I 5 3/4	S	6		2,85		5,70	19,95
		I	6		2,85		14,25	
15	S 2 3/4 I 2 3/4	S	6		2,85		5,70	11,40
		I	6		2,85		5,70	
16	S 2 5/8 I 3 5/8 Y 1 1/2	S	5		1,98		3,96	11,17
		I	5	4	1,98	1,27	7,21	
17	S 2 5/8 I 2 5/8 Y 3 3/4	S	5		1,98		3,96	16,47
		I	5	6	1,98	2,85	12,51	

S: para la fibra superior e I: para la fibra inferior.

4.2 Inspección de la Edificación.

4.2.1 Ubicación del Hospital de Niños J.M. de los Ríos.

El conjunto de edificios que componen el hospital está ubicado en el Municipio Libertador, específicamente en la parroquia San Bernardino, entre las avenidas Vollmer y El Lago, la posición relativa de los distintos módulos del complejo asistencial son mostrados en la figura No.4.2, especialmente el Ala Sur, estructura objeto del presente estudio.

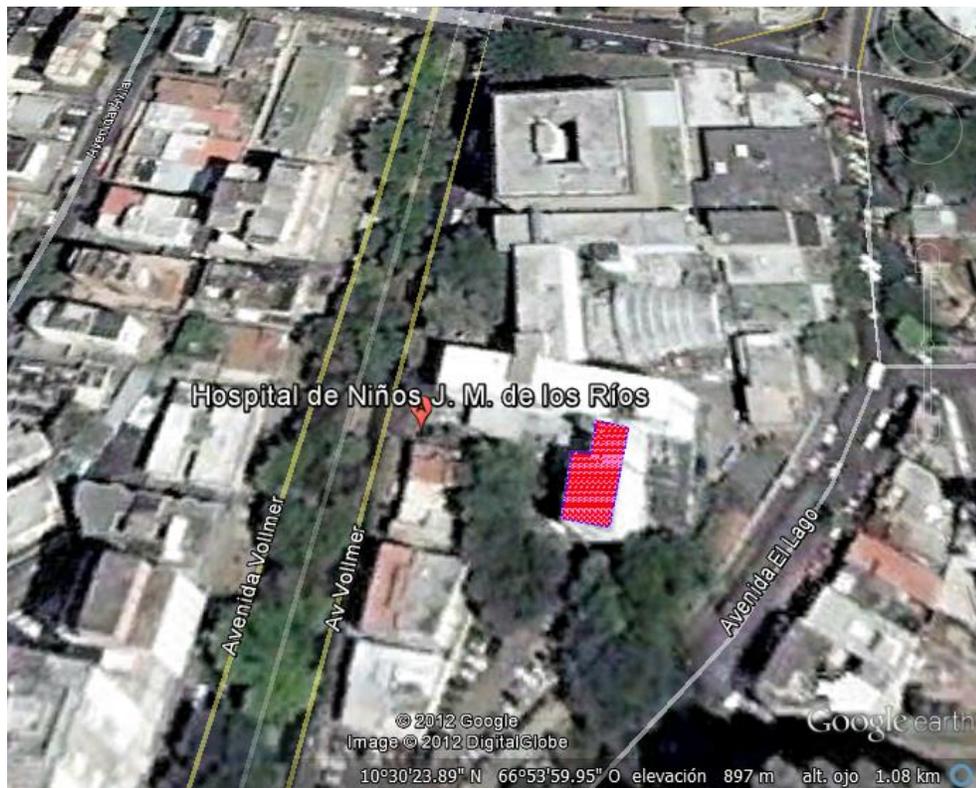


Fig. No. 4.2 Vista Aérea de la Zona en la cual se encuentra el Hospital J.M. de los Ríos. Fuente: Google Earth.

4.2.1.1 Ubicación del Edificio Respecto al Mapa de Microzonificación Sísmica de Caracas.

En relación a la ubicación del hospital con respecto al mapa de microzonificación sísmica debe decirse que este se encuentra en la macrozona de amenaza sísmica Centro-Norte (R3), microzona 5, las cuales se corresponden con zonas con elevada amenaza tal como se mostrará en las próximas imágenes en donde se aprecia parte del mapa de microzonificación sísmica y el detalle relativo a la ubicación del hospital en este.

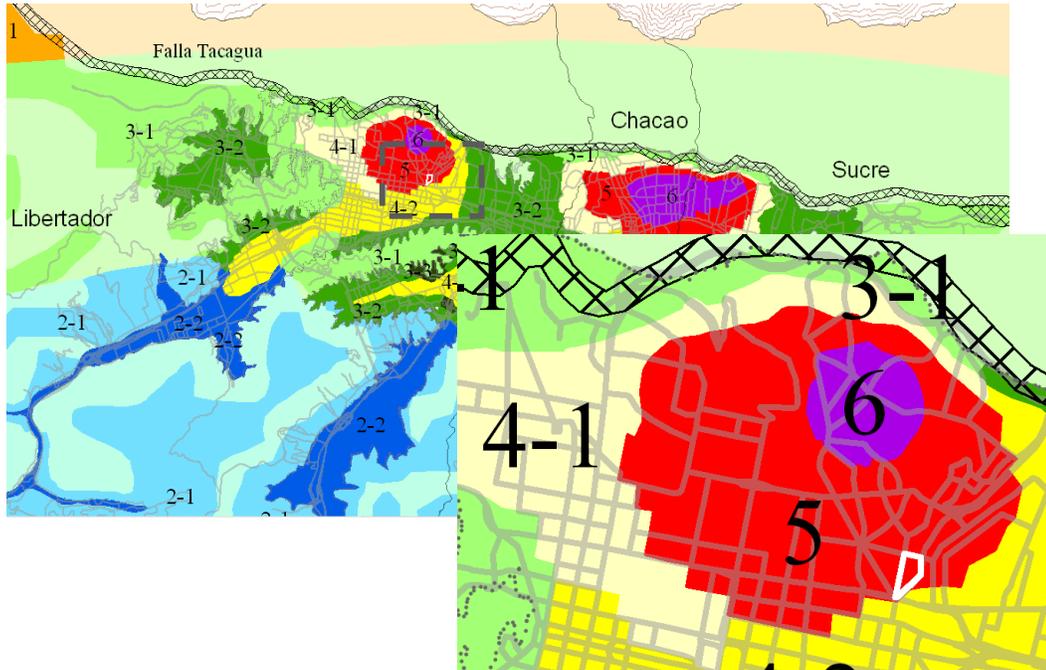


Fig. No. 4.3 Imagen parcial del Mapa de Microzonificación Sísmica, con detalle de la ubicación del Hospital J.M. de los Ríos en San Bernardino. Tomado de: Proyecto de microzonificación Sísmica en las ciudades de Caracas y Barquisimeto (FUNVISIS, 2009).

4.2.2 Descripción del Edificio, Tipología.

Luego de haber realizado diferentes visitas al hospital, y de haber realizado diversas actividades durante el periodo de inspecciones y de la recopilación de información documental se pueden enumerar los siguientes datos proporcionados como resultados de las diferentes etapas:

El Ala Sur, un edificio cuyo sistema estructural está constituido por pórticos de concreto armado dispuestos en dos direcciones perpendiculares entre sí, en este material se tiene un total de 8 niveles (Sotano, Planta Baja, y Pisos del 1 al 6); con losas macizas de entrepiso de 15cm de espesor en sus primeros seis niveles, losa maciza de 13cm de espesor en lo que inicialmente y según los planos originales fue el nivel techo del edificio.

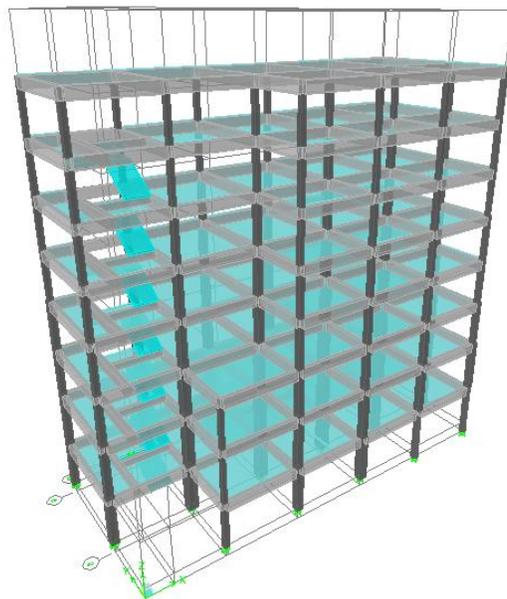


Fig. No 4.4 Imagen del Ala Sur, mostrando pórticos, losas de entrepiso y techo así como módulo de escaleras, todo en concreto armado. Elaboración Propia.

Se pensaba que el edificio, que posee en planta forma de forma de una “L” mas no simétrica, situación poco conveniente pues tiende a provocar vibraciones torsionales (Bazán y Meli, 2011), no presentaba irregularidad en

elevación, sin embargo, después de realizar inspecciones y una vez encontrados los planos del edificio se pudo corroborar que las dimensiones de esta “L” no se mantienen en toda la altura, el área de ubicación del edificio se ve reducida a partir del tercer piso, tal como puede apreciarse en la próxima imagen en la cual se presenta vista de planta de niveles sucesivos del edificio mostrando la característica comentada, la cual resulta igualmente inconveniente pues puede producir concentraciones de esfuerzos a amplificar la vibración en la parte superior del edificio (Bazán y Meli, 2011).

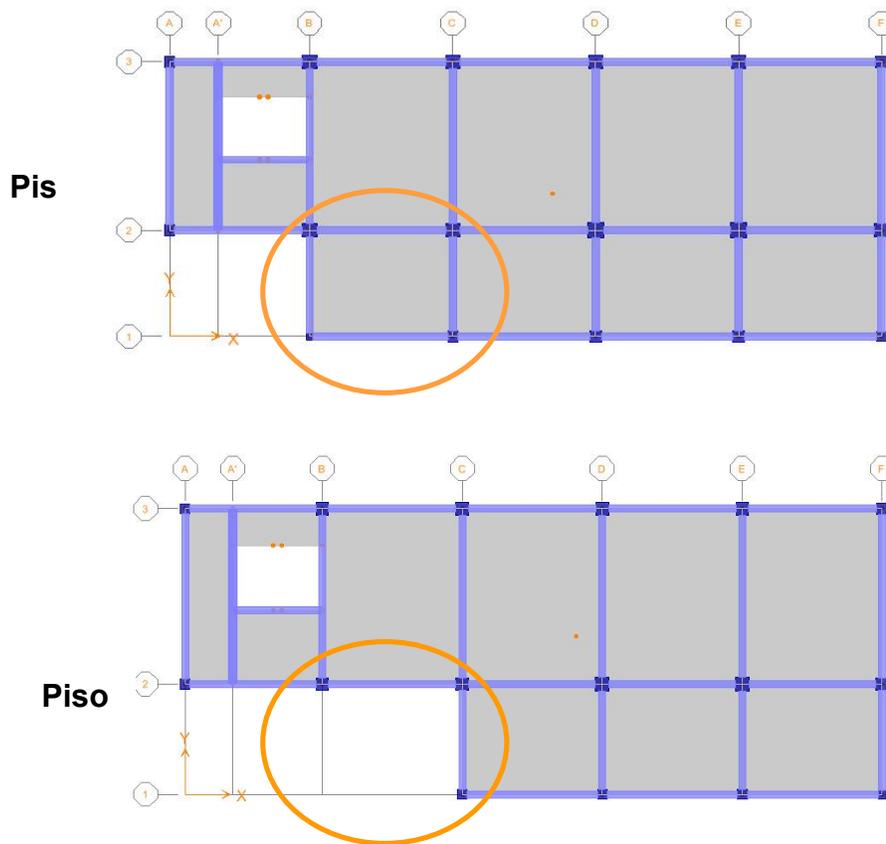


Fig. No. 4.5 Vista en Planta de los pisos 1 y 2, mostrándose la irregularidad.

En la dirección *X* se encuentra un total de seis ejes principales (del A al F) y en la dirección *Y* posee tres ejes, las escaleras se apoyan en un extremo en una viga secundaria (V A' 2-3) que a su vez se apoya en las vigas V2 A-B y V3 A-B mientras que en el extremo opuesto se encuentra vinculado con la viga VB 2-3, esta configuración se repite desde la planta baja hasta el piso 6. En el nivel de la planta baja existe un módulo de escaleras que comunica a este nivel con el sótano, esta estructura se apoya en una viga secundaria ubicada en el nivel superior y va de la viga VC 2-3 a la viga VD 2-3, una imagen de ambas vigas auxiliares se presenta en la imagen 4.6.

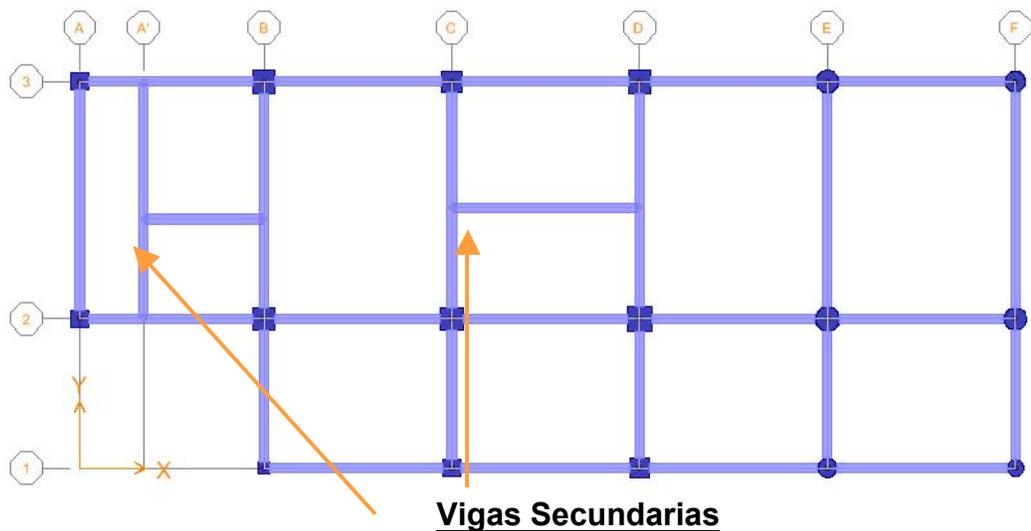


Fig. No. 4.6 Disposición de elementos estructurales en Planta baja del Ala Sur, en ella se puede observar la viga auxiliar del módulo de escaleras que ascienden así como el módulo de escaleras que comunica al sótano.

4.2.2.1 Ampliación encontrada.

Durante las inspecciones se encontró que el Ala Sur posee un nivel adicional a los ocho niveles indicados en los planos, de hecho los planos: *Piso 7 y Azotea No.10, Plano de Fachadas No. 13* confirman esta situación. Que este nivel ubicado en el séptimo piso esté construido en estructura de

acero, material distinto al encontrado en el resto del edificio, hace pensar que esta construcción, además de representar una discontinuidad en cuanto al tipo de estructura y materiales, fue hecha después de que el Ala Sur haya sido construida y entrado en operación. Además debe ser dicho que la losa de techo de esta ampliación está hecha de tabelones.

La losa de entrepiso no posee abertura para que el módulo de escaleras alcance este piso ante este impedimento para acceder a este nivel se hace necesario ingresar al Ala Oeste (estructura vecina al Ala Sur) edificio con el cual se comunica desde la Planta Baja hasta el sexto piso, esto para poder acceder a las instalaciones del nivel en cuestión; esta condición refuerza la idea de que se trata de una ampliación.



Fig. No. 4.7 Detalle de Plano original donde se refiere al séptimo piso del Ala Sur como Azotea.

El acceso a este nivel siempre fue restringido, en una sola ocasión pudo inspeccionarse y ello sin poder hacerse levantamiento geométrico; a pesar

de ello se pudo constatar que en aquellos nodos a los que hubo acceso no se observaron conexiones que se presumieran calificadas y de igual modo se encontró que las columnas eran elementos tubulares, sobre estas columnas debe ser dicho que ni su condición ni su empotramiento pudieron ser verificados.

4.2.2.2 Adosamientos.

El Ala Sur posee adosamientos en tres de sus cuatro fachadas con otras estructuras, estos se producen a diferentes alturas: en su fachada norte se produce un adosamiento losa – losa con el Ala Este estructura con la cual tal como se mencionó anteriormente se comunica desde la Planta Baja hasta el piso 6, entre estas dos estructuras no se apreció junta entre los edificios, las imágenes No. 4.8, 4.9 y 4.10, se ve la unión encontrada de forma genérica, la unión en detalle entre las dos vigas adyacentes, perteneciendo cada una a estructuras distintas; y como se pensó en el diseño según planos originales, respectivamente. En esta zona el Ala Sur posee un solo vano.



Fig. No. 4.8 Vista aérea del hospital y los edificios que lo conforman, identificados por módulos, el No.1 corresponde al Ala Sur. Fuente: Google Earth.



Fig. No. 4.9 Unión entre Vigas de las Alas Sur y Este del Hospital de los Niños J.M. de los Ríos, en su fachada norte.

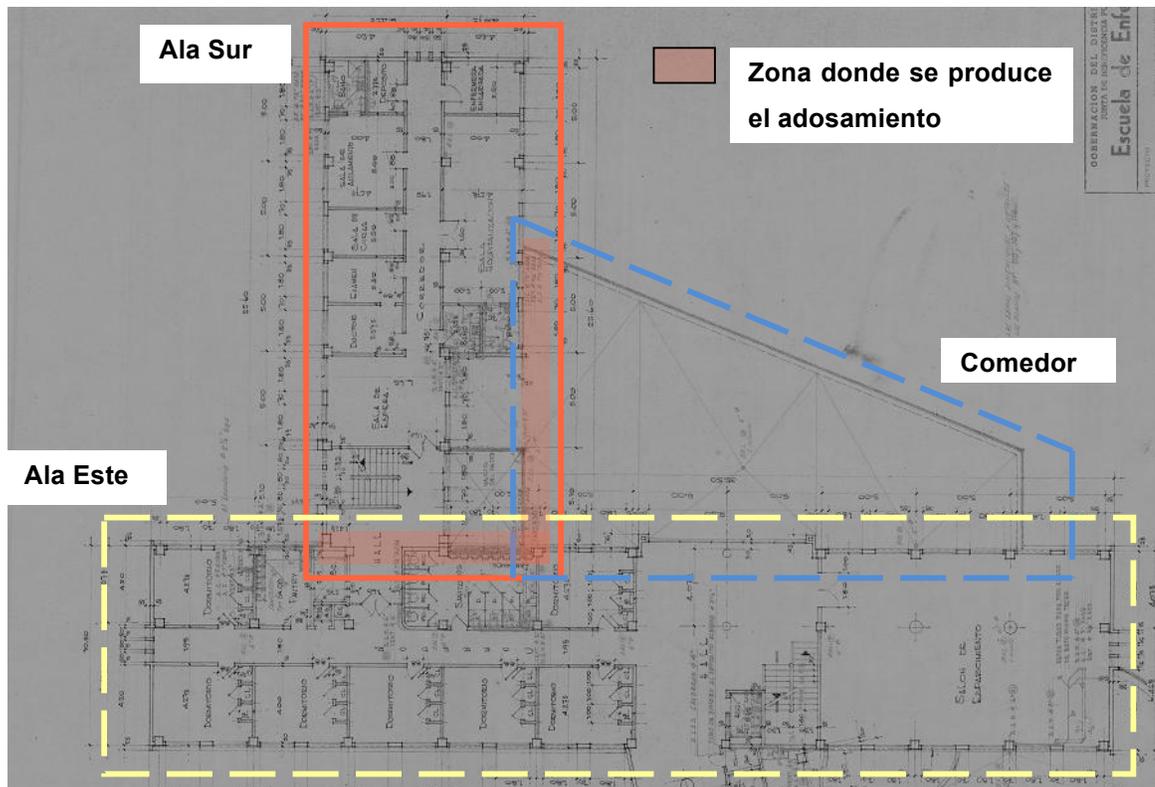


Fig. No. 4.10 Imagen de uno de los planos del proyecto original, mostrando en cada recuadro, el perímetro de las estructuras con las que se produce adosamiento.

