

Capítulo 4

Estudios Detallado de Edificaciones Escolares



Reducción del Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela

Informe Técnico

Responsable: Oscar A. López (IMME–FI-UCV)



4.- ESTUDIOS DETALLADO DE EDIFICACIONES ESCOLARES

4.1.- Objetivos y Alcance

En este capítulo se describen los estudios detallados de edificios escolares que se desarrollaron con el objetivo de evaluar y cuantificar en detalle el nivel del riesgo sísmico y proceder si es necesario con un proyecto de ingeniería de detalle de adecuación y refuerzo estructural, incluyendo la elaboración de los planos y cómputos métricos para la construcción

Los estudios detallados que aquí se describen se inician con las inspecciones de los edificios y la elaboración de planos de la estructura (puesto que por la antigüedad de las construcciones no se dispone de ellos) y sigue con la determinación del riesgo existente, el estudio de las opciones de adecuación estructural y el desarrollo del proyecto de refuerzo. Los proyectos de ingeniería de detalle, planos y cómputos métricos del refuerzo se presentan en el Capítulo 9 en aquellas escuelas seleccionadas para tal fin.

4.2.- Selección de Edificaciones

Las edificaciones a estudiar se seleccionaron con base a los siguiente criterios: 1) Similitud con las escuelas tipo derrumbadas en Cariaco en 1997; 2) Las de carácter repetitivo; 3) Las de mayor antigüedad. En la Tabla 4.2.1 se listan los 17 planteles seleccionados y su tipo constructivo.

Los planteles listados en la Tabla 4.2.1 pertenecen a los tipos constructivos que se describen a continuación:

i) Edificaciones del Tipo Antiguo I

Dos edificios de este tipo se derrumbaron en Cariaco en 1997 y otros dos fueron severamente dañadas durante los sismos de Curarigua en 1991 y del Táchira en 1981. Son edificaciones construidas en la década de 1950. Se han contabilizado hasta la fecha un total de 104 edificios en todo el país pertenecientes a este tipo (Capítulo 1).

ii) Edificaciones del Tipo Cajetón

Los dos edificios que constituían el Cajetón del Liceo Raimundo Martínez Centeno se derrumbaron durante el sismo de Cariaco de 1997. Hay dos variantes de estos Caletones: El más común es el Cajetón Cerrado el cual es un único edificio sin juntas de construcción. El otro es el Cajetón Abierto donde existe una junta de construcción que separa dos edificios similares en forma de C cada uno; a este tipo pertenecía el Liceo Martínez Centeno. Tal como se presentó en el Capítulo 1 se han contabilizado hasta la fecha un total de 334 edificios pertenecientes a este tipo y distribuidos en todo el país.

iii) Edificaciones Tipo Antiguo II

Son edificaciones construidas en la década de 1950 y que se encuentran distribuidas en todo el país. Se han identificado hasta el momento un total de 114 edificios escolares de este tipo (Capítulo 1).

iv) Edificaciones Patrimoniales

Dentro de este grupo se encuentran las edificaciones escolares más antiguas del país y las de mayor valor cultural.

v) Edificaciones Tipo R

Son las edificaciones denominadas Rural o R que fueron construidas principalmente en el interior del país durante los años 1970-2000. Una de ellas sufrió el desplome de varias paredes durante el terremoto de Cariaco de 1997.

vi) Edificaciones Tipo Módulo Base

Son edificaciones modulares construidas en los años 1980-2000. Una de ellas (U. E. Julio Bustamante) fue reforzada estructuralmente en el año 1997, en Caracas, diez años después de su construcción, por presentar diversos problemas de índole estructural.

vii) Edificaciones Tipo Stac

Son edificios escolares que se comenzaron a construir posiblemente en los años de 1970 y todavía se construyen. Su tipología es similar a la del Antiguo I, pero con modificaciones estructurales acordes a la evolución de las normas sismorresistentes.

viii) Edificaciones Tipo Variel

Son edificios escolares prefabricados construidas en el período 1975-1985. Están constituidos por pórticos tridimensionales y losas prefabricadas.

4.3.- Participantes

Los estudiantes e investigadores que participaron en cada uno de estos estudios se muestran en la Tabla 4.2.1.

Tabla 4.2.1.- Estudios detallados de edificios escolares

| No | Plantel | Investigador | Estudiante Postgrado | Estudiante Pregrado | Tipo |
|----|--|------------------------------------|-------------------------------------|--|-----------------|
| 1 | Escuela Experimental Venezuela (Caracas) | Angelo Marinilli | Leonardo Colmenares | Karina Paredes Randolph Borrego Omar Jaramillo Yoman Al Jarrouj | Patrimonial |
| 2 | Domingo Faustino Sarmiento (Caracas) | Oscar A. López | Esteban Tenreiro | Adrián Taboada Marcos Sosa | Cajetón Cerrado |
| 3 | Padre Sojo (Caracas) | Oscar A. López | Luis F. Espinosa Denis Rodríguez | María C. Sucre Mary Ann Olivo | Módulo Base |
| 4 | Alfaro Zamora (Caracas) | Ricardo Bonilla | - | Roberto Azancot Wadih Bule Carlos Espluga | R |
| 5 | Luis Alejandro Alvarado (Cagua, Estado Aragua) | Norberto Fernández | Omar Montilla Aura Fernández | Maria C. Olivo Deglysbres | Antiguo I |
| 6 | Antonio Rodríguez Abreu (Canchunchú, Estado Sucre) | Norberto Fernández | Aura Fernández | Marialth Ynfante ZulimarGoncálvez | Antiguo I |
| 7 | E. B. Petrica Reyes de Quilarte (Carúpano, Estado Sucre) | Norberto Fernández | Aura Fernández | Marialth Ynfante ZulimarGoncálvez | Antiguo I |
| 8 | E. B. Manuel María Urbaneja (Carúpano, Estado Sucre) | Norberto Fernández | Aura Fernández | Marialth Ynfante ZulimarGoncálvez | Antiguo I |
| 9 | Escuela Bolivariana Playa Grande (Cumaná, Estado Sucre) | Norberto Fernández | Eliud Hernández | - | Stac |
| 10 | E. B. Corazón de Jesús (Cumaná, Estado Sucre) | Angelo Marinilli | Martín Beyer | Manuel A. Lárez JohannaGascón | Cajetón Cerrado |
| 11 | Ambrosio Plaza (Caracas) | Oscar A. López/ Ricardo Bonilla | Carlos Lee | Carlos Lee | Antiguo II |
| 12 | U. E. Maria Reina de López (Carúpano, Estado Sucre) | Oscar A. López | Carlos Lee | - | Antiguo II |
| 13 | U. E. Ezequiel Zamora (Guacara, Estado Carabobo) | Oscar A. López/ Juan Valencia | - | Erika Duarte Ildemaro Acosta | Stac |
| 14 | U. E. Cirilo Alberto (Valencia, Estado Carabobo) | Clara Alvarado/ Oscar A. López | - | Gabriela Guzmán Lizardo Rojas | Stac |
| 15 | U. E. Dr Lisandro Lecuna (Valencia, Estado Carabobo) | Gabriela Prado/ Oscar A. López | - | Laura Márquez Hareyo Rodríguez | Antiguo II |
| 16 | U. E. Colomine (Valencia, Estado Carabobo) | Fernando Villalobos | - | Maryelin Chan Luis Sequera | Variel |
| 17 | U. E. Manuel Felipe Tovar (Valencia, Estado Carabobo) | Clara Alvarado | - | Wilmer Gil Johan Builes | Cajetón Cerrado |

4.4.- Planes de Trabajo de Tesistas

A continuación se presentan los planes de trabajo que desarrollaron los estudiantes de pregrado y de postgrado bajo la asesoría del investigador-tutor.

4.4.1.-Tesistas de Pregrado

Objetivos

El objetivo General es la determinación del riesgo sísmico en una edificación escolar.

Los objetivos específicos son: i) Generar la información necesaria de la edificación y desarrollar planos arquitectónicos y estructurales en 2D, 3D y videos; ii) Desarrollar modelos matemáticos representativos del edificio; iii) Determinar su respuesta a los sismos definidos en las normas nacionales de diseño sismorresistente, y iv) Evaluar indicadores de riesgo sísmico y recomendar acciones a tomar.

Plan de Trabajo

1.- Preparación Previa.

Lectura y discusión de artículos relacionados con el Proyecto. Identificación de los objetivos del Proyecto y del Trabajo de Grado.

2.- Levantamiento de un Archivo Fotográfico.

El informe debe incluir las cuatro fachadas, claramente identificadas (usualmente Norte, Sur, Este y Oeste), columnas, vigas y losas, cada tipo de pared, tanques, estructuras anexas, etc. Cada elemento debe quedar identificado por el piso o nivel donde se obtuvo la fotografía y con cualquier otra información significativa.

3.- Levantamiento geométrico de la edificación.

Determinación de las distancias entre ejes de columnas, alturas de entrepisos, secciones de vigas y columnas, alturas de losas, sobrepisos, alturas y espesores de paredes, aberturas, puertas y ventanas, etc. Obtención de toda la geometría necesaria para elaborar planos 2D y 3D. Atención especial a las columnas cortas.

4.- Identificación de los materiales que componen el edificio.

Asistencia al Taller sobre uso de equipos para trabajar en campo. Identificación de los elementos de concreto armado, de acero, de mampostería u otros. Identificación de las piezas de mampostería (bloques de concreto, bloques de arcilla, ladrillos, etc) y del espesor del friso. Separación y diámetro del refuerzo transversal en elementos de concreto armado. Localización y diámetro del refuerzo longitudinal. Resistencia del concreto. Identificación del suelo. Identificación del tipo y profundidad de las fundaciones.

Esta actividad se desarrollará en conjunto con el personal técnico del IMME.

5.- Elaboración de planos del edificio.

Planos de arquitectura y de estructura, en 2D y en 3D. Videos de animación digital de la edificación.

6.- Taller sobre el uso del Programa Sap 2000.

7.- Elaboración de modelos matemáticos.

Se prepararán diversos modelos que representen la estructura sola, la estructura con paredes, con escalera, etc.

8.- Análisis dinámico del edificio.

Se determinará la respuesta dinámica del edificio utilizando el Método de Análisis Espacial, ante el sismo especificado en la Norma COVENIN 1756. En particular, se determinarán los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base y las sollicitaciones (fuerzas) en elementos seleccionados de la estructura.

9.- Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico.

Comparación entre las demandas y las capacidades, en términos de desplazamientos, derivas y fuerzas seleccionadas. La capacidad de cada entrepiso se determinará mediante métodos aproximados que supongan modos de falla probables. Determinación del grado de cumplimiento con la norma COVENIN 1756.

10.- Recomendaciones para la adecuación sismorresistente.

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

Cronograma

Inicio: Enero 2008

Mes

| Actividades | 01 | 02 | 03 | 04 | 05 | 06 | 07 | 08 | 09 |
|--|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1.- Preparación previa. | X | X | | | | | | | |
| 2.- Levantamiento de un Archivo Fotográfico. | X | X | | | | | | | |
| 3.- Levantamiento geométrico de la edificación. | X | X | | | | | | | |
| 4.- Identificación de los materiales que componen el edificio. | | X | | | | | | | |
| 5.- Elaboración de planos del edificio y videos. | | | X | X | X | | | | |
| 6.- Taller sobre el uso del Programa Sap 2000. | | | | | | X | | | |
| 7.- Elaboración de modelos matemáticos. | | | | | | X | X | | |
| 8.- Análisis dinámico del edificio. | | | | | | | X | X | |
| 9.- Riesgo Sísmico. | | | | | | | | | X |
| 10.- Recomendaciones para la adecuación sismorresistente. | | | | | | | | | X |

Mecanismo de Trabajo

La evaluación del riesgo sísmico en cada escuela, es una investigación llevada a cabo por un equipo de trabajo constituido por un profesor, un estudiante de Postgrado y los dos estudiantes de Pregrado. Cada equipo de Trabajo se reunirá una vez a la semana con su Tutor y hará una presentación mensual del avance del estudio ante los otros equipos y ante los demás integrantes del Proyecto de Investigación.