En la fachada Este se produce un adosamiento, desde el nivel del sótano hasta la planta baja, con una estructura de poca envergadura que funge como cuarto de calderas, en este caso tampoco se encontró junta de construcción; esta fachada del Ala Sur posee cinco vanos. El área de calderas, aparece por primera vez en algún documento en: *Plano de Situación y Replanteo A-1*, del año 1967.

En la fachada Oeste se producen adosamientos, sin poderse observar junta, con el módulo del ascensor en toda su altura, y con la estructura del comedor (perteneciente también a Ala Este con el cual se produce adosamiento en altura hasta la losa del techo de la Planta Baja desde el eje A hasta más allá del eje E; en esta fachada también se produce la entrante que da al edificio su forma particular en planta.

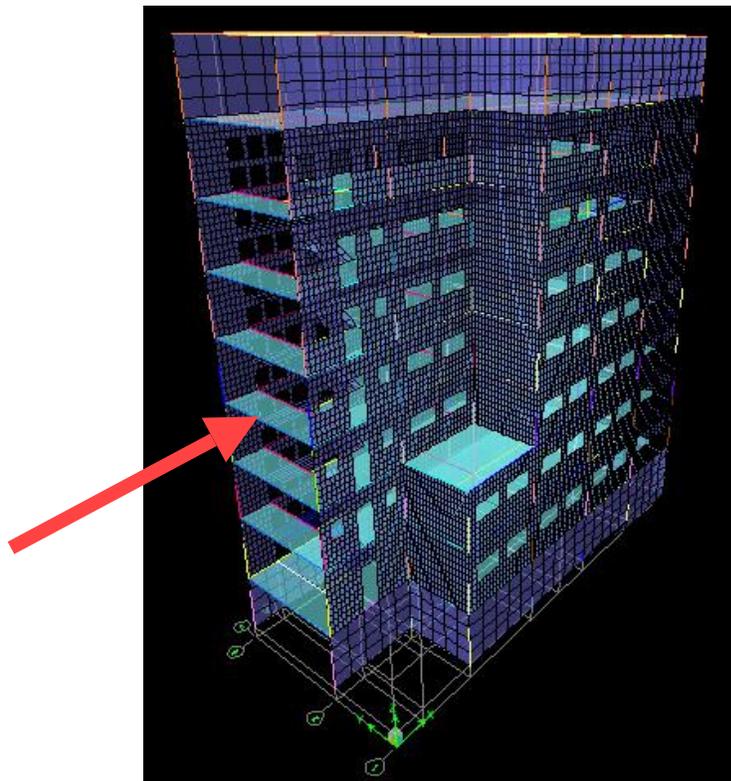


Fig. No. 4.11 Único vano por donde se puede acceder al Ala Sur desde el interior del Hospital.

La norma 1756:2001 establece que dos estructuras pueden quedar en contacto, en caso de que todas las losas queden al mismo nivel y que se compruebe que la interacción de las dos estructuras en contacto no producirá efectos desfavorables; lo cual no puede asegurarse dada la manera en que se dan los adosamientos con las estructuras vecinas y la forma en planta del Ala Sur y de los edificios contiguos.

La fachada Sur posee un adosamiento particular con una estructura de acero con la cual está vinculada al propio edificio, en esta estructura han sido colocados equipos de aire acondicionado; a diferencia de los casos anteriores esta unión no se produce a partir del nivel base, en lugar de ello y tal como lo muestra la figura No. 4.12 se produce a partir del primer piso hasta el segundo.



Fig. No. 4.12 Dos diferentes vistas, a la derecha la fachada sur del edificio, a la izquierda se aprecia con mayor detalle la ubicación de la estructura de acero adosada tomada frente a la fachada oeste.

4.2.3 Niveles de Vulnerabilidad Sísmica.

Se determinó el Índice de Priorización del Ala Sur (y de otros tres edificios del hospital) empleando el método y las herramientas desarrolladas por FUNVISIS en el documento Índices de Priorización de Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico (2011). Los resultados encontrados se presentan a continuación:

Tabla No. 4.3 Índice de Amenaza del Ala Sur. Fuente: Elaboración Propia.

Índice de Amenaza (IA)			
Ao	Efecto Topográfico	Macrozona	IA
0,28	No	Centro Norte	0,68

Tabla No. 4.4 Índice de Vulnerabilidad del Ala Sur. Fuente: Elaboración Propia.

Índice de Vulnerabilidad (Iv)			
	α_i	li	$\alpha_i * li$
I1. Antigüedad y norma utilizada	0,25	70	17,5
I2 Tipo Estructural	0,30	40	12
I3 Irregularidad	0,25	10	2,5
I4 Profundidad del depósito	0,10	100	10
I5 Topografía	0,05	0	0
I6 Grado de deterioro	0,05	5	0,25
		(Iv)	42,25

Tabla No. 4.5 Índice de Importancia del Ala Sur. Fuente: Elaboración Propia.

Índice de Importancia (II)	
Clasificación según su uso	A1
Número de personas que ocupan el inmueble	500
	II 0,97

Con estos valores, finalmente se puede obtener como Índice de Priorización para el Ala Sur del Hospital:

Tabla No. 4.6 Índice de Priorización del Ala Sur. Fuente: Elaboración Propia.

Índice de Priorización (Ip)	27,87
--	--------------

Si bien los valores encontrados no son un indicador de alarma en sí mismos, sugieren que la estructura posee deficiencias especialmente tratándose de un Hospital ubicado en la población referida anteriormente: una zona altamente poblada y que atiende solamente a niños. La tabla siguiente muestra una comparación entre los índices de algunas edificaciones tipo, otras edificaciones que son emblemáticas en la ingeniería sismorresistente y también, el Ala Sur.

Tabla No. 4.7 Comparación entre Índices de Priorización de varias edificaciones.

Fuente: Elaboración Propia.

Edificación	Ip	Características
Edificio Moderno	13,40	Estructura de pórticos, presencia de algunas columnas cortas, 10 niveles, construido con la norma de 2001.
Ala Sur Hosp. J.M. de los Ríos.	27,87	Estructura de pórticos, vigas altas en dos direcciones, columnas con dimensiones inferiores a las requeridas por la norma vigente, 9 niveles. Construido en la década de 1950.
Edificio Tipo Túnel	34,40	Estructura a base de muros de concreto armado, tipo túnel, con muros en la dirección corta y sin ellos en la larga, sin vigas ni dinteles. Construido en 1985.
Edificio Mi Jagual	36,60	Estructura de pórticos, vigas altas en una dirección, 11 niveles, edificio derrumbado en

		el Terremoto de Caracas en 1967. Construido con la norma de 1955.
--	--	--

4.3 Levantamiento Geométrico del Edificio.

Una vez hecha la selección del edificio e identificadas sus principales características en cuanto a vulnerabilidades de tipo estructural (cualitativamente), configuración y ubicación se procedió a realizar la medición de la estructura, incluyendo en ella elementos como columnas, vigas, distancia entre ejes, alturas de entrepiso, espesores de losa, dimensiones de escaleras, dimensiones de la mampostería existente, entre otros; la obtención de estas dimensiones fueron necesarias para la realización de planos en dos dimensiones y animaciones en tres dimensiones, la cuantificación de cargas sobre losas y vigas perimetrales y todo esto finalmente para realizar el modelado de la estructura del modo más cercano a la realidad.



Fig. No. 4.13 Una de las columnas del hospital, mostrando uno de sus lados de 25cm.

4.4 Planos Estructurales, de Arquitectura, Imágenes 3D y Videos del Edificio.

Los planos originales encontrados y utilizados en este Trabajo Especial fueron escaneados para poder contar con respaldo digitalizado de esta información; la información levantada en campo fue dibujada en planos de arquitectura y fueron reproducidos algunos planos de estructura con información que se consideró importante, a continuación se presenta un grupo de imágenes referidas a los planos originales y los levantados en campo; en el anexo **B** pueden apreciarse con mejores proporciones los dos tipos de planos. Debe decirse que tal como fue comentado anteriormente, el acceso a diferentes niveles del edificio fue restringido, razón por la cual no todos los pisos pudieron ser levantados. En la siguiente imagen se presenta el detalle de una viga del edificio, nótese dos detalles: 1) el diámetro del acero de refuerzo es de un $\frac{1}{4}$ “, condición que incumple lo exigido actualmente 2) la separación entre estribos es de 25cm, sin contemplar longitud confinada alguna; estas dos características se repiten en todas las vigas del edificio, según los planos originales del Ala Sur. Si bien se consiguieron planos de diferentes estructuras del hospital, a continuación se presenta lista de los planos del Ala Sur, encontrados.

Tabla No. 4.8 Listado de Planos Originales encontrados del Ala Sur.

Nombre del Plano	Hoja No.	Fecha
Planta Sotano	2	1950
Planta Baja	3	1950
Piso 1	4	1950
Piso 2	5	1950
Piso 3	6	1950
Piso 4	7	1950
Piso 5	8	1950
Piso 6	9	1950

Piso 7 y Azotea	10	1950
Cortes y Fachadas	11	1950
Plano de Fachadas	13	1950
Plano Fachadas	14	1950
Plano de Escaleras	16	1950
Índice General	50	1950
Losas Bloque IV	73	1950
Vigas Bloque IV	74	1950
Vigas Bloque IV	75	1950
Vigas Bloque IV	76	1950
Columnas	77	1950
Planta del 3 ^{er} y 4 ^{to} Piso	94	1950
- (Sotano)	101	1950
Sotano	102	1950
Planta 1 ^{er} Piso	103	1950
Planta 2 ^{do} Piso	104	1950
Plano de Situación y Replanteo	A-1	1967
Planta del Sotano	A-13	1970
Plantas 2 ^{do} Piso Alas Norte y Sur	A-10	1974
Plantas 3 ^{er} Piso Alas Norte y Sur	A-12	1974
Plantas 4 ^{to} Piso Alas Norte y Sur	A-14	1974
Planta Sotano – Estructura Ascensor	E- 2	1977
Planta del Sotano	A-2	1977
Planta Sotano – Aguas Negras	P-1	1977

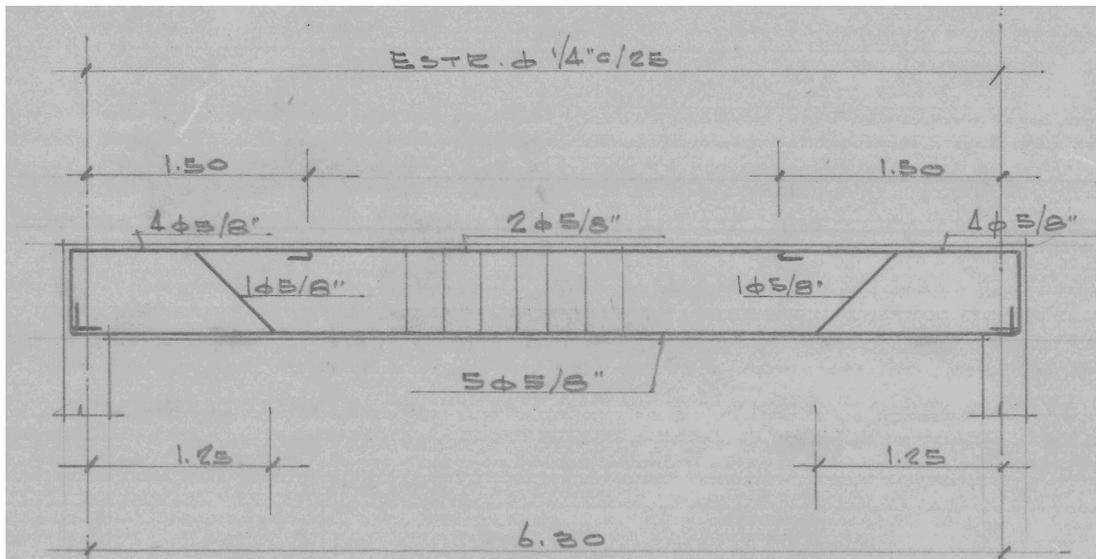


Fig. No. 4.14 Detalle de armado de la Viga V A 1-3, del Nivel Techo.

Se presentan en las páginas siguientes, imágenes de planos originales también los realizados a partir del levantamiento hecho del Ala Sur.

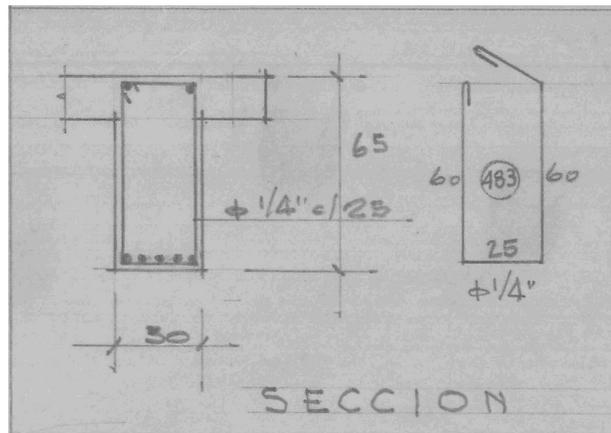


Fig. No. 4.15 Sección Transversal de la misma viga. Nótese que el diámetro de barra empleado para los estribos es #2, lo cual incumple lo requerido por la norma.

Una imagen de plano original con las columnas T22, T23, T24, T26, T27 y T25 de dos niveles consecutivos.

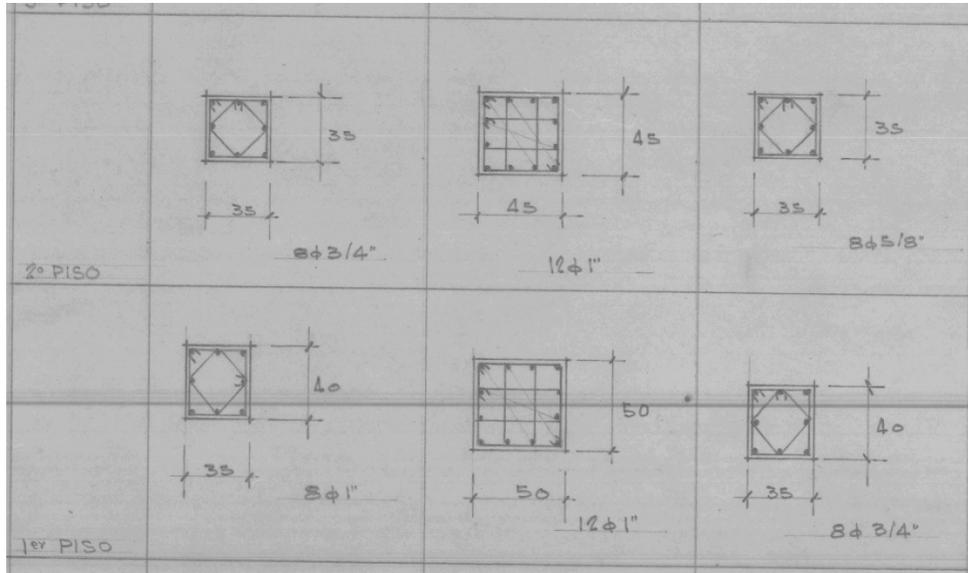


Fig. No. 4.16 Secciones Transversales de seis columnas del primer y segundo piso del edificio. A la izquierda: columnas del a posiciones 2A y 3A, centro: 2B y 3B y derecha: 1C. Plano Original.

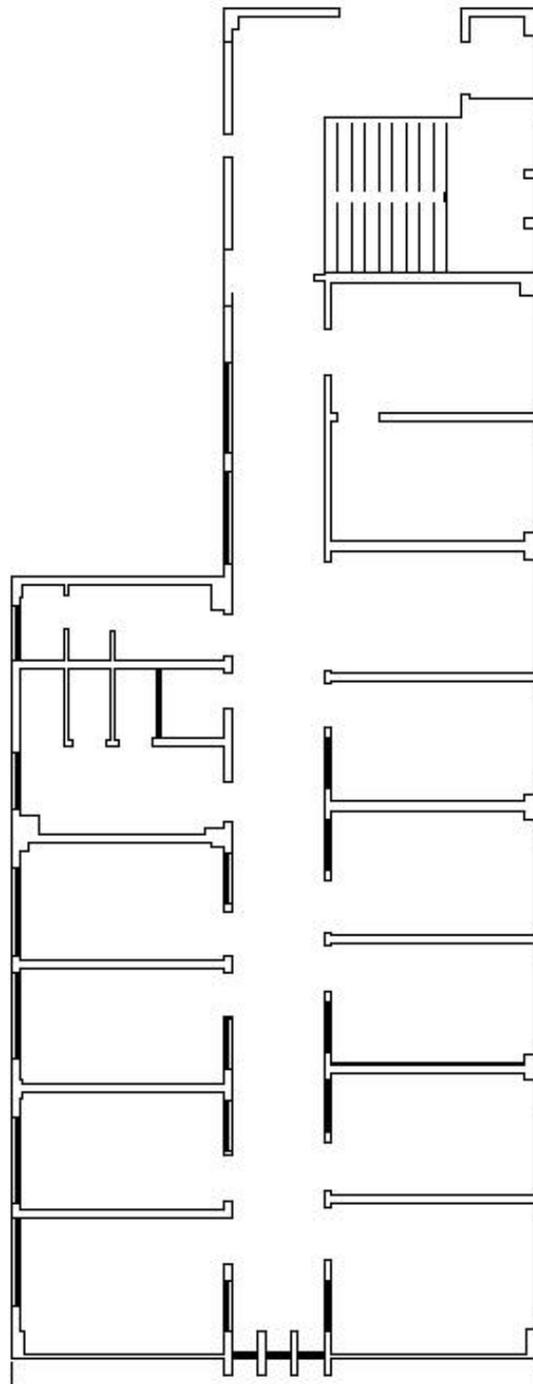


Fig. No. 4.17 Plano Digitalizado del Piso 1.

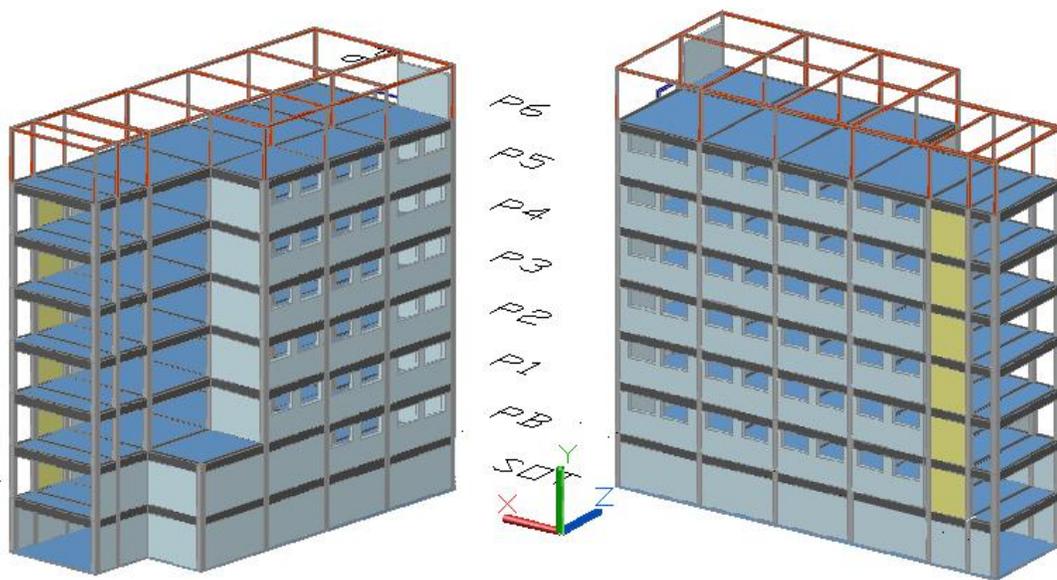


Fig. No. 4.18 Dos vistas diferentes del dibujo en tres dimensiones, del Ala Sur del Hospital de Niños.

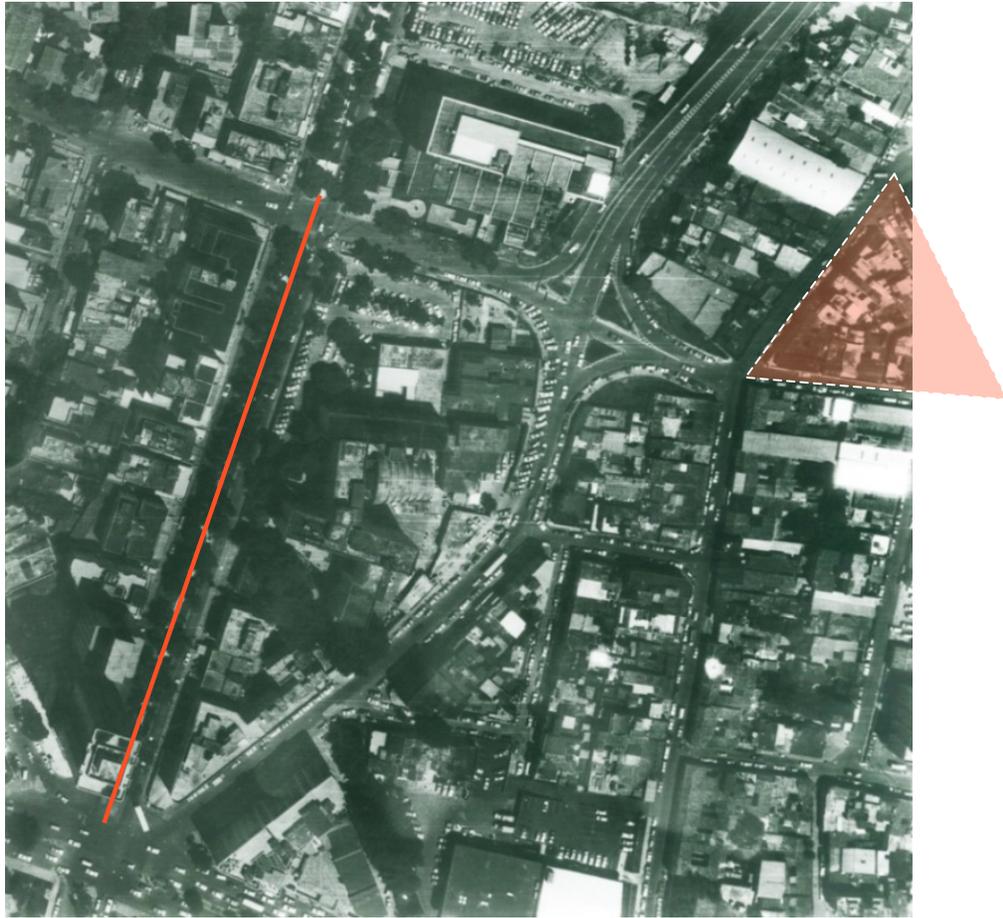
4.5 Fecha de Construcción del Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos.

La fecha exacta de construcción de la estructura que inicialmente albergó a la Escuela Nacional de Enfermeras es desconocida, la bibliografía indica la fecha de traslado del hospital a su actual sede, mas no se encontró información más precisa. Luego de recurrir a herramientas cartográficas y aerofotográficas se pudo restringir el período en el cual el conjunto de edificios se construyó; sin embargo, no del modo deseado, debido a que el Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar (en adelante IGVSB) no poseía las fotografías de finales de la década de 1940 y de la década de 1950, de este modo habría podido conocerse con más precisión el año de construcción del edificio, hubo que conformarse con las fotografías disponibles, estas fueron tomadas con una separación de 38 años entre ellas, si bien esta información es útil no resuelve problema de identificar bajo cual norma constructiva había sido diseñada y construida la estructura.

A continuación se presentan las dos fotografías aéreas tomadas en el área de San Bernardino, específicamente en los años: 1936 y 1974, antes y después de la construcción de los diferentes edificios que hoy componen el Hospital de Niños.



Fig. No. 4.19 Aerofotografía (1936) de la zona donde se construyó la Escuela de Enfermeras, el área del triángulo sirve como punto de referencia. Fuente: IGSB.



**Fig. No. 4.20 Aerofotografía (1974) del área de San Bernardino con el Hospital ya construido, se mantiene el área de referencia y se añade una línea naranja en la zona donde actualmente se encuentra la Av. Vollmer, por donde se accede al hospital.
Fuente: IGSB.**

Los planos estructurales originales del hospital, también, y lógicamente los más antiguos, como se dijo, encontrados en la sede de los Bomberos del Distrito Capital; poseen fecha de elaboración el año 1950, sabiendo que el Hospital fue mudado en el año 1958 desde la sede de Pirineos a su actual ubicación (García P., A. 2001), por lo que ya se conoce con más precisión el período en el cual fue construida la estructura, y consecuentemente, con cuales requerimientos normativos. La figura No.4.21 muestra detalle de plano encontrado en donde se muestra la fecha mencionada.

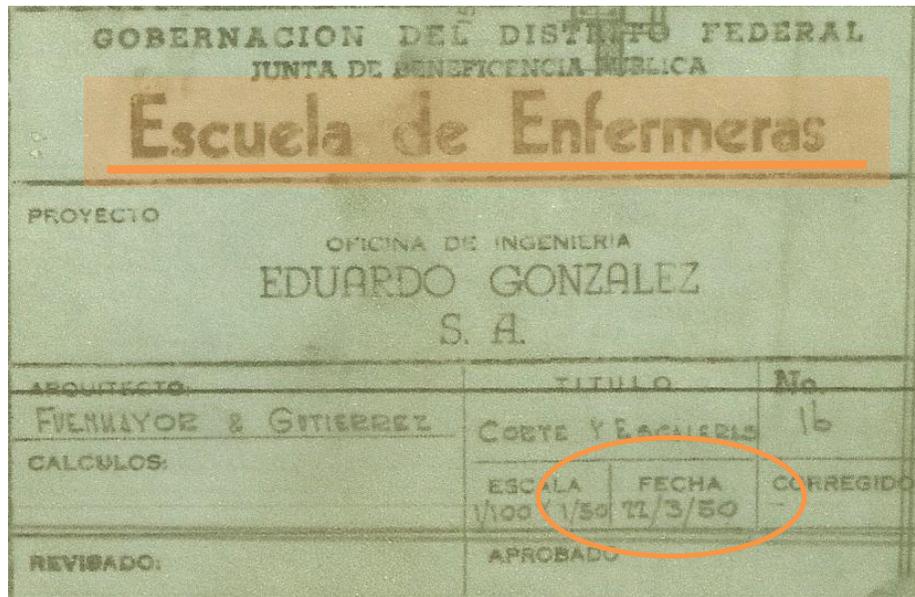


Fig. No. 4.21 Imagen en detalle del Plano No.16, uno de los pocos en los cuales se puede apreciar la fecha de elaboración.

4.6 Revisión de Materiales que componen el Edificio.

La revisión de los diferentes materiales encontrados abarcó, desde encontrar el tipo de bloque empleado en la mampostería, pasando por el escaneo de elementos estructurales para conocer separaciones y cantidad de acero longitudinal y separaciones entre estribos y ligaduras según fuera el caso, hasta la determinación de propiedades mecánicas por medio de ensayos ejecutados por el IMME; sin embargo, no solo fue trabajo de campo el necesario para encontrar las diferentes propiedades de los materiales, también hubo que recurrir a diferentes referencias bibliográficas para tal fin.

Con el paso del tiempo, las propiedades de los materiales han sido mejoradas, toda vez que técnicas de fabricación, incorporación de materiales, creación de nuevos materiales se ha hecho, por ello era de particular importancia conocer en qué fecha tentativa fue hecha la construcción del Ala Sur, para poder establecer los valores referenciales de

resistencia del material para la época en la que fue fabricada. A continuación se presentan los resultados obtenidos:

4.6.1 Propiedades Mecánicas del Acero.

Se encontraron distintas muestras de barras de acero que se vieron expuestas en niveles que se encontraban en remodelación, se encontraron cuatro barras, dos pares con diferentes tipos de estrías, y a todas ellas se les realizó ensayo de tracción.

Tabla No. 4.9 Resultados de Ensayo de Tracción hecho al Acero Longitudinal.
Fuente: IMME. Fuente: Elaboración Propia.

Muestra	Área (cm ²)	Alarg. en 20cm %	Lím. Elástico Conv. s _{0,2%} (kgf/cm ²)	Esfuerzo Máximo (kgf/cm ²)	fy*/fy	fsu*/fy*
funvisis 1	0,71	16,5	4197	6225	1,00	1,48
funvisis 2	0,71	16,5	4254	6239	1,01	1,47
funvisis 3	1,27	24,0	2236	3724	0,53	1,67
funvisis 4	1,98	31,9	2273	3192	0,54	1,40

Como se puede apreciar, los resultados encontrados son disimiles entre el primer y el segundo par de muestras, se presume que esto se debe a que cada uno de los pares de barras se corresponden a fechas de fabricación diferentes y que el primer par pudo haber sido empleado recientemente para la elaboración de machones u otro elemento propio de la remodelación que se lleva a cabo en el edificio; esta hipótesis se refuerza al revisar la bibliografía y encontrar que el “Punto Cedente” exigido para la época era de 2300Kg/cm² (Arnal, 1961) valor que se correspondería con el segundo par dadas sus propiedades y estriado particular. La próxima fotografía muestra una de las barras encontradas.

Ante esta situación y luego de hacer varias revisiones se decidió tomar el promedio de las resistencias de las muestras Funvisis 3 y 4 (segundo par)

como la resistencia media de uso (R_{mu}) del acero para la realización de los modelos en el presente trabajo. ($R_{mu} = 2254,5 \text{Kg/cm}^2$).



Fig. No. 4.22 Una de las barras encontradas en sitio, nótese que el estriado que presenta es diferente al encontrado en las barras que se producen actualmente.

4.6.2 Propiedades del Concreto.

Los lineamientos establecidos por FUNVISIS sugieren utilizar un valor de resistencia a la compresión igual a la resistencia nominal del concreto encontrada en los planos multiplicadas por un factor que incremente este número por efecto del envejecimiento del concreto, esto en ausencia de valores más precisos obtenidos por medio de ensayos mecánicos hechos a núcleos que si bien ya han sido extraídos del lugar no han podido ser ensayados hasta el momento. La resistencia del concreto indicada en planos originales es de 200Kg/cm^2 (inferior al mínimo requerido por la norma 1753: capítulo 5, aparte 5.2.1) y multiplicando este valor por el factor de 1,5 veces la resistencia nominal tal como recomienda FEMA (2002) y FUNVISIS (2012)

se obtiene como resultado 300 Kg/cm^2 como el valor empleado en la realización de los modelos.

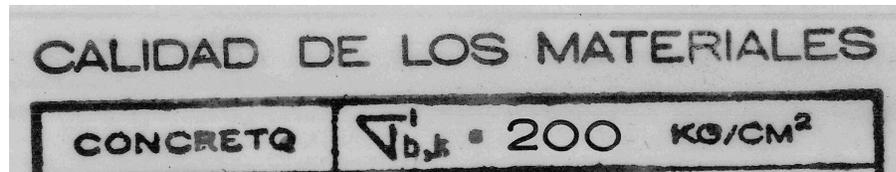


Fig. No.4.23 Detalle del Plano E-2, donde se muestra el requerimiento de resistencia del concreto.

4.6.2.1 Sobre el Concreto Armado.

Elementos estructurales de concreto armado no solo fueron medidos, también fueron inspeccionados, utilizando equipos de detección de metales, se quiso establecer la presencia y ubicación de barras de acero tanto longitudinal como transversal en el concreto ya endurecido, y así verificar la separación y ubicación del refuerzo que indicaron los planos originales.

Por ejemplo, los planos señalaban que las vigas debían emplear acero transversal de $\frac{1}{4}$ " de diámetro, en el caso de las columnas los planos no indicaron que tipo de refuerzo transversal se usaría, sin embargo en inspecciones si pudieron observar barras lisas del mismo diámetro de las vigas (lo cual se encuentra fuera de norma, FONDONORMA 1753, capítulo7, aparte 7.5.2 sección "A"). Igualmente se encontraron en los planos originales separaciones de estribos de 25 cm (también fuera de norma) en toda su longitud, sin contemplar longitud confinada, situación igualmente indebida según la misma norma anteriormente citada en su capítulo 18 (aparte 18.3.4). Lo encontrado al inspeccionar las vigas indicó separaciones de estribos que se encontraron entre 25 y 30cm; en la siguiente imagen se muestra una fotografía de un día de inspección.



Fig. No. 4.24 Inspección con equipo de detección del acero, en una viga del Hospital.

Estas informaciones además de ser útiles para conocer la condición general de los elementos estructurales del edificio y poder modelar la estructura, fue importante para la definición del valor del factor de reducción de respuesta sísmica.

4.6.3 Propiedades de la Mampostería.

La asignación de valores relativos a las propiedades de la mampostería fue hecha luego de consultar la norma mexicana: *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (en adelante NTCDF), Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2004)* esta indica que para la determinación de algunas propiedades es necesario establecer el valor de la resistencia a compresión de la

mampostería; el IMME posee diferentes publicaciones en las cuales bajo diferentes condiciones se ha cuantificado este factor. Los valores de resistencia asignados a la mampostería empleando las dos referencias citadas anteriormente arrojaron:

La Norma NTCDF establece que cuando se trate de bloques de arcilla:

$$f_m^* = f_m / (1 + 2,5C_m) \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde:

f_m^* : Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta.

f_m : media de la resistencia a la compresión

C_m : coeficiente de variación (en ningún caso inferior a 0,15)

Y en lo referente al módulo de elasticidad:

$$E_m = 600f_m^* \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

E_m : Módulo de Elasticidad de la Mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas.

Por otra parte en reuniones y al consultar las investigaciones desarrolladas por el IMME se encontró y usadas como referencia por FUNVISIS:

$$f_m = 17,23\text{Kg/cm}^2$$

$$C_m = 0,21$$

Y de este modo se obtiene los siguientes valores para las propiedades de mayor interés:

$$f_m^* = 11,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_m = 6780 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación se presenta una tabla resumen con los valores de las propiedades mecánicas encontradas para los materiales del edificio modelado:

Tabla No.4.10 Propiedades de los materiales empleados en los modelos del Ala Sur.

Fuente: Elaboración propia.

Propiedad	Símbolo unidades.	Valor.
Resistencia esperada del concreto.	f_c (Kgf/cm ²)	300
Resistencia media de uso del acero.	R_{mu} (Kgf/cm ²)	2254,5
Peso específico del concreto armado.	γ_c (Kgf/m ³)	2500
Módulo de elasticidad del concreto.	E_c (Kgf/cm ²)	261540
Módulo de elasticidad del acero.	E_s (Kgf/cm ²)	2100000
Módulo de elasticidad de la mampostería.	E_m (Kgf/cm ²)	6780

En vista de que las características de la ampliación encontrada en el piso 7 fueron asumidas debido a la restricción en el acceso a este nivel, a continuación se presentan las características más importantes asignadas a los elementos estructurales de la mencionada construcción.

Tabla No.4.11 Secciones de los elementos empleados en la ampliación. Fuente:

Elaboración propia.

Elemento	Sección
Columnas	ECO 40*80
Vigas Principales	I18
Vigas Secundarias	I14

**Tabla No.4.12 Principales Propiedades del Acero empleado en la ampliación. Fuente:
Elaboración propia.**

Propiedad	Símbolo unidades.	Valor.
Resistencia media de uso del acero.	R_{mu} (Kgf/cm ²)	3230
Esfuerzo Último	UTS (Kgf/cm ²)	4080
Módulo de elasticidad del acero.	E_s (Kgf/cm ²)	2100000

4.7 Modelo Estructural del Edificio.

4.7.1 Análisis de Cargas.

Las diferentes cargas impuestas sobre los distintos elementos estructurales del edificio provienen de dos orígenes, cargas permanentes y cargas variables, fueron asignadas tomando como referencia la norma COVENIN 2002-88 *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*, especialmente sus capítulos 4 y 5

**Tabla No. 4.13 Análisis de Cargas para las diferentes losas del edificio. Fuente:
Elaboración Propia.**

Losa Entrepisos		
Tipo de Carga		Cargas (Kg/m²)
Carga Permanente (CP)		
Losa Entrepisos (0,15m)		375
Total	CP	375
	CV	300
Sobrecarga Permanente		
Granito (0,05m)		100
Mampostería (sobre Losa)		200
Acabado Inferior		22
Total	SCP	322
Losa Techo		
Carga Permanente (CP)		Cargas (Kg/m²)
Losa (0,13m)		

Total	CP	325
	CVT	100
Sobrecarga Permanente		
Impermeabilización		12
Acabado Inferior		22
Total	SCP	34
Losa Escaleras		
Carga Permanente (CP)		Cargas (Kg/m²)
Losa (0,17m)		425
Total	CP	425
	CV	500
Sobrecarga Permanente		
Escalones		110,29
Granito (0,05m)		99,71
Acabado Inferior		22
Total	SCP	232,00

El cálculo de la carga impuesta por la mampostería sobre las losas de entepiso se hizo utilizando el promedio de las cargas sobre losas de cada nivel.

Tabla No. 4.14 Análisis de Cargas de las Vigas Perimetrales. Fuente: Elaboración Propia.

Vigas Perimetrales		
Sobrecarga Permanente (SCP) por Mampostería		Cargas (Kg/m²)
Vigas de Planta Baja		655,5
Total	SCP	655,5
Vigas de Entepiso		555
Total	SCP	555

El cálculo del peso sísmico se realizó tal como indica la norma COVENIN 1756-1:2001, incluyendo en él al 100% de las cargas permanentes aportadas por elementos estructurales, mampostería, recubrimientos, etc., un 50% de

las cargas variables sobre las losas para encontrar en total un peso sísmico de 2303,21tf.

En el caso de la ampliación, los valores asignados fueron los siguientes:

Tabla No. 4.15 Análisis de Cargas para la Ampliación. Fuente: Elaboración Propia.

Losa Techo		
Tipo de Carga		Cargas (Kg/m²)
Carga Permanente (CP)		
Losa		190
Total	CP	190
	CV	100
Sobrecarga Permanente		
Acabado e Impermeab.		34
Total	SCP	324

4.7.2 Espectro.

El espectro utilizado para el modelado del edificio fue tomado del *Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto* desarrollado por FUNVISIS en el año 2009, y empleando una aplicación (Corredor y Pérez, 2010) que permite obtener la función, tal como se dijo este estudio ofrece mayor detalle de las condiciones de aceleración encontradas en la Gran Caracas, y especialmente en el caso de la parroquia San Bernardino donde tal como se explicó anteriormente se pueden encontrar aceleraciones de las más altas del área metropolitana. La siguiente imagen muestra el espectro empleado para analizar los diferentes modelos de la estructura.

4.7.2.1 Justificación de la Selección del Valor de Reducción de Respuesta R .

La norma COVENIN 1756-1:2001 establece un factor de reducción R igual a 6 dada la zona, tipo de estructura y uso destinado para ese edificio, todo esto lo hace al trabajar con un nivel de diseño 3 (ND3), sin embargo, estas consideraciones fueron hechas pensando en el diseño y construcción de estructuras nuevas. Teniendo en cuenta: 1) que la construcción del Ala Sur del Hospital se dio con toda certeza antes de 1958 (presumiblemente en 1954), es decir, en una época previa a la instauración de normas que contemplaran criterios sismorresistentes en ellas y en las cuales el cálculo estructural estaba esencialmente enfocado a soportar las cargas de servicio por áreas tributarias; 2) que fueron encontradas separaciones de acero transversales a partir de los 20cm, 3) que los diámetros de estos aceros son inferiores a los requeridos actualmente, 4) que los planos originales indican que en el diseño existan columnas con dimensiones fuera de la norma y 5) otro grupo que se encuentra en el límite incluso en los niveles inferiores del edificio, así como también 6) columnas con cuantías inferiores a las requeridas por la norma actual, sin olvidar 7) la existencia de una ampliación de cuya construcción no se ha encontrado información documental alguna; se tomó un factor de reducción de respuesta R igual a 2 para el presente caso de estudio.