Informes Técnicos a entregar

- 1er Informe: 29 de febrero: Informe levantamiento geométrico
- 2do Informe: 30 de mayo: Planos y videos
- 3er Informe: 30 de septiembre: Riesgo sísmico; indicadores de riesgo

4.4.2.-Tesis de Postgrado

Adecuación Estructural de una Edificación Escolar

(Trabajo Especial para optar al Título de Especialista en Ingeniería Estructural o Sismorresistente)

1.- Objetivo y Alcance:

- Desarrollar un Proyecto de Ingeniería Conceptual para el refuerzo estructural de una edificación escolar.
- El Proyecto de refuerzo se desarrollará bajo el marco de las normas nacionales vigentes, tales como COVENIN-1756, 1753 y 1618.La ingeniería de detalle se desarrollará posteriormente, fuera del alcance de este Proyecto.

2.- Plan y Cronograma de Trabajo:

Inicio: Enero

Finalización: Septiembre

| Actividades | Mes | | | | | | | | |
|--|-----|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Recopilación de información; inspecciones y mediciones en sitio. | X | | | | | | | | |
| Análisis lineal y no-lineal de la estructura en su estado actual. Evaluación del riesgo. | | X | X | | | | | | |
| Opciones de refuerzo estructural. Análisis y diseño de cada opción. | | | | X | X | X | | | |
| Elaboración de planos. | | | | | | | X | | |
| Cómputos métricos y costos. | | | | | | | | X | |
| Informe final. | | | | | | | | | X |

3.- Metodología de Trabajo:

- Por lo menos una reunión semanal de cada equipo de trabajo constituido por el tutor y los estudiantes.
- Una exposición mensual ante todos los equipos de trabajo en donde se presentará el avance del Proyecto y se analizarán y discutirán las opciones de análisis, diseño y refuerzo.
- Se entregaran tres (3) informes técnicos durante el desarrollo del Proyecto:
 - 1er Informe: 31 de marzo: Riesgo sísmico en la edificación en su estado actual.
 - 2do Informe: 31 de junio: Opciones de refuerzo.
 - 3er Informe: 31 de septiembre: Planos y cálculos métricos

4.5.- Criterios de Análisis y Evaluación

1.- Idealización del Edificio

a- Propiedades de los materiales

- Se usará el mejor estimado de la resistencia promedio.

b- Pesos

- El peso que concentraremos en cada nivel debe incluir el peso de la losa y del sobre piso, el peso de las vigas, el peso de la porción de las columnas que se asocia a ese nivel, el peso de la porción de las paredes que se asocia a ese nivel, y cualesquiera otros pesos que contribuyan a la inercia del nivel (ejemplo: ornamentos). A esas cargas permanentes se le añadirá el 50% de la carga variable correspondiente en cada piso, a excepción del techo donde se tomará el 0% de la misma (COVENIN 1756).

- Los valores específicos de los pesos se tomarán de la norma COVENIN 2002-88 titulado "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones". Según dicha norma la carga variable en edificaciones educacionales es: Pasillos: 400 kgf/m²; Aulas: 300 kgf/m²; Escaleras: 500 kgf/m².

c- Rigidez de la junta

- Se supondrán juntas rígidas en las estructuras de concreto armado, con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas.

d- Apoyos

- Se supondrán empotramientos perfectos de las columnas en el nivel del terreno a menos que un estudio de la flexibilidad del terreno sugiera la adopción de un modelo más refinado.

e- Inercia de elementos

- Se adoptarán valores de inercia de los elementos que se correspondan con el estado de agrietamiento esperado durante la respuesta a los sismos (periodo de retorno de 500 años) estipulados en la norma COVENIN 1756. Al respecto se puede adoptar 0,4

Ig para vigas y $0,6 I_g$ para columnas, siendo I_g la inercia de la sección gruesa. Para un refinamiento de estos valores se puede consultar a [Pauley&Priestly, 1992].

f- Paredes

- Si las paredes se encuentran fuera del plano del pórtico, se despreciará su rigidez y resistencia.
- Se considerarán los efectos de la rigidez y la resistencia de las paredes que estén enmarcadas y adosadas al pórtico.
- Es la intención de esta modelación el incorporar los efectos de la pared para niveles de deformación consistentes con la intensidad del sismo prescrito en COVENIN 1756, lo que supone la existencia de una separación entre la pared y el pórtico en las esquinas traccionadas y la formación de una franja de compresión a lo largo de la diagonal del pórtico.
- La rigidez de la pared completa se puede representar por la rigidez de una biela equivalente trabajando a compresión según la diagonal del pórtico y articulada en sus extremos. Se le asigna a la biela el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. El ancho de la biela se puede tomar como 0,15 veces la longitud de la diagonal, o alternativamente refinar este valor a partir de estudios tales como los citados en [Bazán y Meli, 1999; Klingner et. al., 1996].
- La rigidez de las paredes que no alcancen a rellenar totalmente el pórtico, ya sea por tener ventanas o puertas, se incorporará con base a un examen específico de cada caso que tome en cuenta el tamaño y la localización de las aberturas. Al respecto puede consultarse a [Mondal y Jain, 2006; López y Espinosa, 2007].

g- Escalera

- Se incorporará el efecto de las losas de escalera en la rigidez de la estructura.

h- Modelos del Edificio

- Se definirán diversos modelos del edificio a fin de discriminar los efectos del agrietamiento de los elementos y de la presencia de componentes no-estructurales en los periodos y en las formas de vibración. A título de ejemplo, en el caso de una estructura con paredes y escaleras:
 - Modelo 1: Estructura sola con inercia gruesa de elementos
 - Modelo 2: Estructura sola con inercia reducida de elementos
 - Modelo 2: Modelo 2 + paredes
 - Modelo 3: Modelo 2 + escaleras
 - Modelo 4: Modelo 2 + paredes + escaleras

2.- Análisis Dinámicos

a-Selección del Factor de Reducción

- Se seleccionará un factor de reducción R , definido bajo el marco de las Normas COVENIN 1756 y 1753, que esté en consonancia con el detallado existente en los

elementos estructurales, con base a la información recabada en sitio o verificada en sitio si se dispusiese de los planos estructurales correspondientes.

b- Espectro

- En la definición del espectro se tomará un factor de importancia $\alpha = 1,30$ correspondiente a edificaciones educacionales (Grupo A).
- Se hará una estimación del perfil de suelo a emplear con base en estudios de suelos de zonas cercanas u otra información disponible.

c- Componentes Sísmicas

- Se consideran las dos componentes horizontales del movimiento sísmico, definidas por el mismo espectro. Alternativamente, se podrá considerar una componente con un 70% de la intensidad de la otra y aplicarlas según la dirección crítica de respuesta estructural.
- Los efectos de las dos componentes sísmicas horizontales se combinarán según el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados dado en la sección 8.6.I(a) de COVENIN 1756.
- Los efectos de la componente sísmica vertical se tomarán en cuenta según lo estipulado en la sección 8.6 de COVENIN 1756.

d- Respuesta estructural (Demanda)

- Se determinarán los desplazamientos y derivas máximas, en el centro de masas y en el extremo más desfavorable, en cada nivel y entre piso.
- Se determinarán las fuerzas cortantes en la base, en cada dirección horizontal del edificio.
- Se determinarán solicitaciones en elementos estructurales específicos cuando se considere necesario para fines de evaluar la seguridad del edificio. Las solicitaciones debidas al sismo se combinarán con aquellas debidas a las acciones gravitatorias.

3.- Capacidad Estructural

- La capacidad global de la estructura se puede determinar mediante un análisis estático no-lineal completo o alternativamente mediante un análisis simplificado suponiendo los modos de colapso.
- La capacidad a fuerza cortante de cada columna será la menor entre el cortante resistente para una falla a flexión (dúctil) y el cortante resistente para una falla por cortante (frágil). En dichos cálculos se tomarán en cuenta la longitud efectiva de la columna debido a la presencia de paredes de relleno que ocasionan los efectos de columna corta.
- La capacidad a fuerza cortante de una columna para falla a flexión (dúctil) se determinará con la siguiente expresión:

$$V_{\text{columna dúctil}} = (M_{yi} + M_{yj}) / H$$

donde M_{yi} y M_{yj} son los momentos últimos en los extremos i y j de la columna, respectivamente. H es la longitud efectiva de la columna, considerando la presencia de paredes de relleno.

- La capacidad de una columna para falla por cortante (frágil) se determinará con la siguiente expresión:

$$V_{\text{columna frágil}} = V_c + V_s$$

donde V_c es el aporte resistente del concreto y V_s es el aporte del acero de refuerzo transversal, según las secciones 11.3 y 11.4 de COVENIN 1753.

- La carga axial que actúa en cada columna se determinará con las cargas de servicio (CP + CV) tanto para determinar la capacidad a flexión de la misma (M_y), como para determinar el aporte resistente del concreto (V_c).

- Cuando lo amerite se considerará la contribución de las paredes a la resistencia lateral de la estructura.

4.- Comparación Demanda vs. Capacidad

- En el caso de las columnas se comparará la mayor demanda de cortante, proveniente de todas las combinaciones de carga que consideren el sismo, con la capacidad a fuerza cortante de las mismas.

- En el caso de la estructura se comparará la fuerza cortante basal total con la sumatoria de las capacidades a fuerza cortante de todas las columnas en la planta baja de la estructura. Esto supone que las paredes no tienen contribución a la resistencia.

- Las comparaciones entre demanda y capacidad se harán en cada dirección de análisis.

4.6.- Evaluación de Edificaciones Escolares del Tipo Antiguo I

4.6.1.- Participantes

- Profesor : Norberto Fernández
- Estudiante de Postgrado: Aura Fernández
- Estudiantes de Pregrado: Deglys Ebres, María C. Olivo, Zulimar Goncalvez y Marialth Ynfante,
- Técnico: Juan Robert Burgos

4.6.2.- Inspecciones Efectuadas

En la Tabla 4.6.1 se presentan las instituciones educacionales inspeccionadas.

Tabla 4.6.1.- Inspecciones efectuadas

| Escuela visitada | Ubicación | Fecha de la visita |
|---|-------------------------|--------------------|
| U.E. José Rafael Revenga | Turmero, Edo. Aragua | 20/07/2006 |
| U.E. Rafael Briceño Ortega | Santa Cruz; Edo. Aragua | 20/07/2006 |
| U.E. Luís Alejandro Alvarado | Cagua, Edo. Aragua | 20/07/2006 |
| E.B. José Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A) | Carúpano, Edo. Sucre | 08/03/2008 |
| E.N. Manuel María Urbaneja (M.M.U.) | Carúpano, Edo. Sucre | 08/03/2008 |
| U.E. Petrica Reyes de Quilarte (P.R.Q.) | Carúpano, Edo. Sucre | 08/03/2008 |

4.6.3.- Descripción de las Edificaciones

a) E.B. José Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A)

Se encuentra ubicada en la calle principal de Canchunchú Viejo, Municipio Bermúdez de la Ciudad de Carúpano, Estado. Sucre. (Figura 4.6.1.). Su construcción finalizó en el año 1962 y fue fundada al siguiente año. La actual Directora es la Prof. Mercedes Frontado y el Sub Director es el Prof. José Gregorio González.

Dicha edificación está constituida por dos (2) módulos alineados que están unidos por una junta de construcción, presentando cada uno siete (7) pórticos en la dirección más corta, mientras que en la dirección larga presenta vigas planas. Además la institución posee un patio central, anfiteatro, comedor, dirección y otras estructuras anexas que son utilizadas como salones de clase. (Figura 4.6.2.)

Cada módulo mide 25,5m de largo y 10,8m de ancho, la distancia de eje a eje de las columnas es de 4,25m para la dirección larga de la edificación. Toda la estructura posee piso de granito. La losa es nervada con un espesor de 20cm, las paredes tanto en sus caras internas como externas están frisadas y tienen un espesor de 20cm. La altura de entrepiso es de 2,90m incluyendo la losa.

En la Fachada Sur de la edificación se puede observar claramente el efecto de columna corta por la presencia de tres (3) hileras de bloques de ventilación. Es importante mencionar que el número de hileras sobre las puertas de los salones se reduce a dos (2) por la presencia de

dinteles y las dimensiones de las mismas son de 1,20m de ancho y 2.10m de altura. (Figura 4.6.3.)

A lo largo de la Fachada Norte se pudo observar que ambos módulos presentan bloques de ventilación de dos (2) tipos, además se pudo visualizar la junta de construcción y la presencia de machones en ambos pisos. También se observa el deterioro que actualmente presentan algunas zonas de la estructura. (Fig.4.6.4)

Con respecto a la Fachada Este y Oeste se puede decir que tienen paredes continuas a excepción de los volados que presentan tres (3) hileras de bloques ventilados con una sección variable en ambos pisos y actualmente están deteriorados. Además, en los volados de la fachada sur se encuentra un pasillo que permite el acceso a los salones del primer piso. (Figura 4.6.5).

Las escaleras se encuentran apoyadas sobre el segundo módulo de la estructura, su sección en planta es de 4,25x 8,1m, posee dos (2) columnas de 20x 30cm y dos (2) de 25x 25cm con separación de ligaduras de 20cm en todas ellas, además presenta 18 escalones con huellas de 30cm. (Figura 4.6.6)

Cada uno de los salones posee un banco de concreto empotrado en dos (2) columnas internas de cada salón, con una altura desde su tope inferior hasta el piso de 0,75 m aproximadamente, ocasionando un efecto de columna corta en la estructura. (Figura 4.6.7)

En la dirección corta, los pórticos tienen luces de 6,10 m, con dos volados de 2.35m, presentando secciones variables en ambas plantas. Las vigas altas en Planta Baja tienen dimensiones de 20cm x 60cm Todas las columnas son de 20x30 cm con un ancho de 20 cm.

En la dirección larga de la edificación, se detectaron vigas planas de dimensiones 20x20cm en planta baja y primer piso. Esto se realizó con la ayuda del equipo detector de metales.



Figura 4.6.1.- E.B. José Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A)



Figura 4.6.2.- Módulos alineados unidos por una junta de construcción



Figura 4.6.3.- Fachada Sur



Figura 4.6.4.- Fachada Norte



Figura 4.6.5.- Fachada Este y Oeste



Figura 4.6.6.- Modulo de escaleras



Figura 4.6.7.- Banco de concreto dentro de los salones de clases

b) E.N. Manuel María Urbaneja (M.M.U.)

Se encuentra ubicada en la calle principal de Curacho, en la Ciudad de Carúpano, Edo. Sucre. Fue construida en los años 1950. La Directora de la Escuela es la Prof. Del Valle de Castillo, y su matrícula es de 700 alumnos aproximadamente. (Figura 4.6.8)

La edificación está constituida por dos (2) módulos alineados que están unidos por una junta de construcción, presentando cada uno siete (7) pórticos en la dirección más corta, mientras que en la dirección larga presenta vigas planas. Además la institución posee un patio central, anfiteatro, comedor, dirección y otras estructuras anexas que son utilizadas como salones de clase.

La estructura posee piso de granito en PB y cemento pulido en el primer nivel. La losa es nervada con un espesor de 20 cm, las paredes son de bloques de espesor 20 cm frisados en ambas caras. La altura de entrepiso es de 2,90m incluyendo la losa.

En la Fachada Sur de la edificación, se observa claramente que presenta dos (2) hileras de bloques de ventilación de 40 cm. aproximadamente (Exceptuando el vano que existe entre los tres (3) primeros pórticos del módulo I), paredes de bloques de concreto de 15 cm. con 2,30 m de altura en ambos pisos. Es importante mencionar que existe una especie de separación entre los bloques de ventilación y la dimensión de la cara sur de las columnas, por lo cual se debe analizar detalladamente si se comporta o no como columna corta. (Figura 4.6.9)

A lo largo de la Fachada Norte, se pudo observar que ambos módulos presentan bloques de ventilación de dos (2) tipos, exceptuando los vanos de planta baja que están ubicados entre los tres primeros pórticos del módulo I, ya que allí existen dos aires acondicionados. (Figura 4.6.10)

Con respecto a las fachadas Este y Oeste, se tienen paredes continuas a excepción del volado ubicado en la cara sur de ambos módulos, en donde se observa un pasillo que permite el acceso a las aulas en el primer piso. (Figura 4.6.11)

Las escaleras tienen dieciocho (18) escalones con huellas de 30 cm, los cuales se encuentran apoyados sobre el segundo módulo de la estructura y sobre una viga de 65 cm de altura con espesor de 20 cm y separación de estribos cada 30 cm. La sección del módulo de las escaleras en planta es de 4,25x 8,1 m, posee dos (2) columnas de 20x 30 cm y dos (2) de 25x 25 cm con separación de ligaduras cada 20 cm en todas ellas. (Figura 4.6.12)

Se pudo observar que a diferencia de la Escuela Básica Jesús Antonio Rodríguez Abreu no existen bancos de concreto en los salones de clase lo que favorece el espacio y el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. (Figura 4.6.13)

Estructuralmente hablando, se pudo confirmar que ambos módulos poseen aproximadamente las mismas dimensiones de la E.B. Jesús Antonio Rodríguez Abreu, ya que las luces y la disposición de aceros en vigas y columnas que arrojaron las mediciones realizadas son similares entre ellas. De igual forma la disposición y dimensiones de las vigas planas son semejantes en ambas escuelas.



Figura 4.6.8.- E.N. Manuel María Urbaneja (M.M.U.)



Figura 4.6.9.- Fachada Sur



Figura 4.6.10.- Fachada Norte



Figura 4.6.11.- Fachada Este y Oeste



Figura 4.6.12.- Modulo de escalera.



Figura 4.6.13.- Salones de clases sin la presencia de bancos de concreto

c) *U.E. Petrica Reyes de Quilarte (P.R.Q.)*

Se encuentra ubicada en el sector de Playa Grande, en la Ciudad de Carúpano, Edo. Sucre. Fue construida en los años 1958-1959. Su Directora es la Prof. Breakarelis de Martínez, y su matrícula es de 1033 alumnos aproximadamente. (Figura 4.6.14)

A diferencia de las dos instituciones descritas anteriormente, está constituida por un solo módulo con siete (7) pórticos en la dirección más corta, mientras que en la dirección larga presenta vigas planas. Además la institución posee un patio central, anfiteatro, comedor, dirección y otras estructuras anexas que son utilizadas como salones de clase. (Figura 4.6.15)

La Fachada Sur de la edificación presenta en planta baja cuatro (4) hileras de bloques ventilados de 25 cm cada uno, paredes de bloques de concreto de 20cm de espesor, con altura de 1.75 m, mientras que en el primer piso de la edificación existen tres (3) hileras de bloques ventilados del mismo estilo. Sobre las puertas de los salones las hileras de bloques se reducen a dos (2), existe un dintel y un machón de dimensiones 20 x 20cm con 2 cabillas por cara y separación de ligaduras cada 15 cm, también se observa un sobre ancho de 30 cm en las columnas de los ejes pares (los pórticos 2, 4 y 6), donde se encuentran embutidos los bajantes de agua de lluvia. (Figura 4.6.15)

Con respecto a la Fachada Norte, se pudo visualizar que en ambas plantas existen cinco (5) hileras de bloques de ventilación que ocupan aproximadamente la mitad de la altura de entrepiso, mientras que la parte restante está hecha con bloques de concreto de 20 cm de espesor con friso en ambas caras. En los vanos de los tres últimos pórticos de planta baja, los bloques de ventilación fueron eliminados para ser sustituidos por bloques de concreto con la finalidad de habilitar ese salón para una sala de computación. (Figura 4.6.16)

Las fachadas Este y Oeste tienen paredes continuas a excepción del volado ubicado en la cara sur del módulo, ya que se observa un pasillo que permite el acceso a las aulas en el primer piso, con una pared de bloques de concreto a una altura superior a la mitad del valor del entrepiso. (Figura 4.6.17)

Las escaleras se encuentran apoyadas sobre el módulo de la estructura, su sección en planta es de 4,25m x 8m, a diferencia de las instituciones anteriores posee dos (2) columnas de 25x 30 cm y las otras dos se mantienen en 25x 25 cm con separación de ligaduras de 20cm en todas ellas, además presenta dieciocho (18) escalones con huellas de 30cm. (Figura 4.6.18)

Se pudo observar que al igual que la (M.M.U) no tienen bancos de concreto en los salones de clase favoreciendo el espacio y el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico. (Figura 4.6.19)

Estructuralmente hablando y en lo que se refiere a la disposición de aceros en vigas y columnas, se pudo constatar que las tres edificaciones Tipo Antiguo I anteriormente mencionadas presentan las mismas características entre ellas. Las diferencias existentes en su mayoría son de carácter arquitectónico.



Figura 4.6.14.- U.E. Petrica Reyes de Quilarte (P.R.Q.)