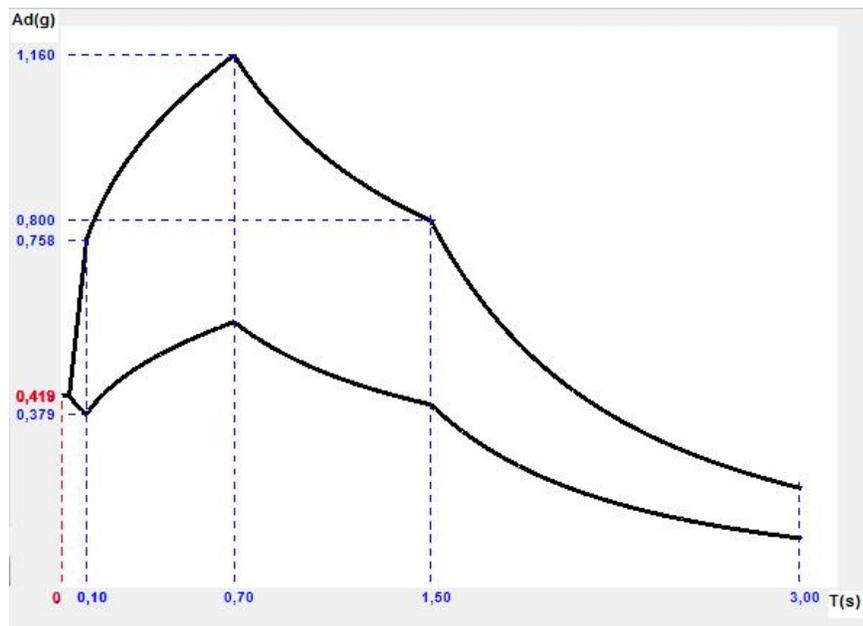


Fig. No. 4.25 Espectro de Microzonificación para la zona en donde se ubica el Hospital.

Fuente: Coronel y Pérez, 2010.

4.7.3 Modelos del Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos.

En función de lo expuesto fueron hechos los diferentes modelos del edificio, de acuerdo a las características que más se ajustaron a las propiedades del edificio encontradas durante las inspecciones, y en algunos casos como se presentó, son el fiel reflejo de características encontradas en planos originales, ensayos mecánicos, y ensayos no destructivos; imágenes de los dos modelos base del Ala Sur se presentan a continuación.

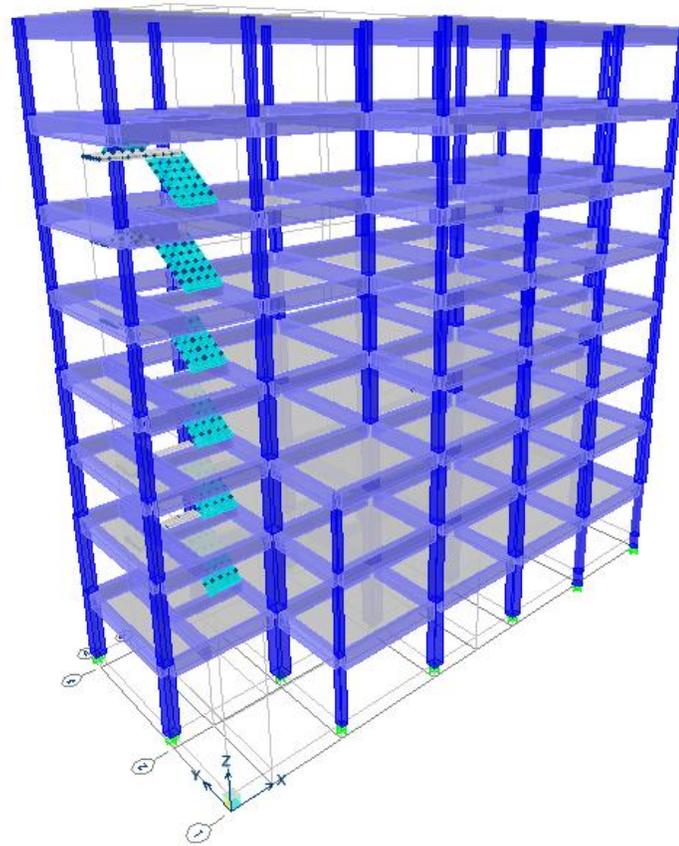


Fig. No. 4.26 Modelo 1 del Ala Sur del Hospital obtenida del Programa de Análisis, este modelo solo tiene estructura de pórticos de concreto, 8 niveles en total.

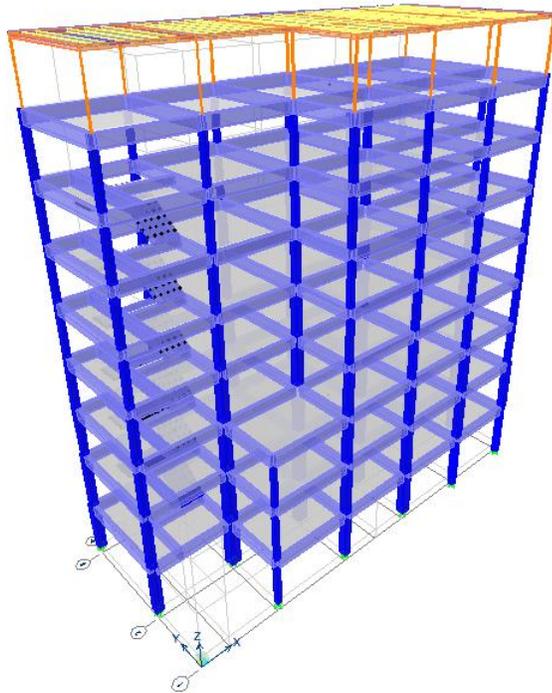


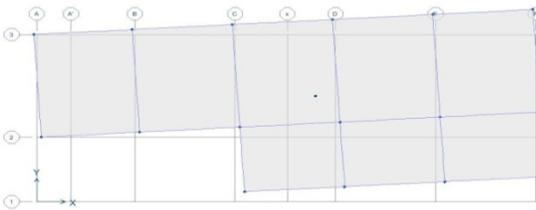
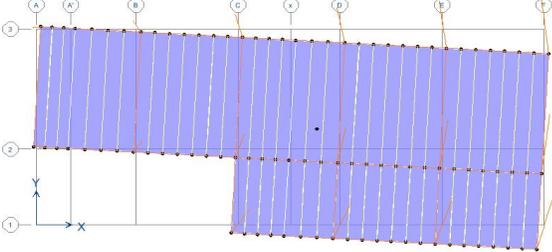
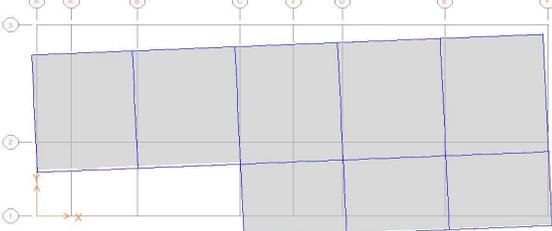
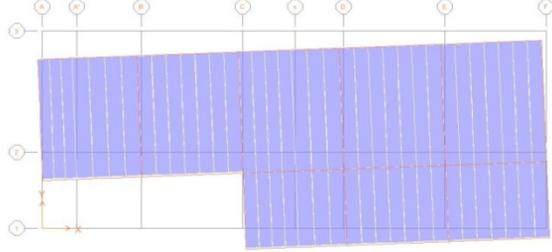
Fig. No. 4.27 Modelo 2 del Ala Sur del Hospital, acá fue incorporada la ampliación encontrada, construida con estructura de acero.

4.8 Determinación de la Respuesta Sísmica.

4.8.1 Periodos y Formas Modales.

Una vez hecho el análisis, se obtuvieron periodos y las formas modales más importantes obtenidos de cada modelo hecho se presentan en la siguiente tabla, incorporando en ella las principales características de los modelos, la forma de movimiento de edificio para el modo dado y a la vez una imagen.

Tabla No.4.16 Formas Modales, Periodos e imágenes de los modelos para el modo 1.

M	Caract. del Modelo	Forma Modal.	T (s)	Tipo de Mov.
1	Estructura, 8 niveles, IG, sin mamp.		1,11	Traslacional con torsión.
2	Estructura, 9 niveles, IG, sin mamp.		1,15 *	Traslacional con torsión.
3	Estructura, 8 niveles, IR, con mamp.		0,94	Traslacional con torsión.
4	Estructura, 9 niveles, IR, con mamp.		0,98	Traslacional con torsión.

IG: Inercia Gruesa, IR: Inercia Reducida, Mamp: Mampostería.

* el periodo presentado se corresponde con el cuarto modo de vibración, donde se presentó una masa participativa mayor del 40% como ocurrió en el resto de los primeros modos para los otros edificios.

4.8.2 Masas Participativas de los Modelos.

La siguiente tabla presenta las masas participativas de los primeros seis modos de cada modelo.

Tabla No.4.17 Masas Participativas de los Modelos (%). Fuente: Elaboración propia.

Modelo	Modo											
	1		2		3		4		5		6	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	1,40	51,02	33,23	16,07	39,10	5,71	0,29	9,51	6,84	2,98	6,62	1,17
2	3,20	0,00	0,00	7,63	0,03	0,02	1,37	46,77	40,28	11,39	28,48	6,55
3	0,08	68,19	75,89	0,01	0,24	9,70	0,00	11,13	11,49	0,01	0,07	2,18
4	0,09	67,90	75,69	0,02	0,25	9,20	0,01	11,58	11,51	0,00	0,07	1,28

Como puede apreciarse el Modelo 2, incorpora masas participativas superiores al 40% a partir del cuarto modo de vibración, los tres primeros modos involucraron preferentemente a la estructura de acero y la forma de movimiento fue traslacional en X, traslacional en Y, y rotacional para los modos 1, 2 y 3 respectivamente.

4.8.3 Revisión de la Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal).

4.8.3.1 Nivel Base.

Se determinó el cortante basal del edificio para la estructura sin mampostería, debido a que esta integra las características necesarias para realizar el cálculo, entendiendo que las cargas por efecto de la mampostería colocada internamente sobre las losas de entrepisos, y en las vigas perimetrales en el caso de las fachadas sí ha sido incorporadas en este

análisis en el cual no se ha evaluado el efecto de la mampostería en la rigidez de la estructura, a diferencia de los modelos 3 y 4.

Como era de esperarse, el modo de falla de las diferentes columnas del nivel base no fue único, sino una combinación de modos de falla dúctil y frágil. La siguiente tabla muestra la condición de cada una de las columnas así como la condición global del nivel.

	Posición		Columna		Nu (Kg)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vc+Vs (Ton)	ΣCorte Basal Demanda(Ton)		M tope-base (Ton-m)	h libre (m)	V asociado al Momento (Ton)	Modo	V definitivo
	A	B	T	T					x	y					
Nivel Base	A	2	T	1	95996	23,38	10,88	34,27	754,28	705,57	33,9	2,4	28,25	Dúctil	28,25
	A	3	T	1	89698	23,00	10,88	33,88			33	2,4	27,50	Dúctil	27,50
	B	1	T	2	26616	9,14	3,52	12,66			5,5	2,4	4,58	Dúctil	4,58
	B	2	T	3	215878	44,96	14,73	59,69			80	2,4	66,67	Frágil	59,69
	B	3	T	3	194714	43,66	14,73	58,39			77	2,4	64,17	Frágil	58,39
	D	3	T	3	179285	42,71	14,73	57,44			75	2,4	62,50	Frágil	57,44
	C	1	T	4	98358	23,53	10,88	34,41			27	2,4	22,50	Dúctil	22,50
	C	2	T	5	215535	44,94	22,09	67,03			80,5	2,4	67,08	Frágil	67,03
	C	3	T	6	175236	37,26	20,17	57,42			73	2,4	60,83	Frágil	57,42
	D	1	T	7	124067	29,38	12,17	41,54			43	2,4	35,83	Dúctil	35,83
	D	2	T	8	241878	52,24	24,01	76,25			115	2,4	95,83	Frágil	76,25
	E	1	T	9	120214	26,23	6,08	32,31			35	3,15	22,22	Dúctil	22,22
	E	2	T	10	227741	45,93	8,00	53,94			89	3,15	56,51	Frágil	53,94
	E	3	T	11	171140	37,64	7,36	45,00			70	3,15	44,44	Dúctil	44,44
	F	1	T	12	74295	19,73	5,44	25,18			18,7	3,15	11,87	Dúctil	11,87
	F	2	T	13	153795	36,50	7,36	43,87			48	3,15	30,48	Dúctil	30,48
F	3	T	14	106581	29,19	6,72	35,91	37	3,15	23,49	Dúctil	23,49			
Sum =											681,34				

Tabla No. 4.18 Cálculo de Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal) en el Nivel Base del Ala Sur del Hospital J.M. de los Ríos. Fuente: Elaboración propia.

En las columnas de T9 a T14 (de sección circular), el cálculo de Vc fue hecho según el aparte 11.2.3 de la ACI 318-08.

Tabla No. 4.19 Relaciones Demanda/Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal) en las Direcciones Principales de Análisis, Nivel Base. Fuente: Elaboración propia.

Dirección	Relación D/C
X	1,11
Y	1,04

Como se puede observar el cálculo indicó que la demanda de fuerza cortante impuesta al edificio por efecto de las aceleraciones experimentadas a causa de un sismo, exceden las capacidades de diseño de los elementos estructurales; debe decirse que este valor de relación demanda capacidad fue obtenido asumiendo por ejemplo, que la separación entre ligaduras establecida en el diseño fue respetada en todas las columnas del edificio, sin embargo esto es un hecho poco probable, dado que en inspecciones hechas en otros niveles se encontró variación en la separación del refuerzo transversal.

4.8.3.2 En el Nivel más Vulnerable.

Una vez hecho el análisis, se observó que las relaciones demanda-capacidad a flexocompresión que el programa determinó eran elevadas, aún en los niveles superiores, ante esta situación, se decidió realizar la revisión a fuerza cortante del nivel cuyo promedio de relación D/C en columnas fue mayor. La siguiente es una gráfica donde puede observarse la condición promedio de cada nivel, el promedio mostró que el piso 4 del Ala Sur presentó el valor más alto, seguidamente se presenta en una tabla la relación demanda – capacidad a fuerza cortante calculada para el cuarto piso, encontrando valores que exceden la unidad en las dos direcciones principales.

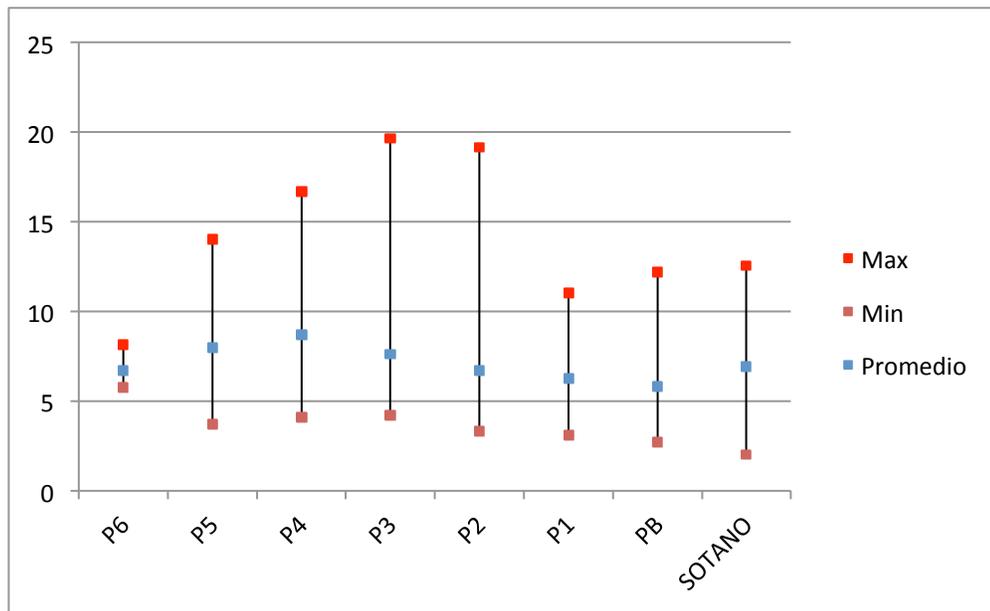


Fig. No. 4.28 Relación Demanda-Capacidad a Flexocompresión del Edificio por nivel, mostrando valores máximos, promedios y mínimos, teniendo al Piso 4 con el promedio más alto de todo el edificio.

Tabla No. 4.20 Relaciones Demanda /Capacidad a Fuerza Cortante (Horizontal) en las Direcciones Principales de Análisis para el cuarto piso del edificio. Fuente: Elaboración propia.

Dirección	Relación D/C
X	2,95
Y	2,70

Hecho el cálculo se evidencia la franca vulnerabilidad del Piso 4 del Ala Sur, encontrando que la demanda impuesta excede hasta casi triplicar las capacidades de las columnas del nivel, esto en el caso de la evaluación a fuerza cortante, recordando que la evaluación arrojada por el programa en el caso de flexocompresión mostró que la relación demanda capacidad promedio del piso fue de 8,74; se debe decir que el 25% de las columnas de

este nivel no tienen las medidas mínimas requeridas y otro 12,5% tienen las medidas mínimas, ambos grupos de columnas se ubican en las fachadas.

4.8.4 Revisión de la Relación Demanda/Capacidad en Elementos Críticos.

4.8.4.1 Vigas (Fuerza cortante).

Se evaluó la relación demanda-capacidad a fuerza cortante partiendo de los máximos momentos probables; el resultado del cálculo se presenta en la siguiente tabla, de un total de seis vigas ubicadas en la Planta Baja y en el Piso 4 se obtuvo:

Tabla No.4.21 Relaciones D/C a Fuerza Cortante en Vigas.

Viga - Nivel	Vu (Ton)	Vn (Ton)	D/C
V F 2-3 (PB)	33,22	27,01	1,22
V E 2-3 (PB)	27,65		1,02
V 1 E-F (PB)	23,04	24,29	0,99
V 2 B-C (PB)	30,23		1,25
V 3 E-F (PB)	29,00		1,19
V 2 D-E (P4)	24,83		1,02

El resultado es que la relación demanda-capacidad encontrada excedió, en la mayoría de los casos estudiados, la capacidad de las vigas, con la excepción de la viga V1 E-F (PB) que a pesar de no verse rebasada se encuentra en valores bastante cercanos a la unidad. Existe un porcentaje importante, superior al 50%, de vigas que poseen las dimensiones mínimas requeridas por norma.

4.8.4.2 Columnas (Flexocompresión).

Los valores reportados son los calculados por el programa, se presentan a continuación las imágenes de los resultados de las relaciones demanda-capacidad (D/C) a flexo-compresión encontrados para el modelo 1 (M1).