Figura 4.6.15.- Fachada Sur



Figura 4.6.16.- Fachada Norte



Figura 4.6.17.- Fachada Este y Oeste



Figura 4.6.18.- Modulo de Escaleras



Figura 4.6.19.- Salones de clases sin la presencia de bancos de concreto

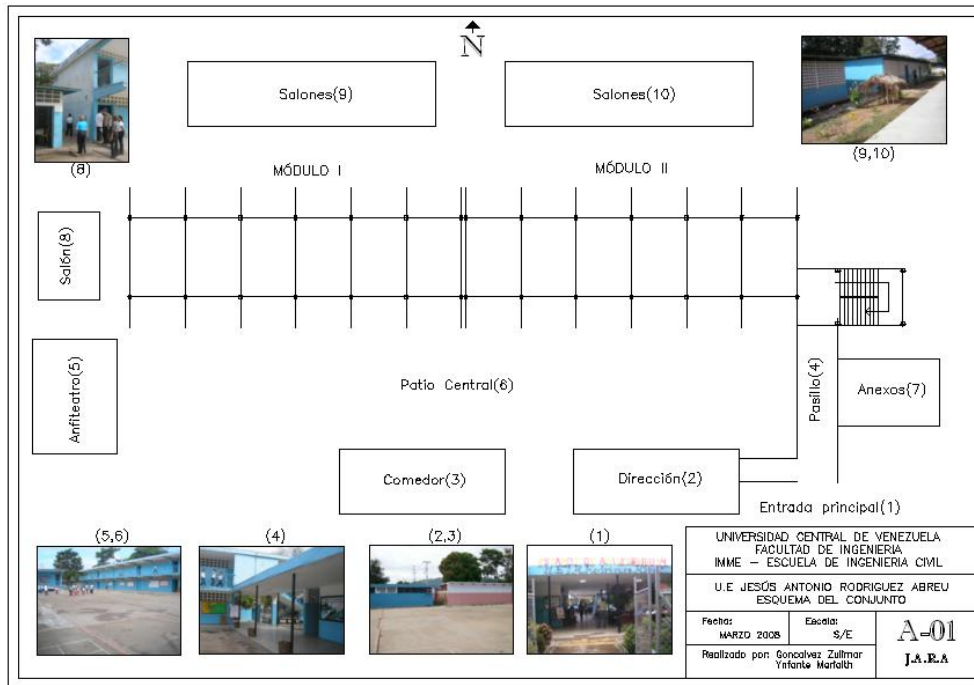


Figura 4.6.20.- Plano del conjunto de la E.B. José Antonio Rodríguez Abreu (J.A.R.A)

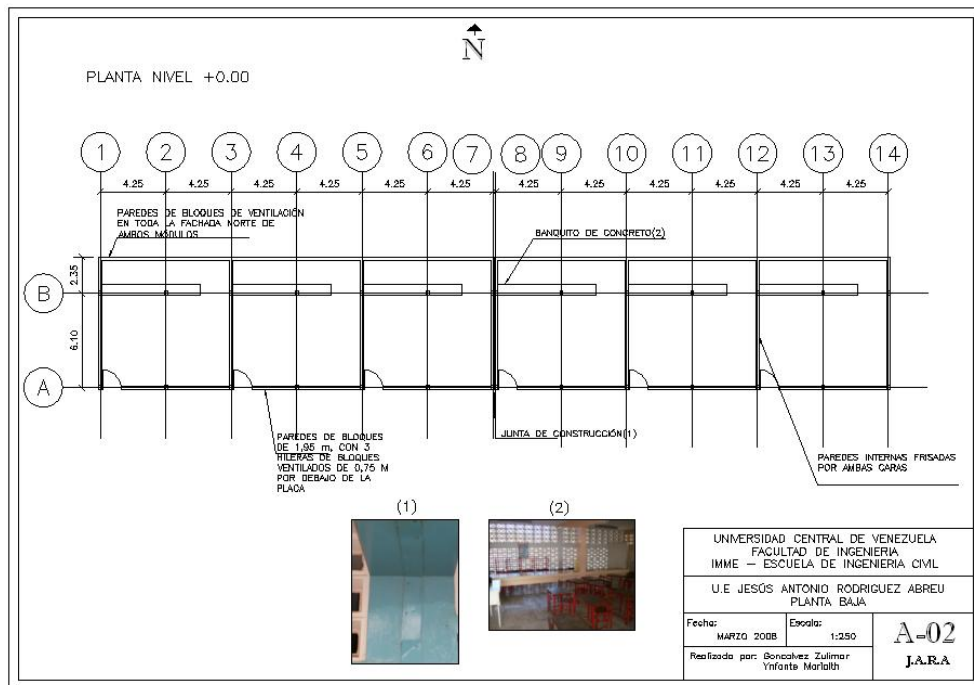


Figura 4.6.21.- Plano de la Planta Baja.

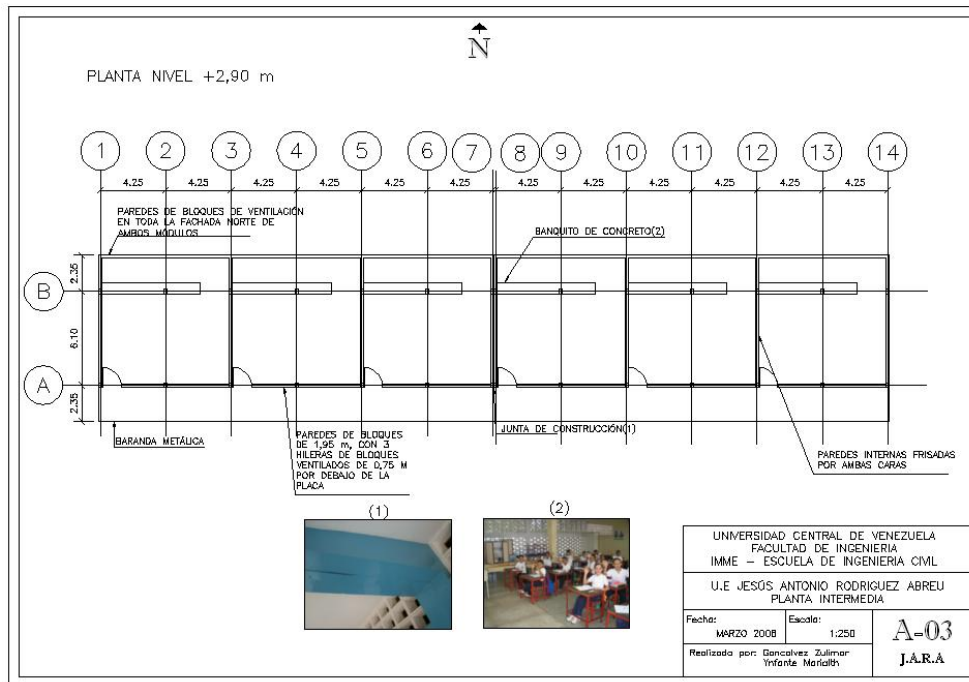


Figura 4.6.22.- Plano de la Planta Intermedia.

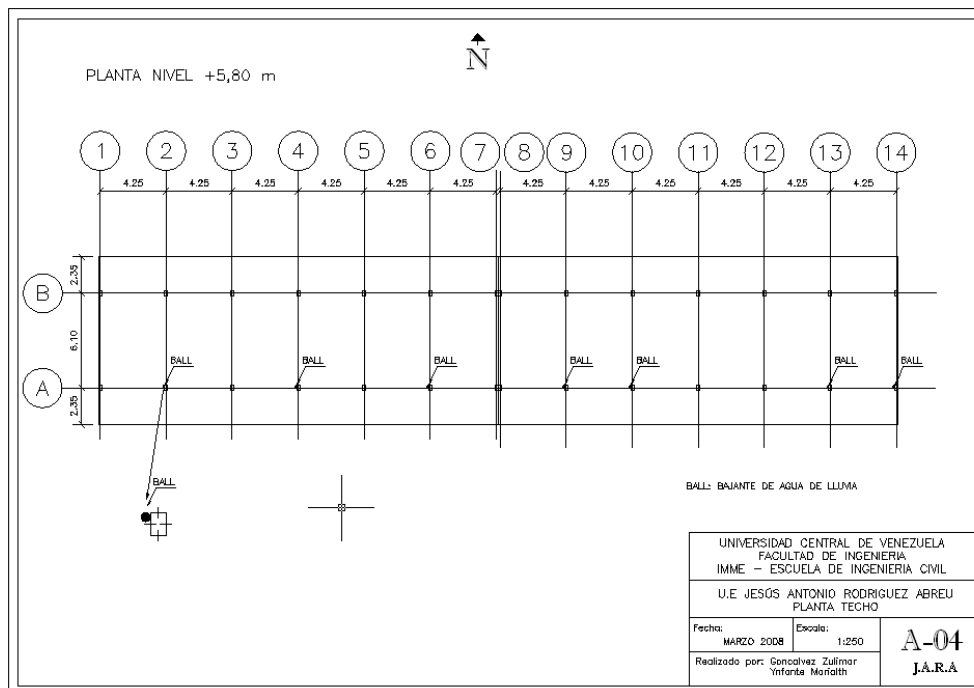


Figura 4.6.23.- Plano de la Planta Techo.

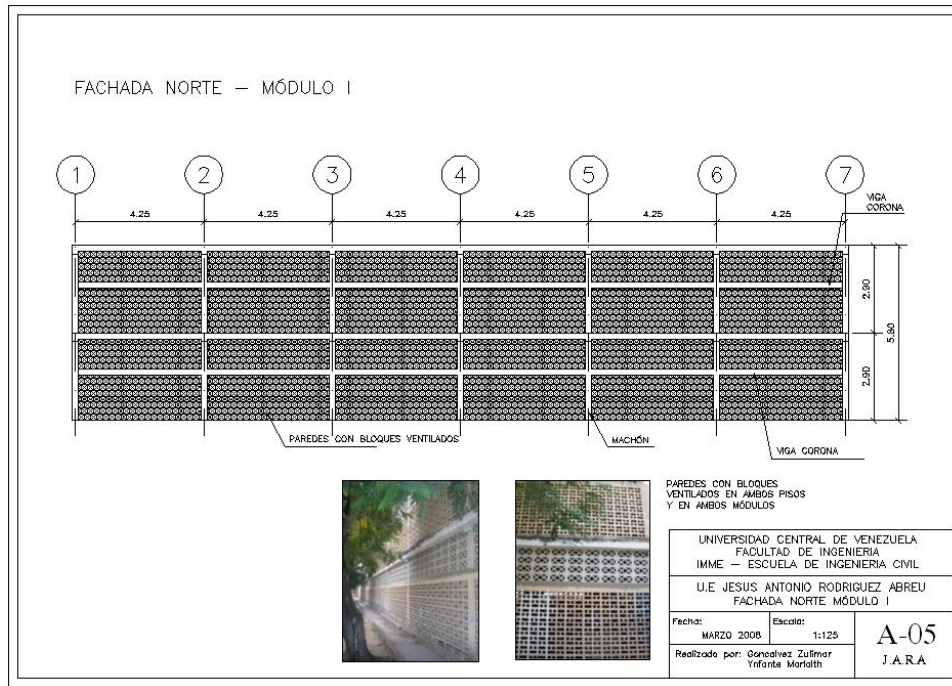


Figura 4.6.24.- Fachada Norte Modulo 1.

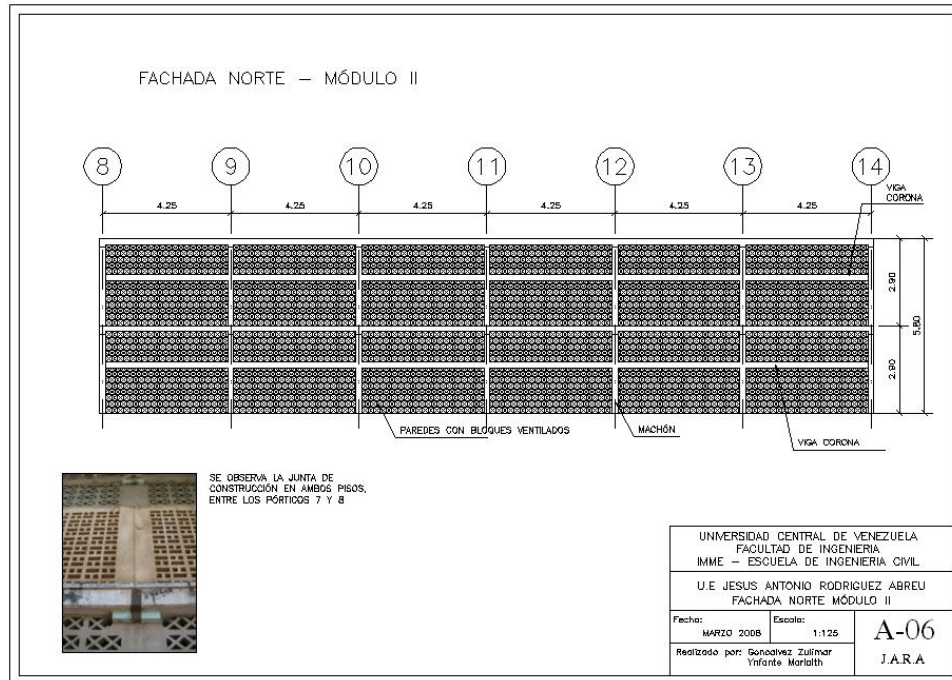


Figura 4.6.25.- Fachada Norte Modulo II.

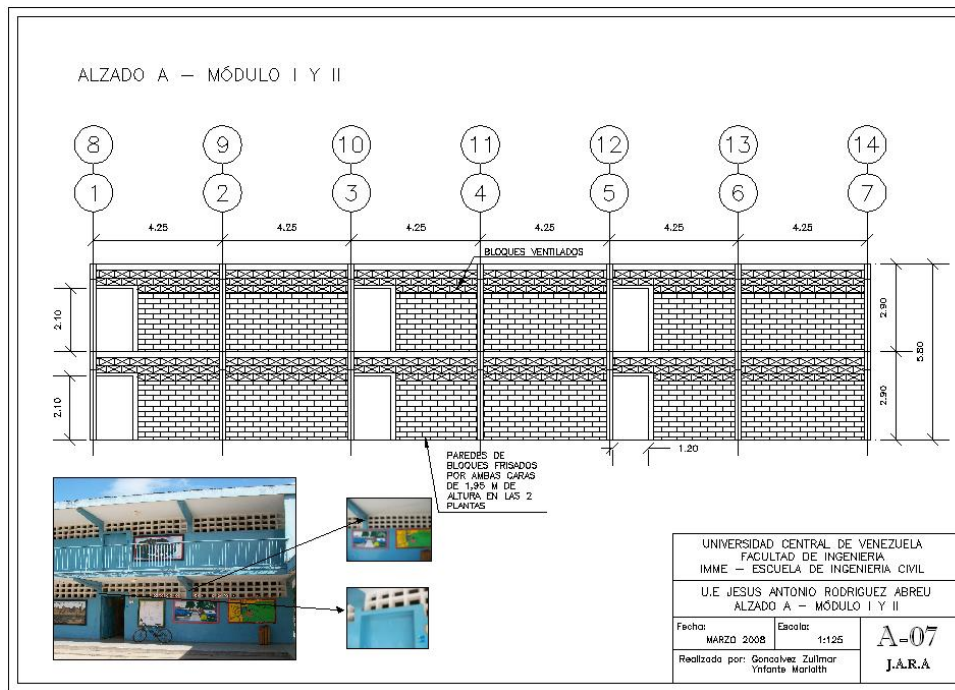


Figura 4.6.26.- Alzado A – Modulo I y II.

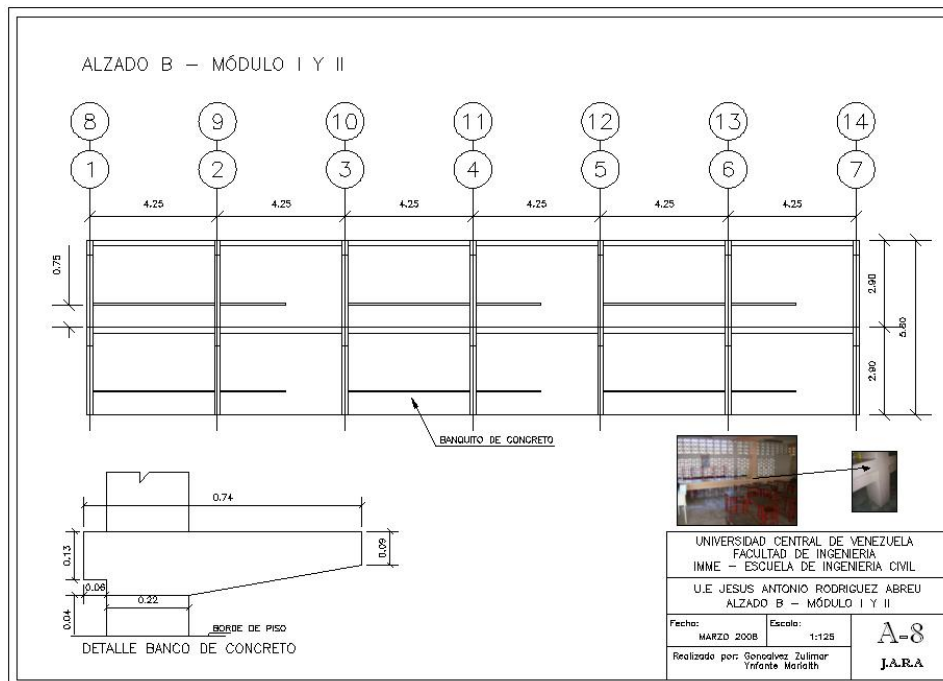


Figura 4.6.27.- Alzado B – Modulo I y II.

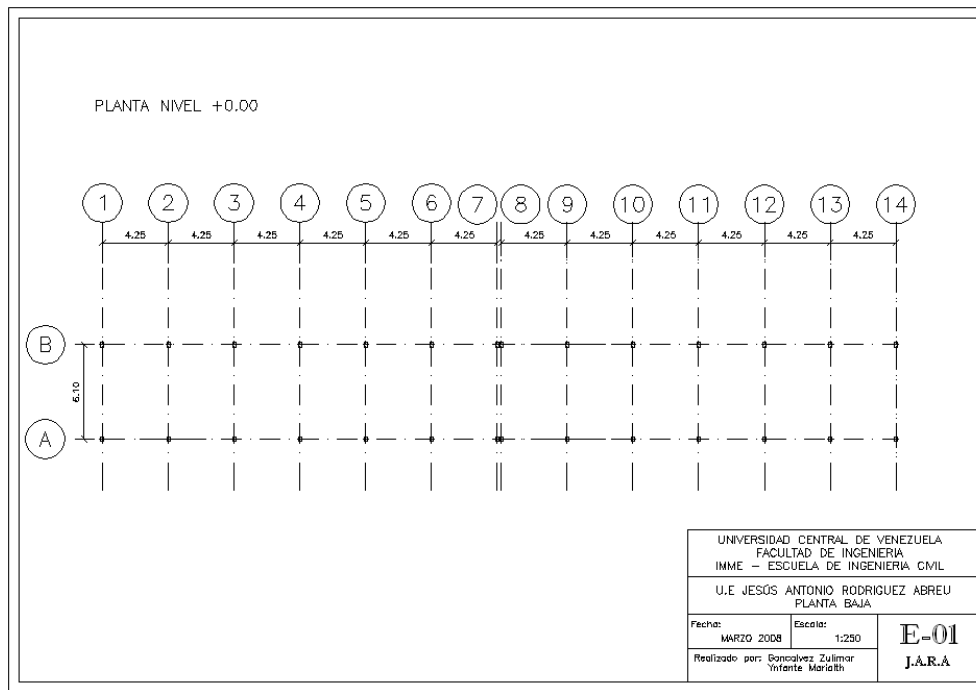


Figura 4.6.28.- Planta Baja de Estructura.

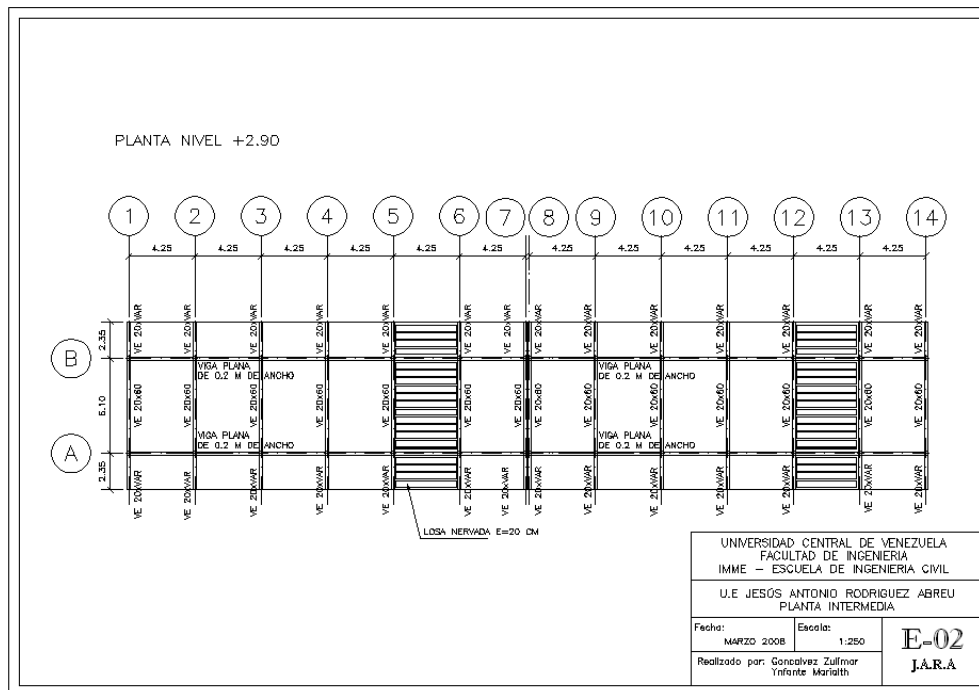


Figura 4.6.29.- Planta Intermedia de Estructura.

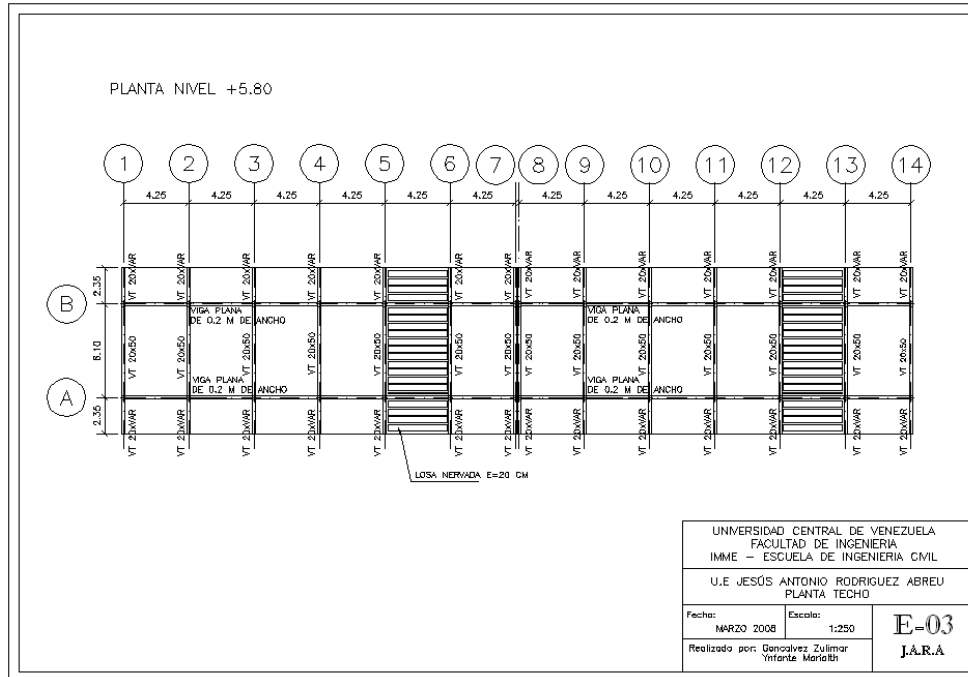


Figura 4.6.30.- Planta Techo de Estructura.