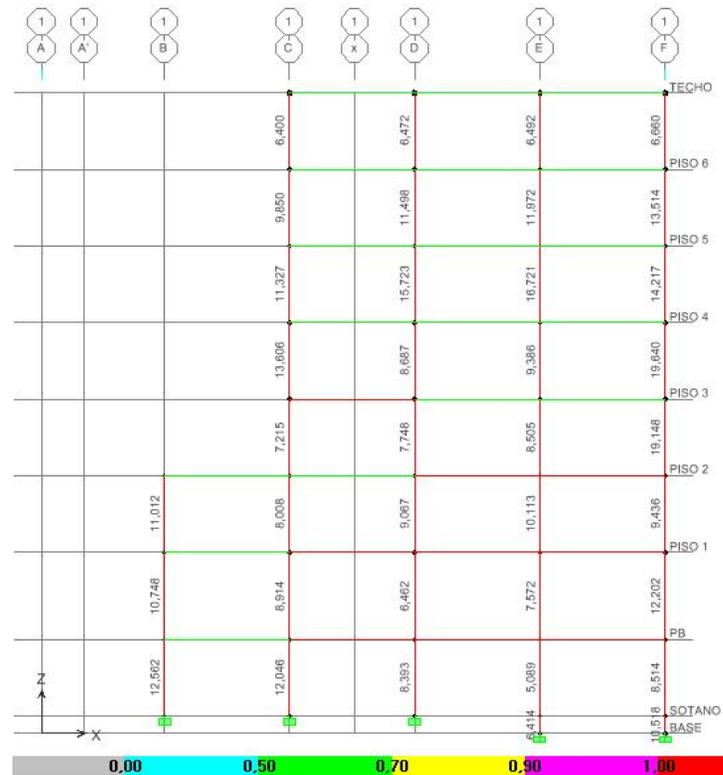


Fig. No.4.29 Relaciones demanda/capacidad a Flexocompresión para el Modelo 1 en su Pórtico 1.

El programa ofrece un índice de colores en el cual como puede apreciarse en la imagen del pórtico 1, en aquellos casos que se encuentren relaciones mayores o iguales a uno (1) el programa indica la alerta y presenta las columnas de color rojo. Tal como puede verse, todas las columnas de este pórtico y de todo el edificio ven superadas sus capacidades ante la demanda impuesta por el sismo para el presente.

modelo. Imágenes de los dos pórticos restantes del edificio se presentan a continuación.

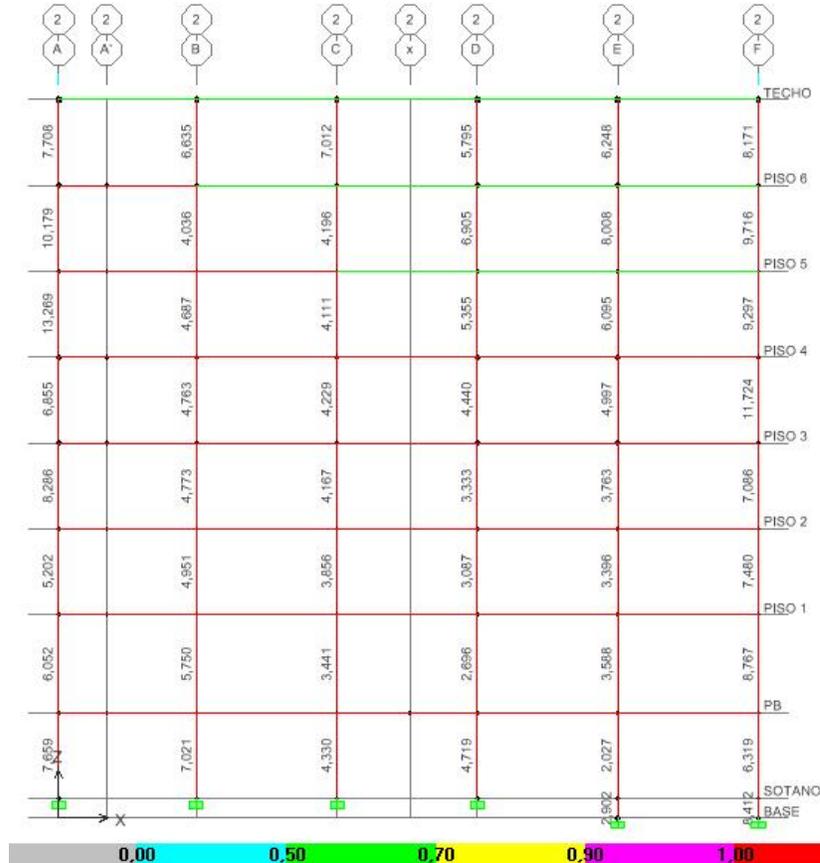


Fig. No.4.30 Relaciones Demanda /Capacidad y Condición de Columnas para el Modelo 1 en su Pórtico 2.

Puede apreciarse como las capacidades de las columnas del edificio se ven excedidas por la demanda impuesta por el sismo, encontrando para este pórtico relaciones demanda-capacidad que casi triplican la unidad en el mejor de los casos, y en el peor de ellos valores tan altos como 13,269; en la próxima página se presenta una tabla con los valores máximos, mínimos y promedios de las relaciones demanda-capacidad a flexocompresión por nivel.

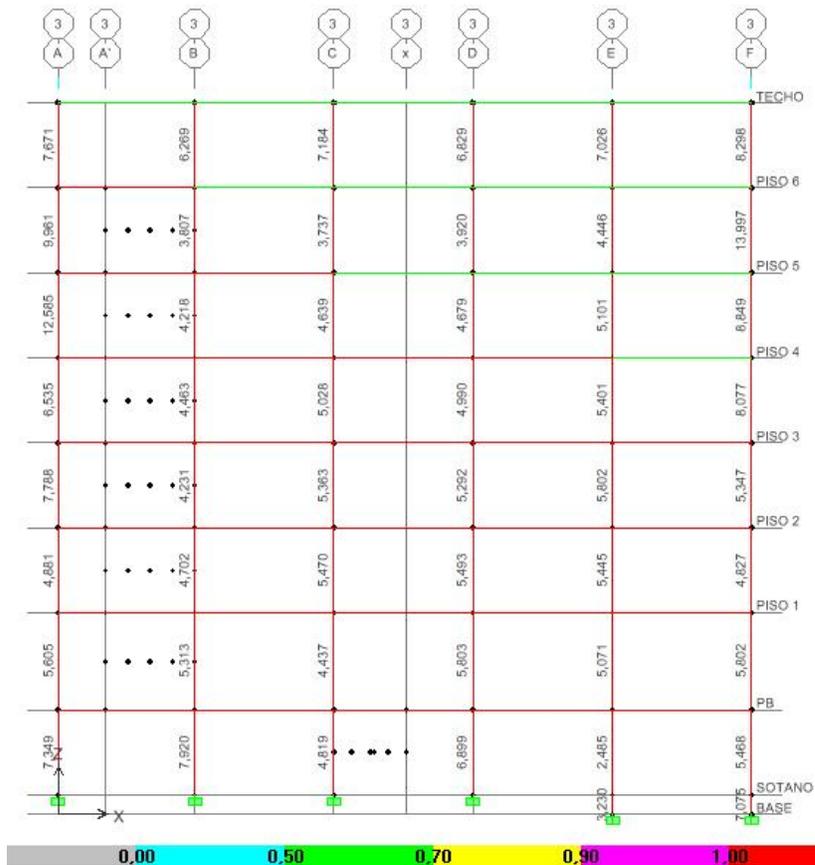


Fig. No. 4.31 Relaciones Demanda/Capacidad para el Pórtico 3 del mismo Modelo.

Tabla No.4.22 Promedio por Nivel de las Relaciones D/C a Flexocompresión. Fuente: Elaboración Propia.

Nivel	Promedio	Mínimo	Ubicación	Máximo	Ubicación	Sección
P6	6,792	5,795	D2	6,792	F3	T33
P5	9,309	3,737	C3	13,997	F3	T33
P4	10,702	4,111	C2	16,721	E1	T2
P3	9,394	4,229	C2	19,640	F1	T2
P2	8,045	3,333	D2	19,148	F1	T2
P1	7,213	3,087	D2	11,012	B1	T16
PB	7,157	2,696	D2	12,202	F1	T18
SOTANO	7,847	2,225	E2	12,562	B1	T2

La tabla evidencia la vulnerabilidad de la estructura al no satisfacer los valores que se esperarían en un edificio que funja como centro asistencial, especialmente de niños, el promedio de las columnas de todo el edificio fue de 8,307, encontrando un máximo de 19,640 en el piso 3, en la posición F1, una columna T2 (30cm*30cm, 4 ϕ de 5/8"). Si bien el valor promedio más alto encontrado fue en el piso 4 (10,702), los pisos 2, 3, 4 y 5 presentaron valores promedios mayores incluso que el nivel base.

1. Caso Particular: Evaluación del Modelo incorporando solo la Carga Gravitacional.

Luego de haber encontrado que la capacidad a flexocompresión de las columnas se ve excedida de manera notable por la demanda en los casos donde hay combinaciones que incorporan al sismo, surgió la necesidad de verificar si la estructura es competente para admitir, como ha de esperarse, las cargas de servicio propias de un edificio con el uso y la población que en la Ala Sur se pueda encontrar. Este caso incorporó el 100% de las acciones permanentes así como también de las acciones variables; obteniéndose para este caso particular resultados satisfactorios, estos se presentan a continuación:

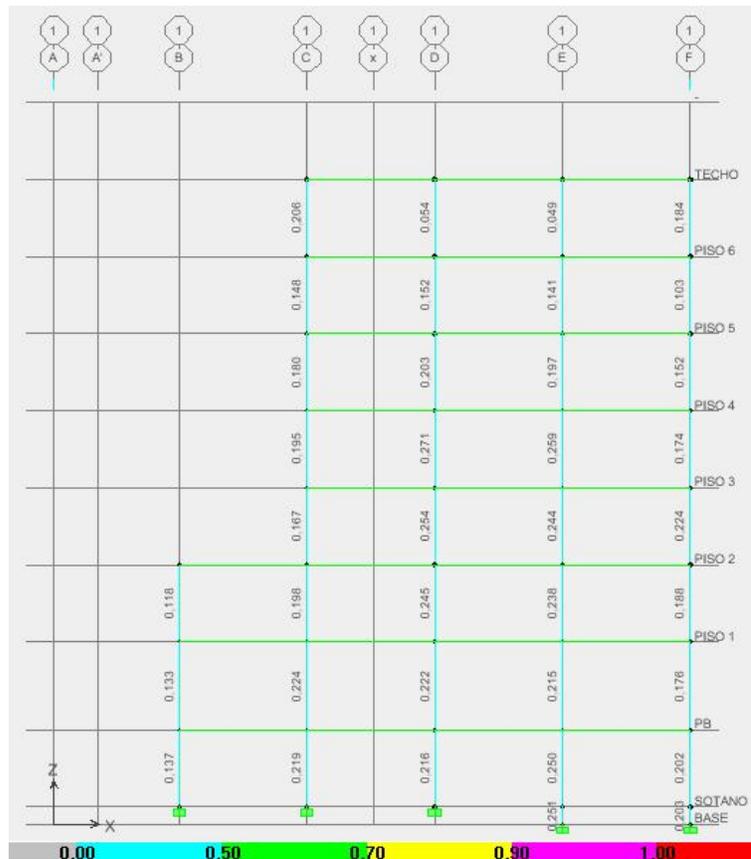


Fig. No.4.32 Relaciones demanda/capacidad a Flexocompresión solo incluyendo cargas gravitacionales para el Modelo 1 en su Pórtico 1.

Como se dijo, el programa ofrece un índice de colores en el cual como puede apreciarse en la imagen del pórtico 1, las columnas con relaciones D/C menores a la unidad y para el caso del análisis con cargas de servicio menores a 0.5, las columnas se presentan en color azul; esta situación se repite en todos los pórticos de este caso particular, recordando, que excluye la demanda que impondría un sismo.

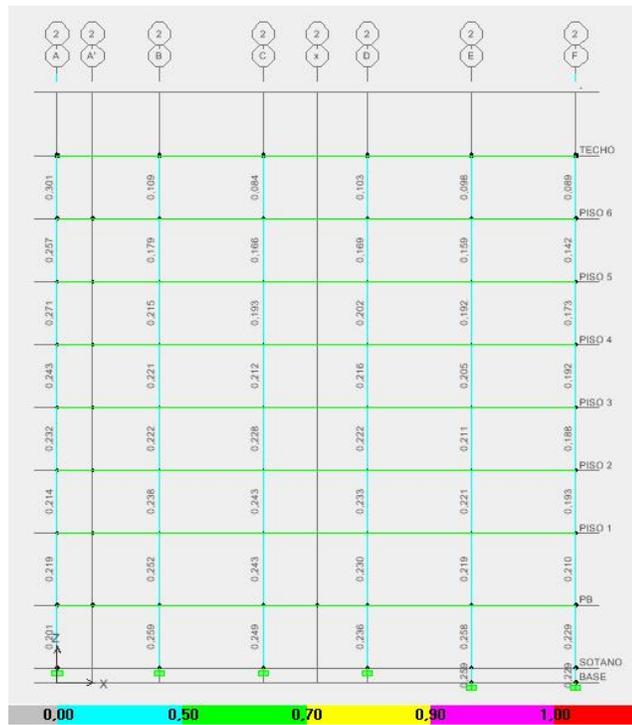


Fig. No.4.33 Pórtico 2, Modelo 1, Relaciones D/C a Flexocompresión cargas de servicio.

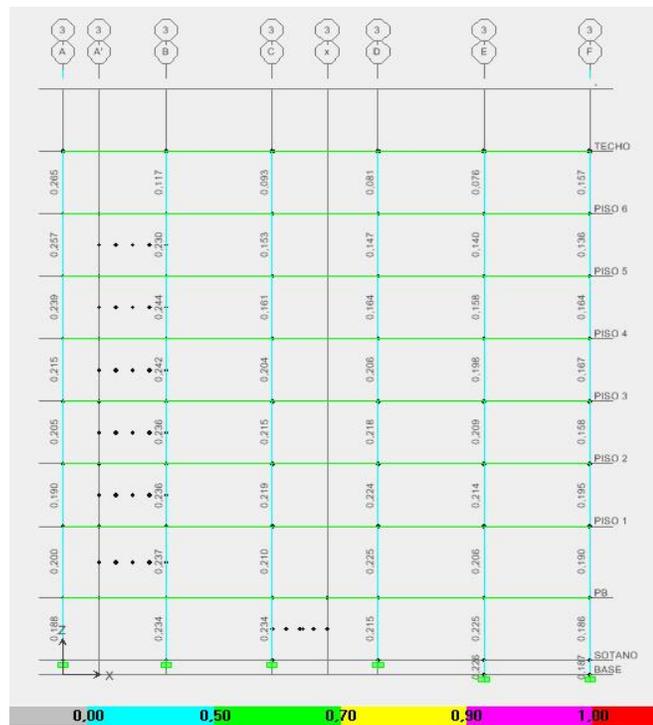


Fig. No.4.34 Pórtico 3, Relaciones D/C a Flexocompresión cargas de servicio.

1. Revisión de la Capacidad a Flexocompresión en Columnas.

Se realizó un chequeo de la condición de la capacidad de las columnas del nivel base utilizando los diagramas de interacción y los valores más desfavorables que el programa de análisis haya encontrado para cada una de las combinaciones de solicitaciones utilizadas para el estudio. En el nivel base se tienen 14 tipos de sección en un total de 17 columnas, tal como indicó el análisis del programa se encontró que todas las columnas ven excedida su capacidad ante la demanda, a continuación se presentan cuatro de los casos en donde se evidencia lo expuesto.

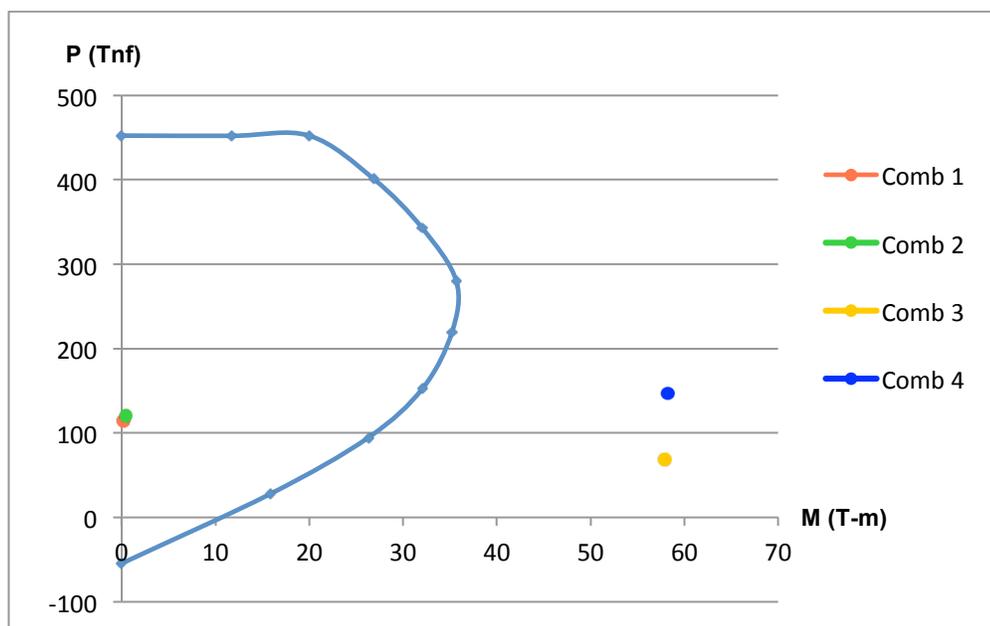


Fig. No.4.35 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T4 ubicada en el nodo B-2 del Nivel Base.

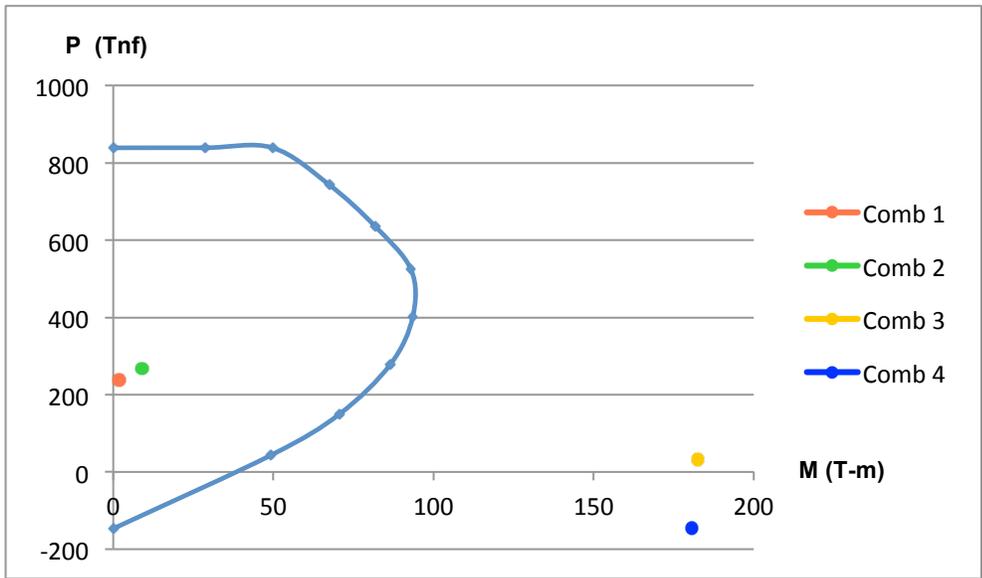


Fig. No.4.36 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T3 ubicada en el nodo B-2 del Nivel Base.

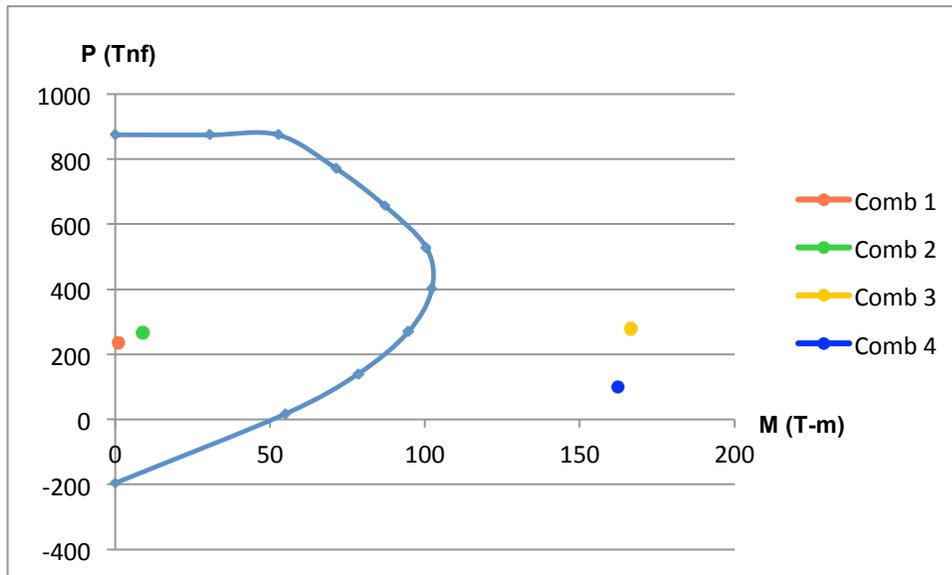


Fig. No.4.37 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T5 ubicada en el nodo C-2 del Nivel Base.

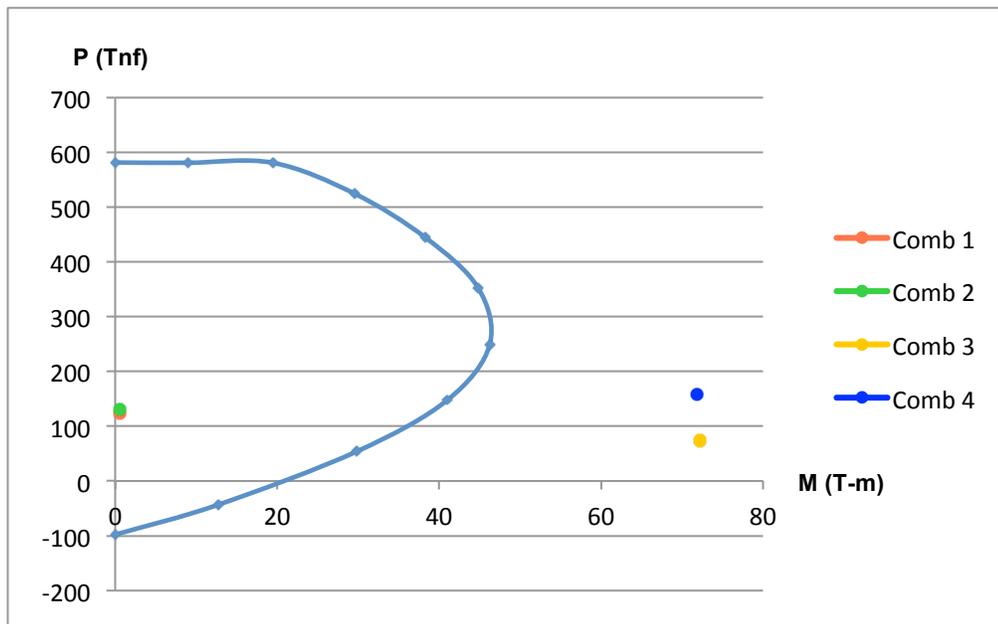


Fig. No.4.38 Diagrama de Interacción y Combinaciones para la Columna T14 ubicada en el nodo F-3 del Nivel Base. Se debe recordar que esta columna posee sección transversal circular.

Debe indicarse que el caso de estudio presentado esta referido a la dirección X, sin embargo también debe decirse que la geometría de todas las columnas acá presentadas y en general, de todo el edificio es simétrica e igualmente lo son sus armados.

4.9 Análisis de los Desplazamientos.

Tal como se indicó en el método, fueron calculados los desplazamientos, las derivas δ_i y finalmente el cociente deriva-altura de entrepiso $[\delta_i / (h_i - h_{i-1})]$ siguiendo las indicaciones de la norma COVENIN 1756-1:2001; esto fue hecho para las direcciones principales X y Y, el siguiente grupo de gráficos muestra el comportamiento de las derivas de los distintos modelos en función de la altura del edificio. En los gráficos fueron

incluidos los límites máximos permitidos por la norma nacional y por FUNVISIS (FEMA) para poder apreciar el comportamiento de la estructura con respecto a los máximos estándares aceptados.

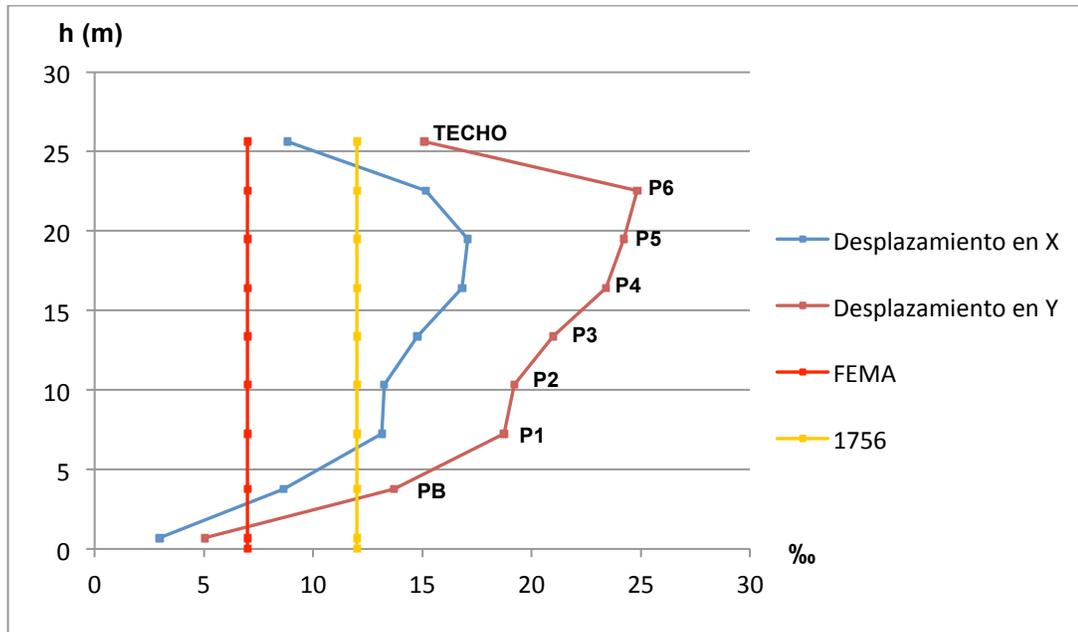


Fig. No.4.39 Gráfico de Desplazamientos de Entrepiso del Modelo 1, se reporta el comportamiento para ambas direcciones de análisis.

En el gráfico se evidencia el franco incumplimiento de la norma que presenta el modelo 1 con respecto a los valores límites permitidos, también se puede apreciar como la dirección Y presenta los mayores valores, esto se explica en el hecho de que esta dirección posee solo tres líneas resistentes, en comparación a las seis que presenta la dirección X.

El segundo modelo de estudio arrojó resultados similares, mostrando un desplazamiento mayor en el último nivel, comportamiento que no ha de sorprender teniendo en cuenta que este nivel fue el reportado como la ampliación hecha utilizando columnas tubulares de acero. También debe

decirse que los desplazamientos encontrados en los niveles construidos en concreto armado fueron similares a los calculados en el Modelo 1. En el gráfico no se presentan los valores de deriva para el último nivel para poder apreciar mejor el comportamiento del edificio, sin embargo estos son 235,33‰ y 370,55‰ en las direcciones X y Y respectivamente.

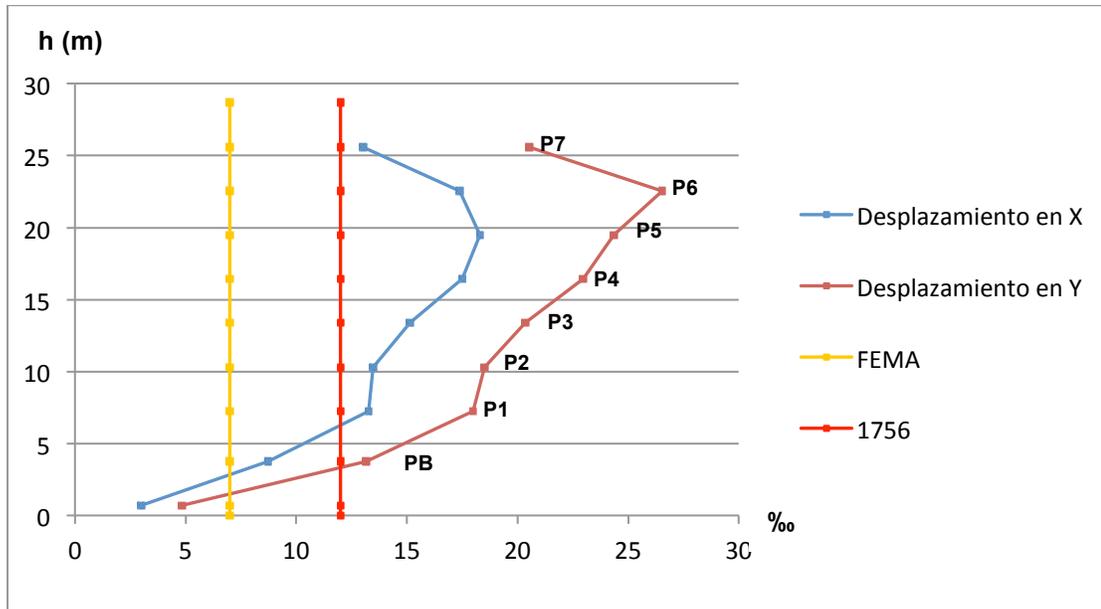


Fig. No.4.40 Gráfico de Desplazamientos de Entrepiso del Modelo 2, se reporta el comportamiento para ambas direcciones de análisis.

Una vez incorporada la mampostería para así obtener a los modelos 3 y 4 se observó un comportamiento en cuanto a las derivas elásticas como sigue:

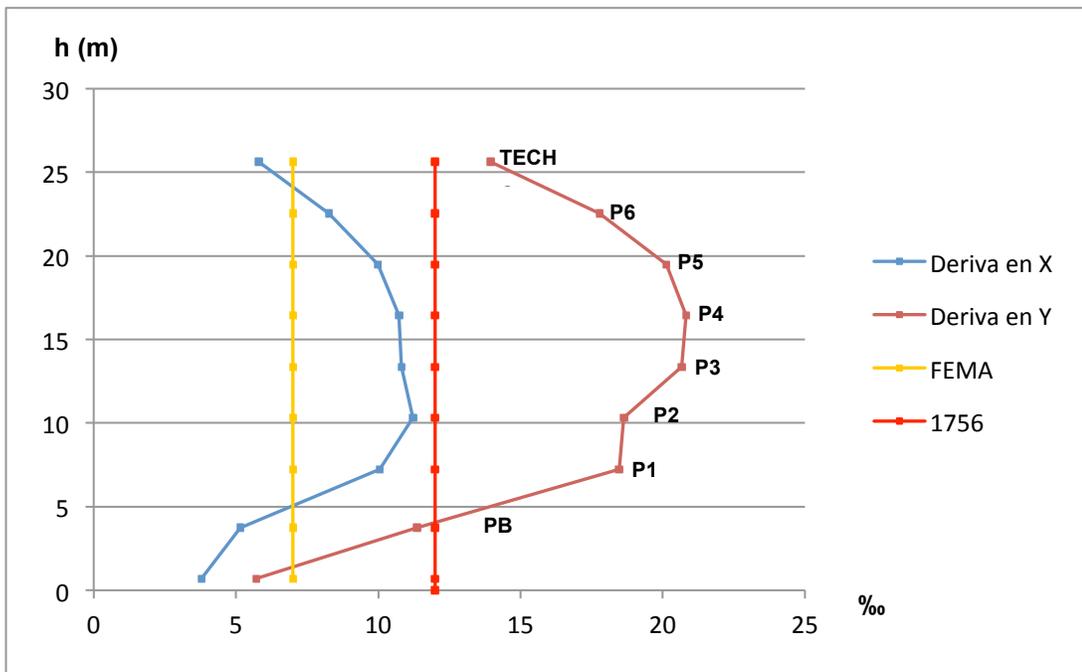


Fig. No.4.41 Gráfico Modelo 3, Desplazamientos de Entrepiso.

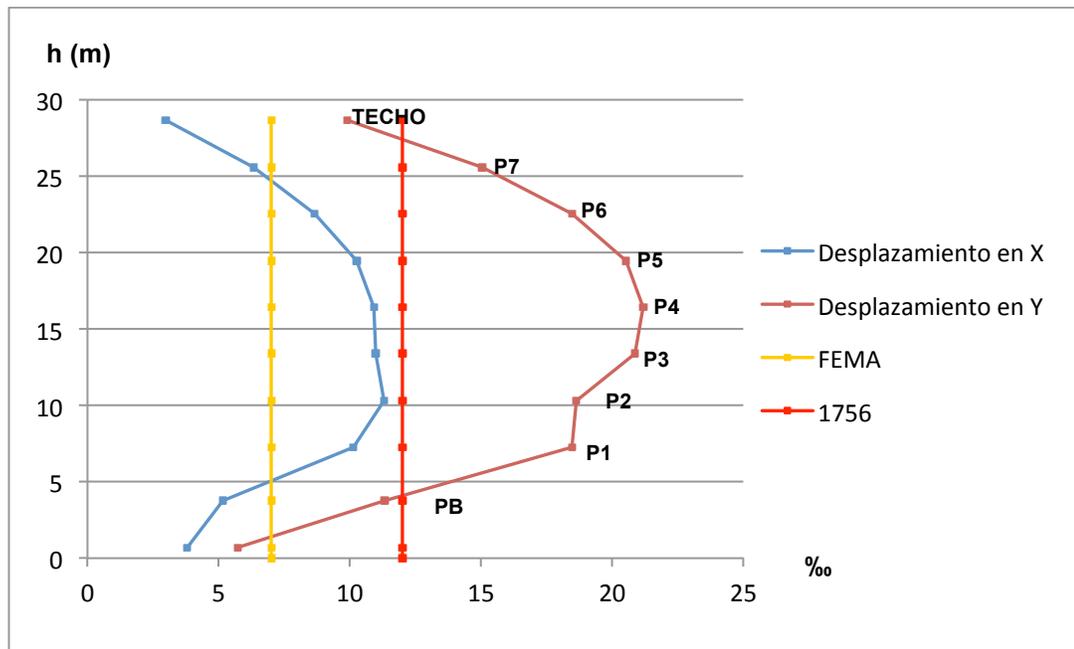


Fig. No.4.42 Gráfico de Desplazamientos de Entrepiso del Modelo 4.

Como pudo observarse, la incorporación de la rigidez de la mampostería a los modelos M3 y M4 implicó la reducción de las derivas del edificio, logrando para ambos casos que la dirección X cumpliera al menos con la norma nacional de diseño sismorresistente, esto aun cuando los modelos mencionados trabajaron con la inercia reducida de sus elementos estructurales.

Las derivas máximas encontradas por modelo fueron:

Tabla No.4.23 Valores Máximos de Desplazamiento encontrados por Modelo.

Modelo	Valores Máximos (‰).	
	Dirección X	Dirección Y
M1	17,380	24,88
M2	18,561*	26,5808*
	235,330•	370,552•
M3	10,753	20,702
M4	21,948*	42,096*
	3,342•	15,334•

*Para la estructura de concreto.

•Valores encontrados para la estructura de Acero.

4.10 Comparación con la Norma.

En diferentes casos se encontraron condiciones que incumplen con los requerimientos de la norma o en su defecto se encuentran al límite de lo establecido por ella, se reportan a continuación (a menos que se indique lo otra cosa, los artículos referidos pertenecen a la norma 1753):

- La resistencia del concreto indicada en planos originales es de 200Kg/cm^2 (inferior al mínimo requerido: capítulo 5, aparte 5.2.1).
- Resistencia del acero de refuerzo por corte o torsión inferior a la requerida, artículo 11.4.2, las muestras fueron encontradas en obra y ensayadas, como ya se reportó.
- En los planos encontrados no se encontró detalle alguno que refiera detalle de armado de elementos estructurales, diámetros de dobleces,

separaciones entre barras, recubrimientos, longitudes de transferencia (artículos: 7.2.1, 7.2.3.1, 7.2.4, y 12.2 respectivamente).

- En vigas la aplicación de ensayos no destructivos detectó separaciones de acero transversal mayores a las requeridas por la norma, entre 25 y 30cm, tampoco se detectó la presencia de longitudes confinadas, condición confirmada por los planos originales que señalan la colocación de estribos cada 25cm en toda la longitud de la viga. La norma establece como separación máxima al menor de los tres resultados siguientes según artículo 18.3.4, para la zona con longitud confinada:
 - Un cuarto de la menor dimensión del miembro.
 - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro del estribo.
 - 30cm.
- Los planos originales del edificio indicaron que el diámetro de de las barras empleadas para el acero transversal de las vigas es de 1/4" y no de 3/8" tal como se indica en el capítulo 7, artículos 7.2 y 7.5.2.a.
- Un importante número de vigas posee la dimensión mínima de 25cm, artículo 18.3.2 aparte 3
- Columnas:
 - **Columna T16 (25cm*25cm):** se encontró en la Planta Baja y el Piso 1.
 - **Columna T33 (30cm*25cm):** Pisos 4, 5 y 6.

Columnas de 30cm por lado se encontraron en:

- **Columna T2 (30cm*30cm, cuantía de 0,88%):** se encontró en el Sotano y los Pisos 2, 3 y 4.
- **Columna T29 (30cm*30cm, cuantía de 2,53%):** ubicadas en el piso 3.
- **Columna T32 (30cm*30cm, cuantía de 1,76%):** ubicadas en los pisos 3, 4 y 5.

- **Columna T37 (30cm*30cm, cuantía de 3,45%):** solo existen en el piso 5.

Columnas con cuantías de acero menores a 1%: tal como se mencionó anteriormente, la columna T2 posee una cuantía de 0,88% y se encuentra en cuatro niveles, y siempre en las fachadas del edificio, incumple el artículo 18.4.4 de la norma.

Columnas con dimensiones de alguno de sus lados, menores a 30cm, incumplen el artículo 18.4.2.a de la norma.

En el anexo **C** se podrá encontrar la forma como están distribuidas de las columnas por nivel.

- Tal como ocurre con las vigas, las separaciones entre aceros transversales encontradas, osciló entre los 25 y 30cm, lo indicado por la norma 1753 artículo 18.4.5 es:
 - Un cuarto de la menor dimensión del miembro.
 - Seis veces el diámetro de la menor barra longitudinal de menor diámetro.
 - El valor S_x definido por la ecuación:

$$S_x = 10 + \frac{35-hx}{3} \quad 10cm \leq S_x \leq 15cm \quad \text{(Ec. 4.3)}$$

Donde:

hx: separación horizontal entre barras arriostradas por ligaduras o ganchos.

De esta forma, la separación máxima entre ligaduras o estribos tomando como ejemplo a la columna T1 (45cm*45cm, usando como refuerzo longitudinal ocho barras de $\phi = 2.54cm$) del edificio debería ser igual a:

- $\frac{1}{4} * 45cm = 11.25cm$
- $6 * 2,54cm = 15.24cm$

$$- Sx = 10 + \frac{35-17.5}{3} = 15.83\text{cm}$$

Después de esto y basado en lo encontrado en los planos originales se tiene que:

- 23,66% de las columnas del edificio tienen dimensiones inferiores a las mínimas requeridas por la norma, en este caso, 25cm en al menos una de sus caras.
- 12,21% de las columnas poseen las dimensiones mínimas exigidas, de ellas el 37,50% posee cuantías de acero menores al 1% (4,58% del total de las columnas del Ala Sur).
- El cociente de la relación altura del edificio y la menor dimensión en planta de la estructura fue de 4,13, lo que califica como una irregularidad vertical para la norma 1756, en el punto 6.5.2.a.6
- Adosamiento con estructuras vecinas sin que se haya encontrado juntas entre los edificios, la norma 1756, en su capítulo 10, aparte 10.3, establece que la separación mínima que debe existir será:

$$\text{Separación} \geq \frac{R+1}{2} * \Delta_{en} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

Δ_{en} : máximo desplazamiento lateral elástico en la dirección considerada, no menor a 3,5cm en los primeros 6m más el 4‰ de la altura que exceda esta última.