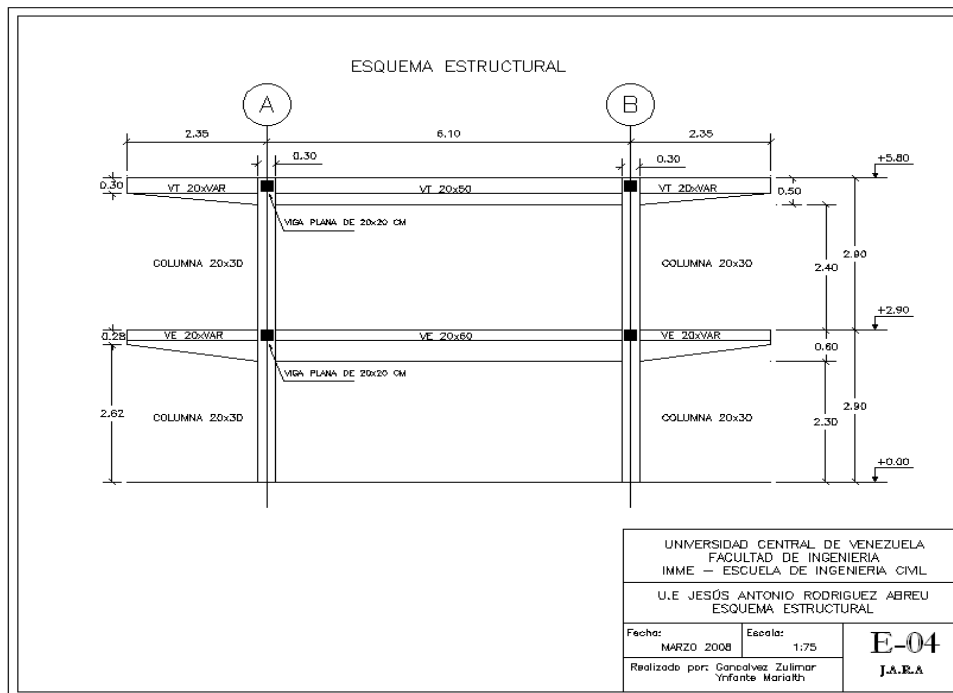


Figura 4.6.31.- Esquema Estructural Tipito.

d) U.E. José Rafael Revenga

La Unidad educativa José Rafael Revenga (Figura 4.6.32) se encuentra ubicada en Turmero Municipio Mariño del Estado Aragua. Está constituida por dos edificios iguales, ubicados uno enfrente del otro, ver Figura 4.6.33 y 4.6.34. Cada edificio tiene dos módulos, separados por una junta de construcción; y cada uno de estos módulos consta de siete pórticos en la dirección corta, con ausencia de pórticos en la dirección larga. Ambos edificios se encuentran conectados mediante un pasillo. En la institución también existe un patio central, con un anfiteatro y una cancha



Figura 4.6.32.- Entrada Principal de la Unidad Educativa.



Figura 4.6.33.- Edificio I.



Figura 4.6.34.- Edificio II.

Cada edificio consta de dos plantas y la escalera se encuentra ubicada en uno de los extremos de cada edificio, ver Figura 4.6.35.

En el descanso de la planta superior de las escaleras, la pared que da hacia el pasillo está constituida por bloques de ventilación y del lado opuesto solo existe una reja, ver Figura 4.6.35.



Figura 4.6.35.- Se observa que las escaleras están conectadas al final de cada edificio.

Mediante las observaciones realizadas, se pudo notar que las paredes son de bloques de arcilla y el espesor del friso es de, aproximadamente, 4 cm.

La altura de entrepiso es de 2.90 mts. y la de la pared es de 1,80 mts. Esto evidencia, claramente, la presencia de columnas cortas. El espesor de la losa es de 25 cm; el espesor de la pared es de 20 cm. La sección típica de las columnas es de 20x30 cm. y la distancia entre columnas, de eje a eje, es de 4,25 mts. La sección típica de las vigas es de 20 X 65 cm.

Cada modulo tiene seis salones (tres arriba y tres abajo), sumando un total de doce salones por edificio. El piso de los salones es de granito y en cada uno de los salones hay un escritorio de concreto (empotrado en el piso) y un banquito, también elaborado en concreto, (empotrado de columna a columna y otra parte en volado). El tope superior del banquito de concreto está a 62 cm. del piso. Las puertas tienen 1,17 mts. de ancho y 2,10 mts. de altura.

La fachada Norte del Edificio I está constituida por bloques de ventilación, al igual que la fachada Sur del Edificio II.

En la fachada oeste de ambos edificios, se observa claramente la separación física entre la columna y la pared.

Es importante mencionar el deterioro que presentan las instalaciones de esta institución, ejemplo de esto es el levantamiento del friso producido por la humedad, la corrosión de aceros y las grietas que evidencian la separación de paredes y columnas .

e) Escuela Rafael Briceño Ortega

La Escuela Rafael Briceño Ortega, se encuentra ubicada en Santa Cruz Municipio José Angel Lamas del Estado Aragua, ver Figura 4.6.36. Según información suministrada por el director (E) de la escuela para el momento de la visita, el Prof. Arturo Martínez, la misma fue fundada en el año 1.958.



Figura 4.6.36.- Escuela Rafael Briceño Ortega.

Esta institución está conformada por un sólo edificio, el cual posee la misma distribución, diseño y características que los edificios de la U.E. José Rafael Revenga, ver Figura 4.6.37. Dicho edificio se encuentra unido, por un pasillo, a un conjunto de anexos pertenecientes a la escuela (baños, salones, dirección, oficinas). Entre los anexos y el edificio se encuentra el patio central, el anfiteatro y la cancha, la cual está apoyada en la losa del edificio, ver Figura 4.6.38.



Figura 4.6.37.- Único módulo de la unidad educativa Rafael Briceño Ortega.



Figura 4.6.38.- Patio central y anfiteatro

f) U.E. Luís Alejandro Alvarado

La Unidad educativa Luís Alejandro Alvarado, se encuentra ubicada en Cagua Municipio Sucre del Estado Aragua, (Figura 4.6.39). Está constituida por un solo edificio y sus módulos no se encuentran alineados. Cada uno de estos edificios consta de siete pórticos en la dirección corta, con ausencia de pórticos en la dirección larga. Además tiene un patio central, con un anfiteatro y una cancha, ver Figura 4.6.40 y 4.6.41.



Figura 4.6.39.- U.E. Luís Alejandro Alvarado.



Figura 4.6.40.- Fachada sur del primer módulo.



Figura 4.6.41.- Fachada oeste

El edificio está constituido por dos plantas. Las escaleras que comunican dichas plantas se encuentran apoyadas sobre uno de los edificios.

En el descanso de la planta superior de las escaleras, la pared que da hacia el pasillo está constituida por bloques de ventilación y del lado contrario se encuentra el otro edificio.

En la planta baja la altura debajo de viga es de 2,30 mts, la altura de viga es de 65 cms, la altura de pared es de 2,10 mts, la altura de la reja es de 60 cms, y la sección típica de las columnas es de 20 x 30 cms.

En el segundo piso la altura debajo de viga es 2,35 mts, la altura de viga debajo de losa es de 30 cms. La altura de pared es de 2,05 mts y la de la reja de 60 cms.

A diferencia de las otras dos instituciones inspeccionadas, está particularmente se encuentra en un nivel de deterioro elevado, a tal punto que se observaron grietas producidas por el proceso de oxidación de los aceros longitudinales y transversales en la gran mayoría de las vigas. La separación de estribos del volado es cada 20 cms. La separación de las juntas en los edificios es muy pequeña.

Tabla 4.6.2.- Semejanzas y diferencias de las Instituciones Educativas

| Semejanzas |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Patio central, con un anfiteatro y una cancha. • Deterioro en las instalaciones. • Bancos de concreto entre columnas. • Cada módulo consta de siete pórticos en la dirección corta, con ausencia de pórticos en la dirección larga. • Las escaleras que comunican dichas plantas se encuentran en uno de los extremos del edificio. • Presencia de columnas cortas. |
| Diferencias |
| U.E. José Rafael Revenga |
| <ul style="list-style-type: none"> • Está constituida por dos edificios iguales para un total de cuatro módulos. • Los módulos se encuentran alineados y separados por una junta de construcción. • Los escritorios son de concreto y están empotrados al piso. • Las paredes son de bloques de arcilla frisadas. • El piso de los salones es de granito. • Separación física entre pared y columna en la fachada oeste del edificio II. • Bajante de aguas de lluvia, ubicado en la fachada principal. |
| Escuela Rafael Briceño Ortega |
| <ul style="list-style-type: none"> • Está conformada por un sólo edificio para un total de dos módulos. • Los módulos se encuentran alineados y separados por una junta de construcción. • No hay escritorios de concreto. • Todas las paredes se encuentran frisadas. • Las paredes de los salones pertenecientes a la fachada Norte sólo tienen bloques de ventilación de la mitad de la pared hacia arriba. • Bajante de aguas de lluvia, ubicado al lado de las columnas internas de los salones. |
| U.E. Luís Alejandro Alvarado |
| <ul style="list-style-type: none"> • Está conformada por un solo edificio para un total de dos módulos. • Los módulos se encuentran desalineados. • No existen escritorios de concretos. • Las paredes son de bloques de concreto sin frisar. • Las únicas paredes que están frisadas son las que dividen los salones. • Todas las paredes de la fachada norte son de bloques de ventilación.. • En la fachada norte, en planta baja, la mitad de la pared es de bloques de ventilación y la otra mitad es de reja, y la del primer piso es todo de rejas. |

4.6.4.- Evaluación Sismorresistente de la E.B. José Antonio Rodríguez Abreu

a) Modelos matemáticos

Se procedió a realizar tres Modelos Matemáticos en 3D a través del programa ETABAS, donde se han dispuesto de objetos líneas para idealizar las vigas y columnas, mientras que las losas, muros y mampostería se han modelado utilizando objetos de área, los cuales son discretizadas a fin de obtener resultados muy aproximados al comportamiento real esperado de los componentes estructurales. El análisis se realiza a partir de la matriz de rigidez de cada uno de los objetos lineales y de áreas aplicando el método de los elementos finitos. La acción de las cargas se realiza de manera distribuida directamente en las losas (kgf/m^2) y en las vigas perimetrales (kgf/m) y la acción sísmica se obtiene a través de un espectro de diseño.

En el *Modelos 1* solo se incluyen los elementos estructurales, columnas y vigas, se considera inercia gruesa. El *modelo 2* es parecido al modelo 1, pero en él se considera inercia agrietada, tomando 0.40 de la inercia gruesa para vigas y 0.6 de la inercia gruesa para columnas. El *modelo 3* es parecido al modelo 1, en el se consideran las paredes, distribuidas según la información recopilada en las vistas a las tres escuelas. Para la mampostería se considero un modulo de elasticidad de 45000 kgf/cm^2 .