4.11 Adecuación Estructural del Edificio.

Como se ha expuesto, la condición del Ala Sur presenta deficiencias en todos los casos que se han estudiado: Relaciones D/C a Fuerza Cortante en el nivel base y en el Piso 4 superiores a la unidad, situación repetida con la

Relación D/C a Flexocompresión en todas las columnas de la estructura, Derivas Elásticas que exceden los límites que se han fijado como aceptables en este trabajo, además de situaciones de franco incumplimiento con la norma citando por ejemplo el caso de columnas con dimensiones menores a las requeridas en niveles tan bajos como la Planta Baja y columnas con las dimensiones mínimas en el nivel base; ante esto fue necesario generar una propuesta de adecuación estructural que reduzca en la medida de lo posible la vulnerabilidad del edificio y que permita alcanzar valores de Relaciones D/C aceptables, esto es: inferiores a la unidad.

Entre las posibles opciones de mejora estructural se decidió reforzar colocando muros de concreto armado, Pauley y Priestley (1992) aseguran que los muros estructurales son una forma optima de conseguir rigidez, resistencia y ductilidad, todos estos, objetivos básicos que el diseño debe buscar; y señalan que estructuras donde muros estructurales son incorporados son invariablemente más rígidos que una estructura de que cuente solo con pórticos de concreto, de este modo se reducen la posibilidad de deformaciones excesivas aun en sismos de moderada intensidad. Estos muros estarían colocados de manera tal que no afecte el normal desempeño de las actividades del hospital una vez construidos y aportarían rigidez a la estructura, disminución del periodo y reducción de las derivas elásticas hasta alcanzar los valores máximos permitidos fijados en este trabajo. Uno de los inconvenientes fue la configuración del edificio y su arquitectura, situación que limita la disposición de los muros especialmente en el sentido que posee menos líneas resistentes y que por esa razón es el más necesitado de refuerzo.

Se debe recordar que la mejora, se limita a emitir una recomendación conceptual y no comprende la generación de planos de armado, factibilidad técnica o económica, tal como fue señalado en el Capítulo I de este trabajo; esto se dice puesto que la condición de las fundaciones que tiene el edificio

actualmente no se ha establecido, así como tampoco la posibilidad de que estas puedan verse afectadas por la incorporación de una estructura adicional.

4.11.1 Propiedades de los Materiales empleados en la propuesta de adecuación.

El refuerzo fue diseñado incorporando valores de las propiedades exigidas actualmente en los materiales, y manteniendo sin modificación las de los materiales empleados en el diseño de la estructura original dada su fecha de construcción. La siguiente tabla muestra las principales propiedades incluidas en el análisis. El espesor de los muros de refuerzo propuestos es de 35cm.

Propiedades de los materiales empleados en la propuesta de refuerzo con muros.

Propiedad	Simbolo, unidades.	Valor.
Resistencia esperada del concreto.	f'_c (Kgf/cm ²)	350
Resistencia cedente esperada del acero.	f_y (Kgf/cm ²)	4200
Peso específico del concreto armado.	γ_c (Kgf/m ³)	2500
Módulo de elasticidad del concreto.	E_c (Kgf/cm ²)	282495
Módulo de elasticidad del acero.	E_s (Kgf/cm ²)	2100000

4.11.2 Disposición del Refuerzo en la Estructura.

Tal como se mencionó anteriormente la configuración del edificio limita la colocación de muros en las fachadas y también el interior de la estructura puesto que la adecuación debe interferir lo menos posible con la arquitectura del edificio, con áreas diseñadas en principio para actividades específicas

que no deben ser interrumpidas por la importancia que supone la continuidad del tratamiento médico en niños.

La colocación de los muros fue hecha teniendo en cuenta que una de las dos direcciones de pórticos posee solo tres líneas resistentes, dos en los ejes A y B y que, como era de esperarse, en este sentido fue en donde se registraron los mayores desplazamientos; la ubicación de los muros fue hecha en las fachadas ubicadas en todos los ejes; las siguientes imágenes muestran la colocación de los muros hecha en el programa de análisis estructural. Es importante mencionar que el análisis fue hecho manteniendo la mampostería ya incorporada en los modelos M3 y M4.

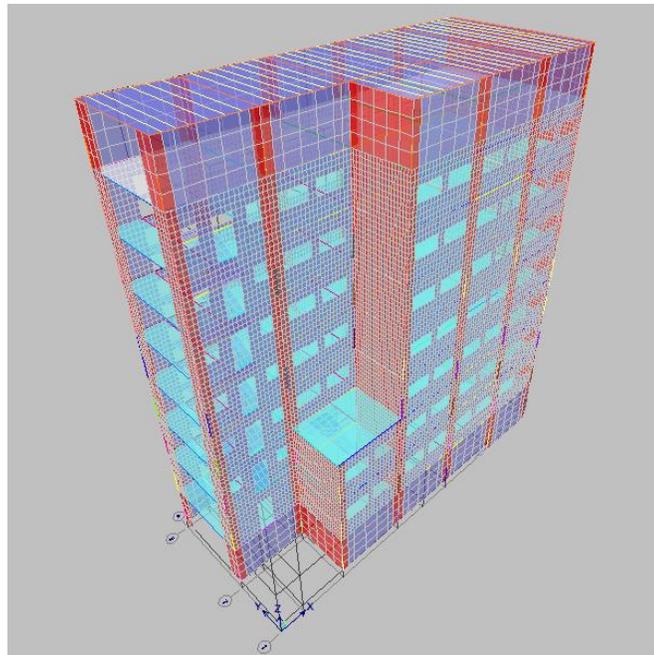


Fig. No. 4.36 Vista Tridimensional del Ala Sur con la propuesta de adecuación, muros colocados (elementos de color rojo) en distintas fachadas.

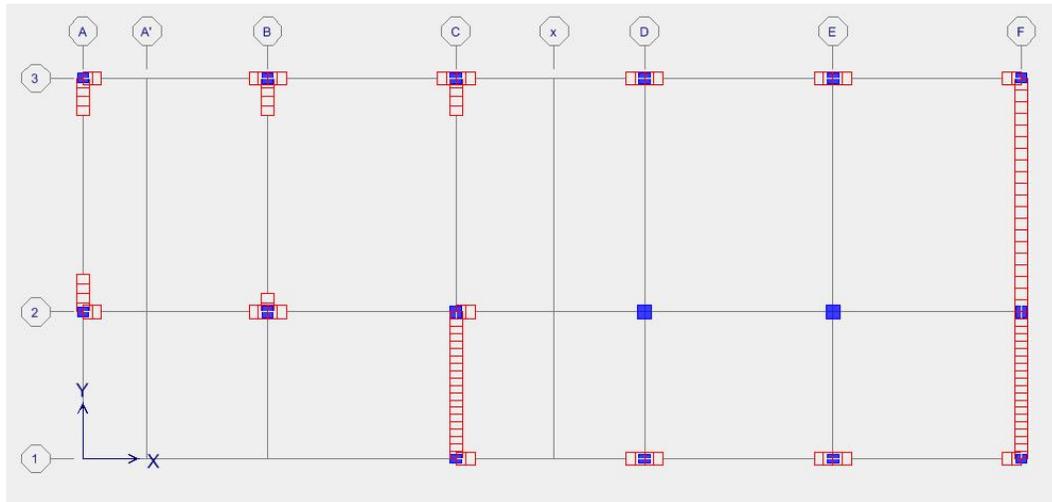


Fig. No. 4.44 Propuesta de Disposición de los muros de refuerzo en el edificio.

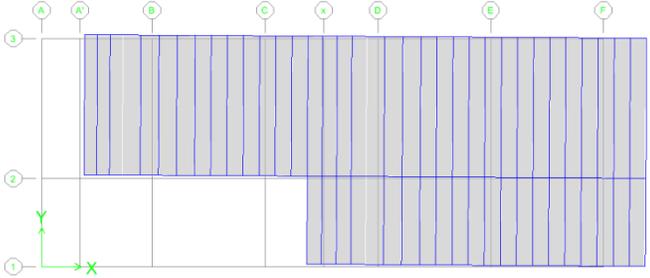
4.11.3 Resultados de la Propuesta de Refuerzo.

El efecto que la colocación de muros en la estructura logró disminuir el periodo de la estructura de forma importante y tal como era el propósito, redujo significativamente las derivas elásticas en ambos sentidos manteniéndose dentro del rango permitido en las normas nacionales.

4.11.3.1 Periodos y Formas Modales.

La colocación de muros, con las características y ubicación ya descritas, supuso la disminución del periodo de la estructura, una reducción de 40,54% frente al encontrado para el Modelo 1 y de 32,65% con respecto al Modelo 4. La implementación de este refuerzo trajo también, como era su objetivo, la disminución de los desplazamientos del edificio, esto se explicará con más detalle más adelante.

Forma Modal, Periodo e imagen de la propuesta de refuerzo para el modo 1.

M	Caract. del Modelo	Forma Modal.	T (s)	Tipo de Mov.
Ref	Estructura , 9 niveles, IR, con mamp. + Muros		0,66	Traslacional

4.11.3.2 Desplazamientos.

La reducción en el periodo supuso también una reducción en los desplazamientos reportados originalmente, tal como fue hecho con los modelos anteriores se realizó la comparación con los valores máximos permitidos por FEMA y por la norma nacional sismorresistente y, estos son 7‰ y 12‰. La fig. No.4.45 Muestra de forma gráfico los resultados de desplazamientos obtenidos.

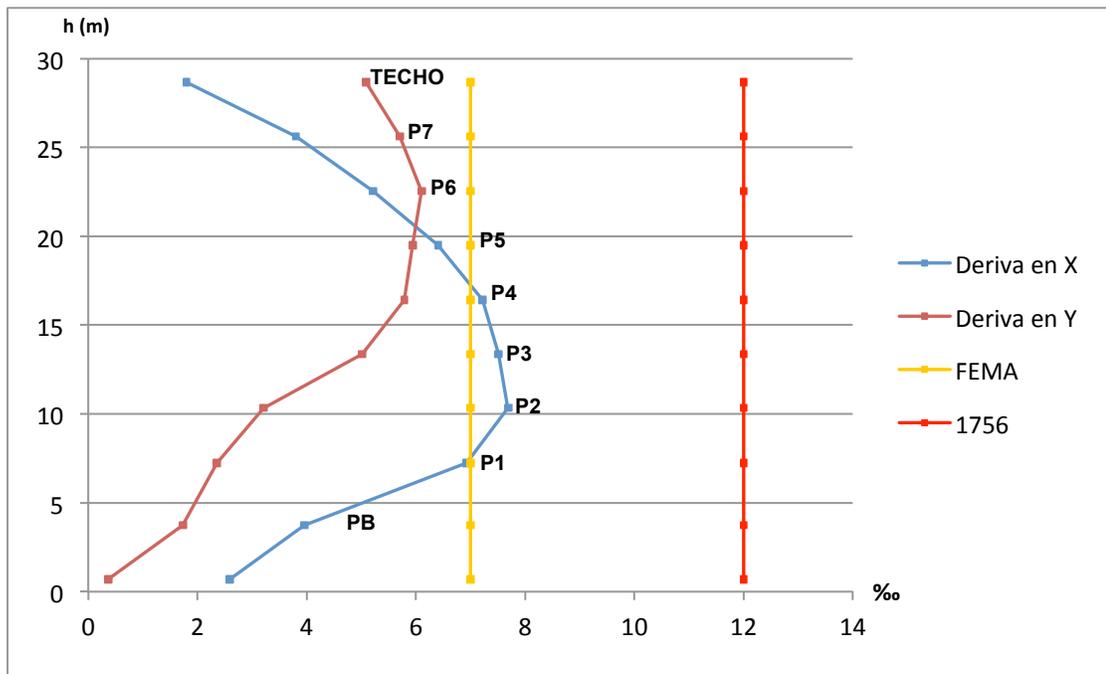


Gráfico del Modelo 3, Derivas de Entrepiso.

Tal como indica la gráfica, la colocación del refuerzo logró que los desplazamientos del edificio en ambas direcciones se ubicaran por debajo del valor tope que establece la norma nacional; y en el caso de FEMA, la dirección principal Y se encuentra dentro de lo permitido mas no así la dirección X, que en tres niveles supera lo establecido por la referida norma, excediendo en 9,74% en el peor de los casos el 7‰ tope, indicado por FEMA.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Conclusiones.

- Se recopiló la información documental necesaria para poder establecer el grado de vulnerabilidad del edificio y también para poder realizar el modelado del edificio.
- El Índice de Priorización encontrado para la estructura fue de 27,87, valor muy cercano al encontrado en otras estructuras que han sido calificadas como prioritarias.
- La inspección del edificio y la recopilación de información permitió identificar situaciones que en ocasiones incumplen las normas nacionales y en otros casos deben ser tomadas en cuenta:
 1. *Resistencia de los materiales*, valores inferiores a las requeridas por la norma: la resistencia a la compresión del concreto, indicada por planos es inferior a la exigida por la norma; en el caso del acero pudieron ser hechos ensayos mecánicos que indicaron, igualmente valores menores a los requeridos.
 2. *Dimensiones de los Elementos Estructurales*,
Columnas:
 - En el caso de las columnas se encontró que el 23,66% de las columnas del edificio posee dimensiones menores a los 30cm exigidos, y ellas están distribuidas en toda la altura del edificio, desde la Planta Baja, consiguiéndolas en mayor número a partir del Piso 4.
 - Un 12.21% de las columnas del edificio poseen las dimensiones mínimas, este grupo se encuentra en toda la altura y generalmente en el perímetro del edificio, si bien ninguna de esas dos condiciones incumplen la norma, más de una tercera

parte (37,50%) de ese grupo de columnas posee cuantías geométricas menores al 1%.

Vigas:

- La obtención de planos y verificación en sitio permitió encontrar que 50,20% de las vigas del edificio posee el ancho mínimo requerido por la norma.
3. *Detallado del Acero de Refuerzo*, se encontró que todas las vigas poseen estribos de diámetros menores a los permitidos y con separaciones entre sí mayores a las contempladas por la norma actual, inspecciones con ensayos no destructivos indican la ausencia de longitud confinada alguna. En el caso de las columnas, ningún plano de armado indicó detalle de la colocación de acero transversal.
- La elaboración de modelos matemáticos del Ala Sur del Hospital de Niños J.M. de los Ríos y la posterior determinación de la respuesta encontró que la estructura ve rebasada su capacidad resistente a fuerza cortante no solo en el nivel base, también en el piso 4.
 - Igualmente, la estructura presentó relaciones demanda/capacidad (D/C) superiores a la unidad en elementos críticos, a flexocompresión en el caso de la totalidad de las columnas del edificio; se encontró en promedio una relación D/C tan alta como 8,307.
 - Si bien esa es la situación de la estructura en el caso de la demanda impuesta por fuerzas sísmicas, al ser evaluada la capacidad de las columnas del edificio a flexocompresión con las cargas de servicio los resultados fueron satisfactorios.
 - La evaluación de relaciones D/C a fuerza cortante en un grupo de vigas, mostró resultados desfavorables en la mayor parte de las vigas evaluadas.

- Los cuatro modelos evaluados presentaron desplazamientos mayores a los máximos establecidos en esta investigación como permitidos: 1) el que indica la norma nacional sismorresistente y 2) uno adicional recomendado por FUNVISIS. Aun contando con la inercia gruesa de los elementos estructurales, los modelos 1 y 2 presentaron desplazamientos mayores que los encontrados en los modelos 3 y 4, que aunque poseían inercia reducida, incorporaban en ellos el efecto de la mampostería en la rigidez del edificio. La estructura excede los niveles máximos permitidos de desplazamientos en las dos direcciones principales.
- Siendo esta la situación y ante la ausencia de juntas con las estructuras donde se reportaron adosamientos, ante la ocurrencia de un sismo podría generarse golpeteo entre estructuras.
- Se generó una propuesta de reforzamiento de la estructura que logró reducir el periodo del edificio en más de 30% y a su vez los desplazamientos fueron reducidos hasta alcanzar los niveles máximos permitidos por la norma nacional sismorresistente.

Recomendaciones.

- Evaluar la interacción de los edificios del Hospital J.M. de los Ríos que presentan adosamiento, tomando en cuenta los máximos desplazamientos encontrados para cada dirección para así generar juntas y establecer separaciones.
- Implementar las acciones correctivas necesarias para asegurar la funcionabilidad del piso 7 del Ala Sur: establecer competencia del anclaje de las columnas de acero a la losa de concreto.
- Incorporar al estudio sismorresistente, la interacción del sistema de fundaciones, en caso de considerarse necesario.
- Evaluar la factibilidad técnica y económica de la propuesta de refuerzo presentada, o en su defecto, emitir una propuesta de refuerzo que logre satisfacer los requerimientos normativos.
- Dada la condición reportada en la relación Demanda/Capacidad a flexocompresión de las columnas del Ala Sur, en el edificio fueron encontradas columnas con relaciones demanda capacidad mayores a 19, se recomienda hacer una revisión del procedimiento de cálculo del índice de priorización con el fin de incorporar en él, algún factor que aumente dicho índice en aquellos casos donde se encuentren columnas con dimensiones menores a las establecidas en la norma
- FUNVISIS debe recomendar al Estado, establecer un sistema de organización de los planos de aquellos edificios que funcionen como centros asistenciales a nivel nacional.
- Asimismo, cada institución debe poseer en sus instalaciones, todos los planos que puedan ser requeridos para establecer planes de emergencia, acciones preventivas y correctivas o incluso reforzamientos,

BIBLIOGRAFÍA.

- ACI. (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. Michigan, Estados Unidos de América: ACI
- Alonso, J. L. (2007) Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. Caracas: Editorial SIDETUR.
- Arnal, E. (1961) Lecciones de Concreto Armado. Caracas: Blass, S.A. Tipográfica.
- Bazán, E. y Meli, R. (2011) Diseño Sísmico de Edificios. México: Editorial LIMUSA.
- Bozorgnia, Y. y Bertero, V. (2004) Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. Estados Unidos de América: CRC Press & ICC.
- CENAPRED y ACIJ (1999). Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras. México: CENAPRED.
- COVENIN, (2001). *Norma Venezolana 1756-1:2001. Edificaciones Sismorresistentes - Parte 1: Requisitos*. Caracas, Venezuela: FONDONORMA.
- Coronel, G. y Pérez. (2010). EspecVE Espectros de respuesta y diseño sísmico para Venezuela.
- FEMA (2000). FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. Disponible en:
<http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1427> [consulta: 2012, Noviembre 5].
- FEMA, (2003). FEMA 396. Risk Management Series. Incremental Seismic Rehabilitation of Hospital Buildings. Providing Protection to People and Buildings. Federal Emergency Management Agency. Disponible en:

<http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=1981> [consulta: 2012, Octubre 28].

- FONDONORMA, (2006). *Norma Venezolana 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural (1° Revisión)*. Caracas: FONDONORMA.
- FUNVISIS. (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*. Caracas. FUNVISIS
- FUNVISIS. (2009) Proyecto de Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto. Caracas.
- FUNVISIS (2000). Mapa de Fallas Cuaternarias. Disponible en: http://www.funvisis.gob.ve/archivos/mapas/fallas_activas.pdf [consulta: 2012, Agosto 29]
- FUNVISIS (A). Aporte de la Red Sismológica Nacional en la Evaluación de la Amenaza Sísmica de Venezuela. Caracas. Disponible en: <http://opsu.sicht.ucv.ve/bvd/pdf/FUNVISIS-Raquel%20vasquez.pdf> [consulta: 2012, Octubre 20]
- FUNVISIS. Mapa de Sismicidad Instrumental con Sistema de Magnitud conocida en el Periodo 1910-2002. Caracas. Disponible en http://www.funvisis.gob.ve/archivos/mapas/sismicidad_instrumental1910_2002.jpg [consulta: 2012, Agosto 29]
- García P., A. (2001). Hospital Municipal de Niños de Caracas J.M. de los Ríos. Caracas: Ediciones del Fondo Editorial Internacional de la Alcaldía Mayor.
- Gobierno del Distrito Federal (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. 06 de Octubre de 2004.
- IMME. (2012). Informe Técnico No. 3116xx. Caracas.
- Incorporated Research Institutions for Seismology. Why Do Earthquakes Happen?. Boletín en Línea. Disponible en:

http://www.iris.washington.edu/hq/files/publications/brochures_onepag ers/doc/EN_OnePager2.pdf

- INESA. ETABS. Manual de Aplicación del Programa ETABS v9. Caracas.
- Instituto Nacional de Estadística. (A) (2012) Primeros Resultados Censo 2001. Boletín en Línea. Disponible en:
http://www.ine.gov.ve/index.php?option=com_content&view=category&id=95&Itemid=26# [consulta: 2012, Febrero 23]
- Instituto Nacional de Estadística (B). (2012) Resultados Básicos. Censo 2011. Boletín en Línea. Disponible en:
http://www.ine.gov.ve/index.php?option=com_content&view=category&id=95&Itemid=26# [consulta: 2012, Agosto]
- Instituto Nacional de Estadística (C) (2012) XIV Censo Nacional de Población y Vivienda. Resultados por Entidad Federal y Municipio del Distrito Capital. Boletín en Línea. Disponible en:
http://www.ine.gov.ve/index.php?option=com_content&view=category&id=95&Itemid=26#
- MINDUR, (1988). COVENIN – MINDUR 2002-88 Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Caracas: Ministerio de Fomento.
- MFGE (s/f). Capítulo II: Principios Generales y Método de los Estados Límite. Disponible en:
<http://www.fomento.gob.es/NR/rdonlyres/C5A28965-29BA-4DB8-98E7-5DCEC5B296CF/8481/cap3.pdf> [consulta: 2014, Agosto 13]
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (1933). Revista Técnica del MOP. Caracas.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. (1939). *Norma para el Cálculo de Edificios*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales.

- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. (1947). *Norma para el Cálculo de Edificios*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. (1967). *Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas*. Caracas: Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Edificios.
- Nilson, A; Darwin, D.; Dolan, C. (2004). *Design of Concrete Structures*. Estados Unidos: McGraw Hill.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD(A). (2000) *Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud*. Washington.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (B) (1995). *Evaluación Sismorresistente de la Ciudad Hospitalaria Dr. Enrique Tejera, Valencia, Estado Carabobo, Venezuela*. Caracas.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (C) (1993). *Estudio de Vulnerabilidad del Hospital Dr. Enrique Tejera, Valencia, Edo. Carabobo*. Caracas.
- Paulay, T. y Priestley, M. J. N. (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Estados Unidos de América: John Wiley & Sons, Inc.
- PEER. (2006). *Bracing Berkeley, A guide to Seismic Safety on the U.C. Berkeley Campus*. California, Estados Unidos de América.
- Porrero, J., Ramos, C., Grases, J., Velazco, G. *Manual del Concreto Estructural Conforme con la Norma 1753:03*. Caracas, Venezuela: SIDETUR.
- SIDETUR (2004). *Losa de Tabelones*. Disponible en: sidetur.com.ve
- UNICON. (2011) *Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares*. Primera Edición. Venezuela.

- <http://www.eluniversal.com/2011/07/25/cuatro-acontecimientos-que-conmovieron-a-caracas-07-07-2014>
- CCMDDES (2000). Bases Metodológicas: Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Estructuradas con Pórticos de Hormigón Armado. Disponible en: <http://www.proteccioncivil.gob.mx/work/models/ProteccionCivil/Resource/59/2/images/bm.pdf> [consulta: 2014, Octubre 10].

ANEXOS

ANEXO A:

Planilla de Inspección de Edificaciones. FUNVISIS.

ANEXO B:

Planos Estructurales y de Arquitectura del Ala Sur.

ANEXO C:

Distribución de Columnas por Nivel.

ANEXO A: Planilla de Inspección de Edificaciones. FUNVISIS.

HOSPITAL J.M. DE LOS RIOS

Gobierno Bolivariano de Venezuela		Ministerio del Poder Popular para Ciencia y Tecnología		Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS)		G-20007752-2	
PLANILLA DE INSPECCIÓN DE EDIFICACIONES (Características Sismorresistentes)							
1. Datos generales (rellenar)							
1.1 Fecha: <u>17/08/18</u>		1.2 Hora inicio: _____		1.3 Hora culminación: _____		1.4 Código: <u>DD1</u>	
2. Datos de los participantes (rellenar)							
Función	Nombre y apellido			Teléfono	Correo Electrónico		
2.1 Inspector	<u>Grupo Centros de Salud</u>						
2.2 Revisor	<u>Berenia Zeoli</u>			<u>FUNVISIS ext. 239</u>	<u>gzeoli@funvisis.gob.ve</u>		
2.3 Supervisor	<u>William Acosta, Ricardo Barria</u>			<u>FUNVISIS ext. 847</u>	<u>wraacosta@funvisis.gob.ve</u>		
3. Datos del entrevistado (rellenar)							
3.1 Relación con la Edif.	3.2 Nombre y apellido			3.3 Teléfono	3.4 Correo Electrónico		
<u>Dir. Ina. del hosp.</u>	<u>Paul Ramirez</u>			<u>0416-9566118</u>	<u>pola-hin@hotmail.com</u>		
4. Identificación y ubicación de la edificación (rellenar)							
4.1 Nombre o N°: <u>MODULO 135</u>		4.2 N° de pisos: <u>9</u>		4.3 N° de semi-sótanos: <u>0</u>			
4.4 N° de sótanos: <u>0</u>		4.5 Estado: <u>Dpto. Capital</u>		4.6 Ciudad: <u>Caracas</u>			
4.7 Municipio: <u>Libertador</u>		4.8 Parroquia: <u>San Bernardino</u>		4.9 Urb., Barrio: _____			
4.10 Sector: _____		4.11 Calle, Vereda: <u>Av. Vallmor</u>		4.12 Manzana N°: _____		4.13 N° Parcela: _____	
Proy. UTM(REGVEN) 4.14 Coord. X: _____		4.15 Coord. Y: _____		4.16 Huso: _____			
5. Uso de la edificación (marcar con "X", múltiples opciones)							
<input type="checkbox"/> Gubernamental	<input type="checkbox"/> Militar	<input checked="" type="checkbox"/> Medico-Asistencial		<input type="checkbox"/> Industrial	<input type="checkbox"/> Otro (Especifique) _____		
<input type="checkbox"/> Bomberos	<input type="checkbox"/> Vivienda Popular	<input type="checkbox"/> Educativo		<input type="checkbox"/> Comercial			
<input type="checkbox"/> Protección Civil	<input type="checkbox"/> Vivienda Unifamiliar	<input type="checkbox"/> Deportivo-Recreativo		<input type="checkbox"/> Oficina _____			
<input type="checkbox"/> Policial	<input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar	<input type="checkbox"/> Cultural		<input type="checkbox"/> Religioso _____			
6. Capacidad de ocupación (rellenar y marcar con "X", múltiples opciones)							
6.1 Número de personas que ocupan el inmueble: <u>102</u>				6.2 Ocupación durante: <input checked="" type="checkbox"/> Mañana <input checked="" type="checkbox"/> Tarde <input type="checkbox"/> Noche			
7. Año de construcción (rellenar y marcar con "X", una opción)							
Año: <u>?</u>		<input checked="" type="checkbox"/> Antes de 1939		<input type="checkbox"/> Entre 1940 y 1947	<input type="checkbox"/> Entre 1948 y 1955	<input type="checkbox"/> Entre 1956 y 1967	
		<input type="checkbox"/> Entre 1968 y 1982		<input type="checkbox"/> Entre 1983 y 1998	<input type="checkbox"/> Entre 1999 y 2001	<input type="checkbox"/> Después de 2001	
8. Condición del terreno (marcar con "X", una opción por pregunta)							
8.1. Edificación en:		<input checked="" type="checkbox"/> Planicie		8.2 Pendiente del terreno: <input type="checkbox"/> 20° - 45°		<input type="checkbox"/> Mayor a 45°	
		<input type="checkbox"/> Ladera		8.3 Localizada sobre la mitad superior de la ladera: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No			
		<input type="checkbox"/> Base		8.4 Pendiente del talud: <input type="checkbox"/> 20° - 45°		<input type="checkbox"/> Mayor a 45°	
8.6 Drenajes: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No		<input type="checkbox"/> Cima		8.5 Separación al talud: <input type="checkbox"/> Menor a H del Talud		<input type="checkbox"/> Mayor a H del Talud	
9. Tipo estructural (marcar con "X", múltiples opciones)							
<input checked="" type="checkbox"/> Pórticos de concreto armado				<input type="checkbox"/> Pórticos de acero con cerchas			
<input type="checkbox"/> Pórticos de concreto armado rellenos con paredes de bloques de arcilla o de concreto				<input type="checkbox"/> Sistemas pre-fabricados a base de grandes paneles o de pórticos			
<input type="checkbox"/> Muros de concreto armado en dos direcciones horizontales				<input type="checkbox"/> Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería confinada. Pisos: _____			
<input type="checkbox"/> Sistemas con muros de concreto armado en una sola dirección, como algunos sistemas del tipo túnel				<input type="checkbox"/> Sistemas cuyos elementos portantes sean muros de mampostería no confinada. Pisos: _____			
<input type="checkbox"/> Pórticos de acero				<input type="checkbox"/> Sistemas mixtos de pórticos y de mampostería de baja calidad de construcción. Pisos: _____			
<input type="checkbox"/> Pórticos de acero con perfiles tubulares				<input type="checkbox"/> Viviendas de bahareque de un piso			
<input type="checkbox"/> Pórticos de acero diagonalizados				<input type="checkbox"/> Viviendas de construcción precaria (tierra, madera, zinc, etc.)			
10. Esquema de planta (marcar con "X")				11. Esquema de elevación (marcar con "X")			
<input type="checkbox"/> "H"	<input checked="" type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> Esbeltez horizontal		<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> "U"	<input type="checkbox"/> Esbeltez vertical	
<input type="checkbox"/> "T"	<input type="checkbox"/> Cajón	<input type="checkbox"/> Ninguno		<input type="checkbox"/> Pirámide invertida	<input type="checkbox"/> "L"	<input type="checkbox"/> Ninguno	
<input type="checkbox"/> "U" ó "C"	<input type="checkbox"/> Regular			<input type="checkbox"/> Piramidal	<input checked="" type="checkbox"/> "I"		

12. Irregularidades (marcar con 'X', múltiples opciones)

<input type="checkbox"/> 12.1 Ausencia de vigas altas en una o dos direcciones	<input type="checkbox"/> 12.6 Fuerte asimetría de masas o rigideces en planta
<input type="checkbox"/> 12.2 Presencia de al menos un entripiso débil ó blando	<input type="checkbox"/> 12.7 Ausencia de muros en una dirección
<input type="checkbox"/> 12.3 Presencia de columnas cortas	<input checked="" type="checkbox"/> 12.8 Adosamiento: Losa contra losa
<input type="checkbox"/> 12.4 Discontinuidad de ejes de columnas o paredes portantes	<input type="checkbox"/> 12.9 Adosamiento: Losa contra columna
<input type="checkbox"/> 12.5 Aberturas significativas en losas	12.10 Separación entre edificios (cm): <u>0,00</u>

13. Grado de deterioro (marcar con 'X', una opción por pregunta)

13.1 Est. de Concreto: Agrietamiento en elementos estructurales y/o corrosión en acero de refuerzo: Ninguno Moderado Severo

13.2 Est. de Acero: Corrosión en elementos de acero y/o deterioro de conexiones y/o pandeo: Ninguno Moderado Severo

13.3 Agrietamiento en paredes de relleno: Ninguno Moderado Severo

13.4 Estado general de mantenimiento: Bueno Regular Bajo

14. Observaciones

PISO ADICIONAL DE ACERO CON TRABAJO ~ VIGAS UNA DIRECCION (PISO 9)
NECESARIO APLICAR UN SOLO PISO, ESTE VIGAS DE ACERO HAY QUE HACER (PISO)
PARA CUBRIRLO

15. Croquis de ubicación, fachada y planta

<p>Croquis de ubicación</p>	<p>Croquis de fachada</p>
<p>Croquis de planta</p>	

- Fotos a tomar:**
- | | | | | |
|--|---|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| - Fachadas | - Identificación de la edificación | - Pendiente del terreno | - Talud cercano | - Tipo estructural |
| - Elementos estructurales | - Losas | - Juntas | - Ausencia de vigas altas | - Presencia columna corta |
| - Discontinuidad de elementos | - Aberturas excesivas en planta | - Asimetría en planta | - Adosamiento | - Grietas en paredes |
| - Grietas o fisuras en elementos de concreto | - Corrosión o deterioro en elementos de acero | - Observaciones o casos especiales | | |

ANEXO B: Planos Estructurales y de Arquitectura del Ala Sur.

B1: Índice General, pág. 156

B2: Columnas Bloque IV, pág. 157

B3: Vigas Bloque IV, pág. 158

B4: Cortes y Fachadas, pág. 159

B5: Piso 1, pág. 160

B6: Planta 2^{do} Piso Alas Norte y Sur, pág. 161

B7: Piso 1, Terapia Intensiva*, pág. 162

B8: Piso 3 Ala Sur, Hospitalización*, pág. 163

B9: Ala Sur Piso 4*, pág. 164

B10: Ala Sur, pág. 165

* Los planos B7, B8 y B9, fueron consignados como imágenes, en la forma que se presenta por parte de FUNDEEH.

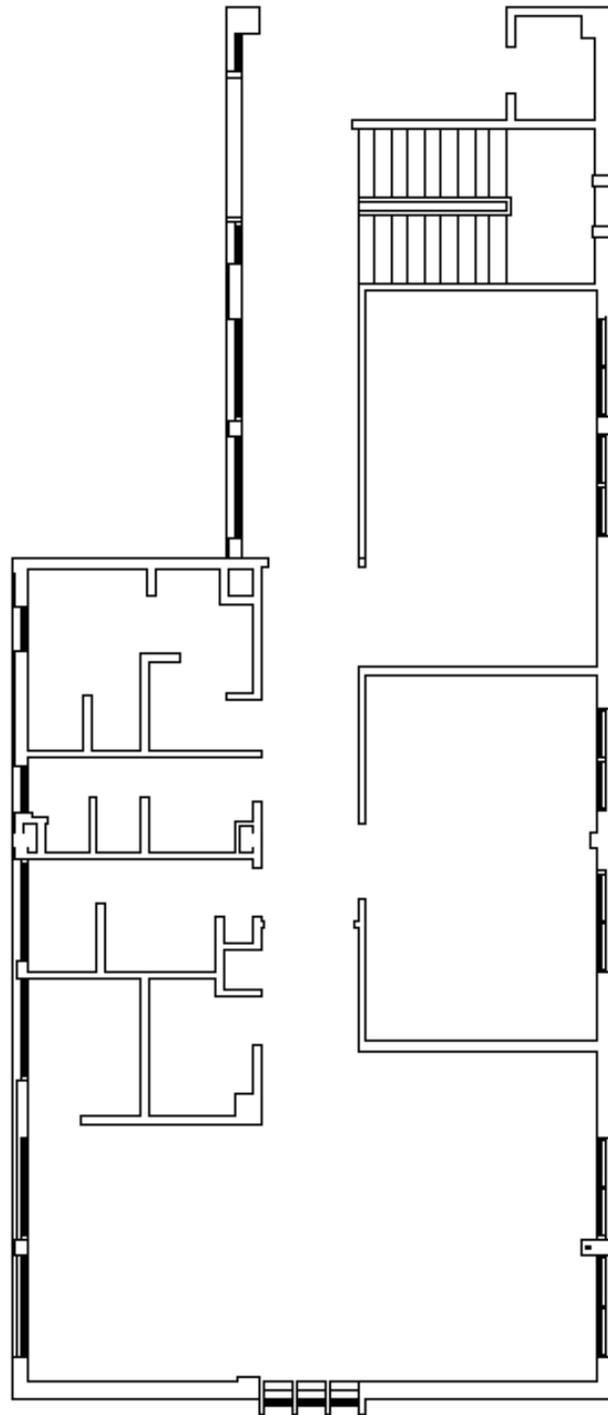


Imagen de Plano Digitalizado del sexto piso.

ANEXO C : Esquema de Distribución de Columnas por Nivel.

		A	B	C	D	E	F
		s o t a n o	3	45X45 8φ1"	60X60 12φ1"	55X55 16φ1"	60X60 12φ1"
2	45X45 8φ1"		60X60 12φ1"	60X60 16φ1"	65X65 20φ1"	Diam65cm 20φ1"	Diam60cm 8φ1"
1			30X30 4φ5/8"	45X45 8φ3/4"	50X50 8φ1"	Diam 50cm 8φ1"	Diam45cm 8φ3/4"

		A	B	C	D	E	F
		P l a n t a B a j a	3	40X40 8φ1"	55X55 12φ1"	55X55 12φ1"	55X55 8φ1"
2	40X40 8φ1"		55X55 12φ1"	55X55 16φ1"	60X60 20φ1"	60X60 20φ1"	50X55 8φ1"
1			25X25 4φ5/8"	40X40 8φ3/4"	45X45 8φ1"	45X45 8φ1"	40X40 8φ3/4"

		A	B	C	D	E	F
		1 e r	3	35X40 8φ1"	50X50 12φ1"	50X50 8φ1"	50X50 8φ1"
p i s o	2	35X40 8φ1"	50X50 12φ1"	50X50 12φ1"	55X55 16φ1"	55X55 16φ1"	50X50 8φ1"
	1		25X25 4φ5/8"	35X40 8φ3/4"	40X40 8φ3/4"	40X40 8φ3/4"	35X35 8φ5/8"

		A	B	C	D	E	F
		2 d o	3	35X35 8φ3/4"	45X45 12φ1"	45X45 8φ1"	45X45 8φ1"
p i s o	2	35X35 8φ3/4"	45X45 12φ1"	45X45 12φ1"	50X50 16φ1"	50X50 16φ1"	45X45 8φ1"
	1			35X35 8φ5/8"	35X35 8φ5/8"	35X35 8φ5/8"	30X30 4φ5/8"

		A	B	C	D	E	F
		3	30X30 8φ3/4"	40X40 10φ1"	40X40 8φ1"	40X40 8φ1"	40X40 8φ1"
2	30X30 8φ3/4"	40X40 10φ1"	40X40 12φ1"	45X45 12φ1"	45X45 12φ1"	40X40 8φ3/4"	
1			30X30 4φ5/8"	30X30 8φ5/8"	30X30 8φ5/8"	30X30 4φ5/8"	

		A	B	C	D	E	F
		3	30X25 4φ5/8"	35X35 8φ1"	35X40 8φ1"	35X40 8φ1"	35X40 8φ1"
2	30X25 4φ5/8"	35X35 8φ1"	35X35 10φ1"	40X40 8φ1"	40X40 8φ1"	35X35 8φ5/8"	
1			30X25 4φ5/8"	30X30 4φ5/8"	30X30 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	

		A	B	C	D	E	F
		5 t o	3	30X25 4φ5/8"	30X25 8φ7/8"	30X30 8φ7/8"	30X30 8φ7/8"
p i s o	2	30X25 4φ5/8"	30X25 8φ7/8"	30X30 8φ7/8"	35X35 8φ3/4"	35X35 8φ3/4"	30X30 8φ5/8"
	1			30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"

		A	B	C	D	E	F
		6 t o	1	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"
p i s o	2	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"
	3			30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"	30X25 4φ5/8"