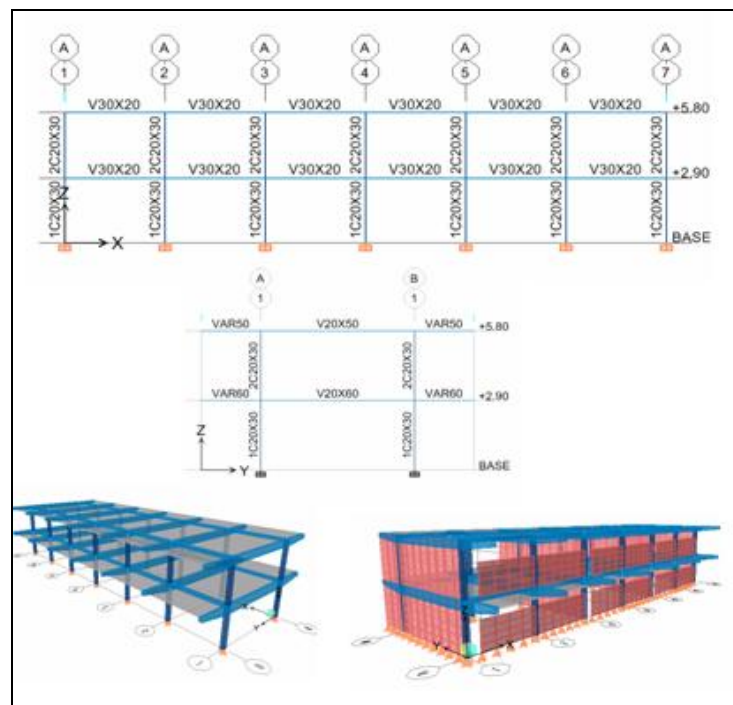


Figura 4.6.42.- Pórticos transversal y longitudinal. Imágenes tridimensionales de los modelos.

b) Acciones gravitacionales.

Tabla 4.6.3.- Acciones gravitacionales.

| <i>Definición de Acciones</i> | <i>Planta Baja (kgf/m²)</i> | <i>Primer Piso (kgf/m²)</i> | <i>Techo (kgf/m²)</i> |
|---|--|--|----------------------------------|
| Variable | | | |
| Áreas Públicas en Edificaciones Educativas (Escuelas, Liceos, Universidades, Institutos Técnicos y Similares) | 400 | 400 | |
| Escaleras y Balcones para Edificaciones distintas de Viviendas | 500 | 500 | |
| Áreas Privadas en Edificaciones Educativas (Escuelas, Liceos, Universidades, Institutos Técnicos y Similares) | 300 | 300 | |
| Techos sin acceso con CP > 50kgf/m ² y pendientes menores de 15% | | | 100 |
| Permanente | | | |
| Losa Nervada Armada en una dirección espesor 20cm | | 270 | 270 |
| Losa Maciza concreto de espesor 15 cm | 360 | | |
| Base de Pavimento de Cemento con Arena Amarilla de espesor promedio 2.0cm | 40 | 40 | 40 |
| Granito artificial con un espesor total de 5 cm | 100 | 100 | |
| Pendientes de Bombeo de Cemento con Arena Amarilla de espesor promedio 3.0cm | | | 65 |
| Manto asfáltico hasta tres capas espesor promedio 4mm | | | 15 |

c) *Acción sísmica*

En el espectro utilizado se tomaron las siguientes consideraciones:

Estructura TIPO I

Grupo "A"

Zona Sísmica 7 ($A_0 = 0.40$; $\alpha = 1.30$; $R = 1$)

Suelo S2, $\varphi = 0.90$

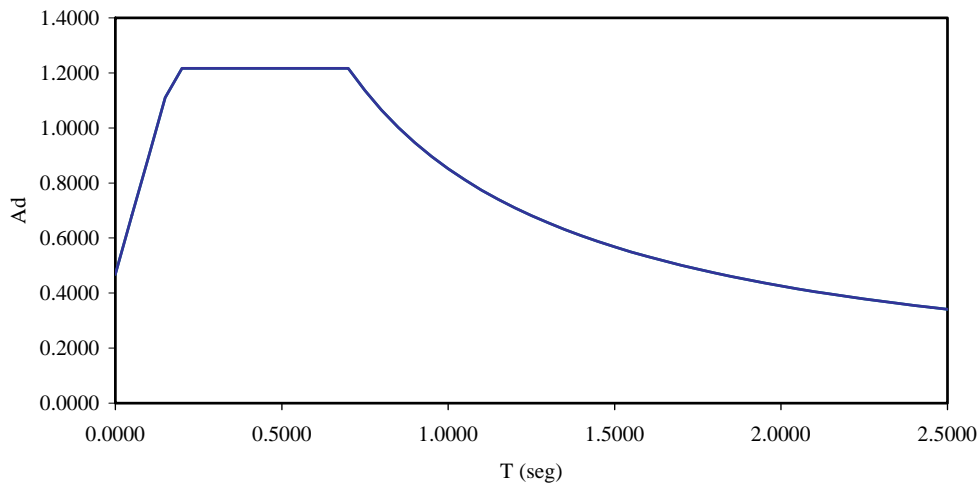


Figura 4.6.43.- Espectro.

d) *Períodos y modos de vibración*

A continuación se presentan los tres modos principales de vibración y masas participativas para cada uno de los modelos.

Tabla 4.6.4.- Propiedades dinámicas de los modelo.

| Modelo | Modo | | | | | | | | |
|--------|----------------|---------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|
| | 1 | | | 2 | | | 3 | | |
| | T_1 (seg) | β_{1x} (%) | β_{1y} (%) | T_2 (seg) | β_{2x} (%) | β_{2y} (%) | T_3 (seg) | β_{3x} (%) | β_{3y} (%) |
| 1 | 1.106 | 89.79 | 0.00 | 0.603 | 0.00 | 91.63 | 0.596 | 0.00 | 0.09 |
| 2 | 1.575 | 88.42 | 0.00 | 0.824 | 0.00 | 90.49 | 0.812 | 0.00 | 0.04 |
| 3 | 0.346 | 91.56 | 0.02 | 0.148 | 8.30 | 0.01 | 0.114 | 0.09 | 75.34 |

e) Derivas

En la siguiente tabla se presentan las derivas máximas, medidas en el techo de la estructura, para los tres modelos, considerando un factor de reducción R=1.

Tabla 4.6.5.- Derivas elásticas e inelásticas.

| Modelo | "R" | Deriva Elástica | | %o Deriva Inelástica | |
|--------|-----|-----------------|-------------|----------------------|---------------|
| | | Δex | Δey | $\Delta ix\%$ | $\Delta iy\%$ |
| 1 | 1 | 0.051 | 0.022 | 40.60 | 17.26 |
| 2 | 1 | 0.077 | 0.037 | 61.70 | 29.24 |
| 3 | 1 | 0.010 | 0.001 | 7.63 | 0.80 |

Se puede observar en los resultados de derivas mostrados en la Tabla 4.6.5 la flexibilidad de la estructura sin paredes y aun mayor cuando se toma la inercia agrietada de los elementos estructurales. Las derivas obtenidas en los *modelos 1 y 2*, sobrepasan el valor normativo para edificaciones escolares, 12%o.

f) Relación demanda/capacidad.

Se calculara la relación demanda/capacidad en corte y deriva. El corte resistente de las columnas (V_n) se calculó según la norma COVENIN 1753, tomando en cuenta las cargas axiales en la misma, y sumando el corte resistido por el concreto (V_{nc}) y el corte resistido por el acero transversal (V_{ns}).

Tabla 4.6.6.- Corte resistente en las columnas de planta baja y nivel 1.

| | $V_n (x)$ kgf | $V_n (y)$ kgf |
|----|------------------|------------------|
| C1 | 5660 | 6700 |
| C2 | 5400 | 6400 |

El corte resistente se comparó con el corte proveniente de sumar las capacidades a flexión de las columnas, entre su luz libre, (V_p). Cuando el corte por capacidad es mayor al corte resistente, se espera una falla frágil en el elemento.

Tabla 4.6.7.- Corte por capacidad para cada uno del los modelos en las columnas de planta baja.

| Modelo | Altura libre (m) | P_{ux} ton | $M_n (x)$ ton-m | $M_n (y)$ ton-m | $V_p (x)$ kgf | $V_p (y)$ kgf |
|--------|------------------|-----------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|
| 1 | 2.7 | 49.3 | 2.45 | 4.45 | 1815 | 3296 |
| 2 | 2.7 | 49.3 | 2.45 | 4.45 | 1815 | 3296 |
| 3 | 1 | 42.5 | 2.7 | 5.2 | 5400 | 10400 |

En los *modelos 1 y 2*, en los que no se toma en cuenta la presencia de las paredes, las columnas son capaces de desarrollar su capacidad a flexión, mientras que en el *modelo 3* la altura libre de la columna se ve disminuida y el corte por capacidad supera al corte resistente, ocasionando esto que no se pueda desarrollar la capacidad a flexión de algunas columnas del pórtico A, produciéndose una falla frágil en la misma.

La capacidad total resistente a corte se obtuvo de sumar, el menor de los valores entre el corte resistente (V_n) por capacidad (V_p), en cada una de las columnas de la planta baja de la estructura.

A continuación se presenta una tabla resumen en el que se muestran las capacidades resistentes a corte en la base, por columna y totales, para cada uno de los modelos.

Tabla 4.6.8.- Capacidad resistente en cada uno de los modelos.

| <i>Modelo</i> | <i>#Col</i> | <i>V_y(x) kgf</i> | <i>V_y(y) kgf</i> | <i>V_{yt}(x) kgf</i> | <i>V_{yt}(y) kgf</i> |
|---------------|-------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 14 | 1815 | 3296 | 25407 | 46148 |
| 2 | 14 | 1815 | 3296 | 25407 | 46148 |
| 3 | 14 | 5400 | 6700 | 75600 | 93800 |

Tabla 4.6.9.- Relación demanda capacidad por corte en cada uno de los modelos.

| <i>Modelo</i> | <i>"R"</i> | <i>V(x) (ton)</i> | | <i>V(y) (ton)</i> | | <i>V/V_y</i> | |
|---------------|------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|------------------------|----------|
| | | <i>Muros</i> | <i>Columnas</i> | <i>Muros</i> | <i>Columnas</i> | <i>x</i> | <i>y</i> |
| 1 | 1 | - | 304.2 | - | 485.9 | 12.0 | 10.5 |
| 2 | 1 | - | 216.4 | - | 409.6 | 8.5 | 8.9 |
| 3 | 1 | - | 411.4 | - | 411.5 | 5.4 | 4.4 |

De los resultados presentados en la Tabla 4.6.9 se muestra como los valores de demandada sísmica superan la capacidad resistente en cada uno de los modelos, evidenciando la vulnerabilidad de este tipo de edificaciones escolares en zonas de elevada demanda sísmica.

El valor de deriva máxima permitida asumida para este estudio fue de 6%. Este valor es tomado considerando que las estructuras analizadas fueron construidas bajo un nivel de detallado muy pobre, y con materiales de baja resistencia, que no cumplen con los requerimientos normativos actuales, no siendo capaces de desarrollar derivas muy altas conservando su estabilidad.

A continuación se presenta los valores de relación demanda/capacidad de deriva para los tres modelos estudiados de la estructura.

Tabla 4.6.10.- Relación demanda capacidad por deriva en cada uno de los modelos.

| Modelo | "R" | %o Deriva Inelástica | | Δmax | $\Delta i/\Delta max$ | |
|--------|-----|----------------------|---------------|--------------|-----------------------|------|
| | | $\Delta ix\%$ | $\Delta iy\%$ | | x | y |
| 1 | 1 | 51 | 22 | 12.0 | 4.23 | 1.80 |
| 2 | 1 | 77 | 37 | 12.0 | 6.43 | 3.05 |
| 3 | 1 | 27 | 2 | 12.0 | 2.24 | 0.19 |

Al igual que en la Tabla 4.6.9 en la Tabla 4.6.10 se evidencia como la deriva obtenida, para la demanda sísmica estudiada, supera los valores límites establecidos en este estudio.

g) Análisis Estático No-lineal.

Los valores de capacidad obtenidos en el análisis lineal de los tres modelos son complementados a través del análisis no lineal de los *modelos 1 y 3*.

Se definieron las propiedades no lineales de los elementos a partir de la capacidad a flexión, flexo compresión y corte de vigas y columnas, así como también, la capacidad de resistir fuerza axial en las bielas equivalentes que modelan el comportamiento de las paredes. En el caso de las vigas estas propiedades fueron asignadas en los extremos del miembro, mientras que para las columnas las propiedades correspondiente a la flexo compresión fueron asignadas en los extremos y las de corte en la mitad de la altura libre del miembro. En las bielas equivalentes las propiedades no lineales fueron asignadas en la mitad del miembro. La ubicación de estas secciones de fallas corresponde al lugar más probable de incursión en el rango no lineal de cada elemento, para una combinación de carga gravitacional y carga lateral.

Los valores que determinan la forma del diagrama momento curvatura, para vigas y columnas fueron tomados como referencia del FEMA 356. Estos valores dependen en el caso de las vigas del acero de refuerzo longitudinal y el corte resistente, y en el caso de la columna depende de la carga axial y el corte resistente, .En ambos casos, columnas y vigas, están no conformes (NC) con respecto al refuerzo transversal, según FEMA 356.

El análisis se realizó en la dirección mas larga de la estructura, por ser esta la mas vulnerable al presentar columnas cortas ocasionadas por la presencia de mampostería a media altura. El patrón de carga fue triangular, considerando el modo de vibración principal, y se tomo a partir de la deformada por carga gravitacional.

Una vez calculada la capacidad de la estructura, a través de análisis no lineales, se calcularan los valores de demanda, según lo establecido en el FAMA 356 y el FEMA 440.

A continuación se presentan las curvas de capacidad, Cortante en la base vs. desplazamiento en el techo, para los *modelos 1 y 2*.

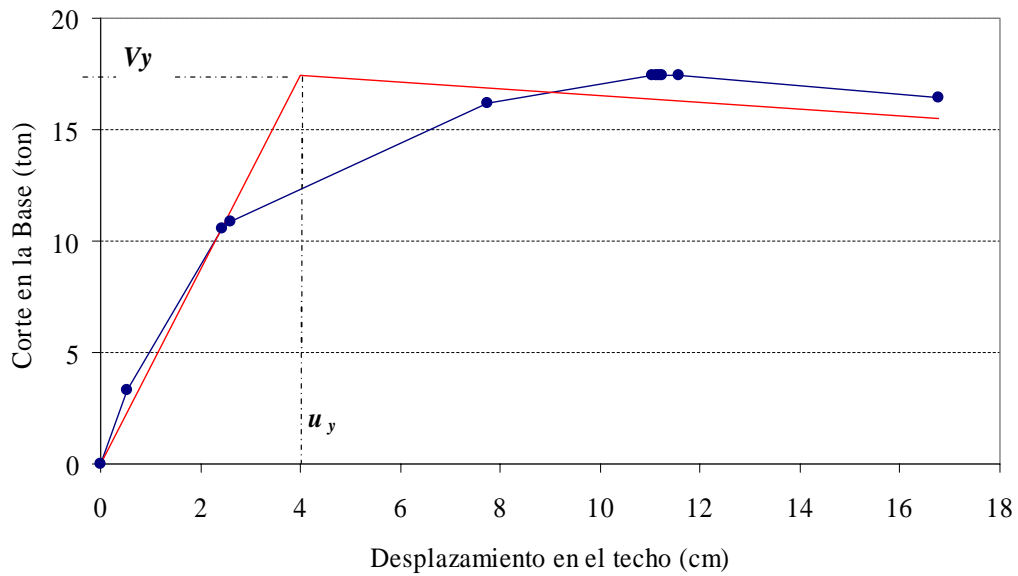


Figura 4.6.44.- Curva de capacidad *Modelo 1*

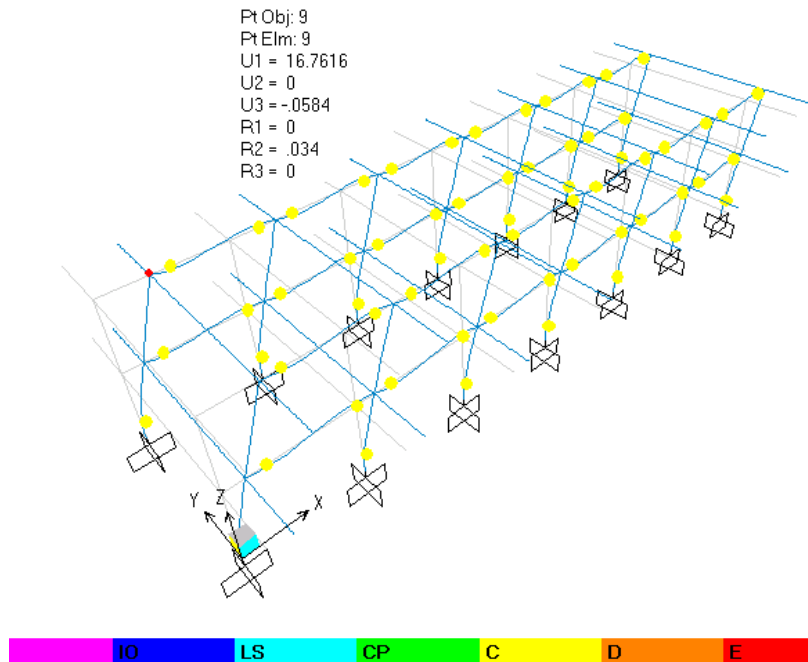


Figura 4.6.45.- Figura de rotulas plásticas *Modelo 1*

En el análisis del *modelo 1*, podemos observar la cadencia por flexión en las vigas y en el extremo inferior de las columnas de la planta baja, obteniéndose un cortante cedente (V_y) de 17,4 ton y un desplazamiento cedente (u_y), en el techo, de 4cm.

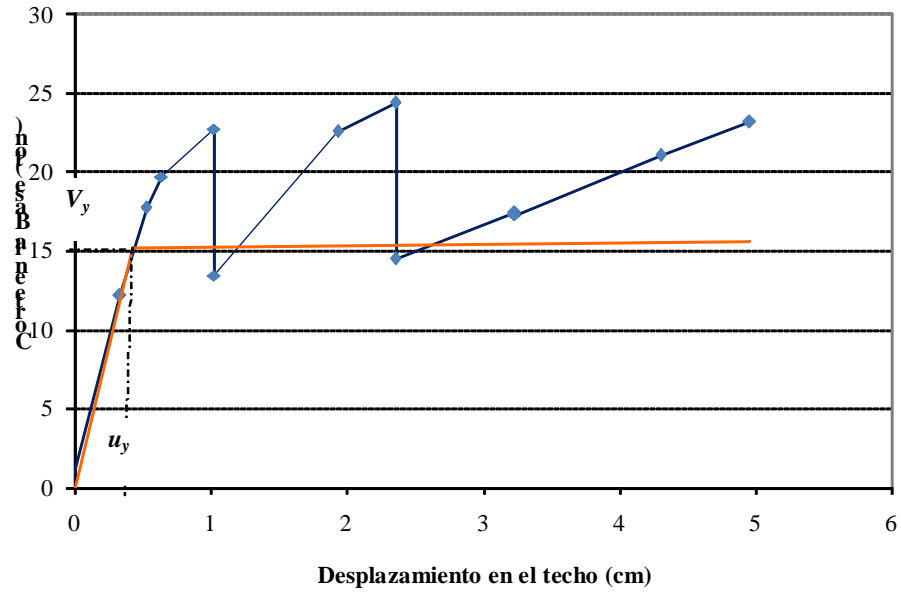


Figura 4.6.46.- Curva de capacidad Modelo 3

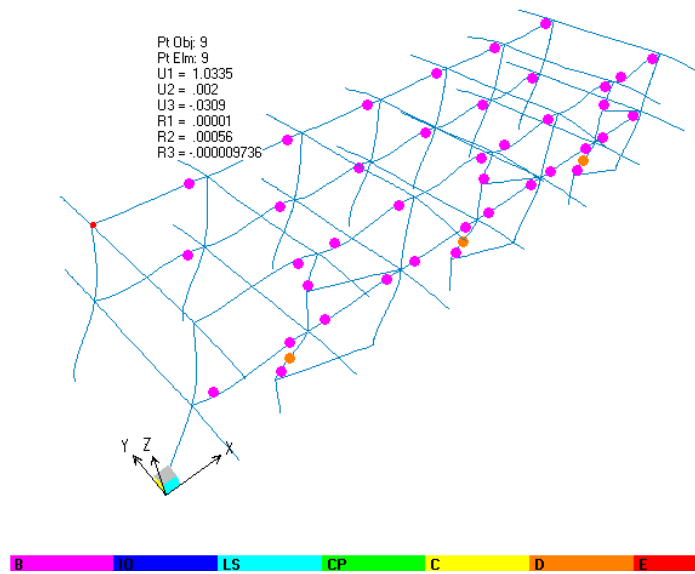


Figura 4.6.47.- Figura de rotulas plásticas Modelo 3

En el análisis del *modelo 3*, podemos observar la cadencia por flexión en las vigas en la dirección mas larga de la estructura, y las fallas frailes por corte ocasionadas en las columnas por la presencia de la mampostería a media altura, obteniéndose un cortante cedente (V_y) de 15,26ton y un desplazamiento cedente (u_y), en el techo, de 0.42cm.

La demanda fue calculada según la siguiente formulación:

$$V_d = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad ; \quad \mu_d = C_1 C_2 C_3 C_m S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

A continuación se presentan los valores de demanda calculados según el FEMA 356, para tres períodos de retorno, comparados con los valores de capacidad, obtenidos a través de los análisis no lineales, en los *modelos 1 y 3*

Tabla 4.6.11.- Relación demanda capacidad por corte.

| Modelo | Vy (ton) | Vd(ton) | | | Vd/Vy | | |
|--------|----------|-----------|----------|---------|-----------|----------|---------|
| | | 1000 años | 500 años | 50 años | 1000 años | 500 años | 50 años |
| 1 | 16.8 | 207.7 | 159.8 | 111.9 | 12 | 9 | 7 |
| 3 | 15.3 | 3622.8 | 1677.3 | 672.0 | 237 | 110 | 44 |

Tabla 4.6.12.- Relación demanda capacidad por desplazamiento.

| Modelo | μy (cm) | μd (cm) | | | μd/μy | | |
|--------|---------|-----------|----------|---------|-----------|----------|---------|
| | | 1000 años | 500 años | 50 años | 1000 años | 500 años | 50 años |
| 1 | 3.8 | 37.3 | 28.7 | 20.1 | 9.8 | 7.5 | 5.3 |
| 3 | 0.4 | 91.6 | 42.4 | 17.0 | 216.2 | 100.1 | 40.1 |

Al igual que en el análisis lineal, la demanda supera en mucho a la capacidad, es por ellos que se plantea la necesidad de reforzar sísmicamente, este tipo de estructuras, ya que si bien estas son capaces de resistir muy bien cargas gravitacionales, como lo han demostrado a través del tiempo, no son capaces de resistir adecuadamente las fuerzas ocasionadas por eventos sísmicos.

4.6.5.- Refuerzo Estructural de la E. B. José Antonio Rodríguez Abreu

De los resultados obtenidos en las secciones anteriores de este informe, se plantea la necesidad de ejecutar un refuerzo que sea capaz de resistir la demanda sísmica y que a su vez limite la desplazabilidad, ante la misma, para así evitar la aparición de fallas frágiles en las columnas que puedan comprometer la estabilidad de la estructura.

a) Opciones de refuerzo.

A continuación se presentan dos opciones de refuerzo que propone colocar diagonales de acero estructural y muros de concreto armado, para absorber la demanda sísmica y controlar la deriva ocasionada por la misma.

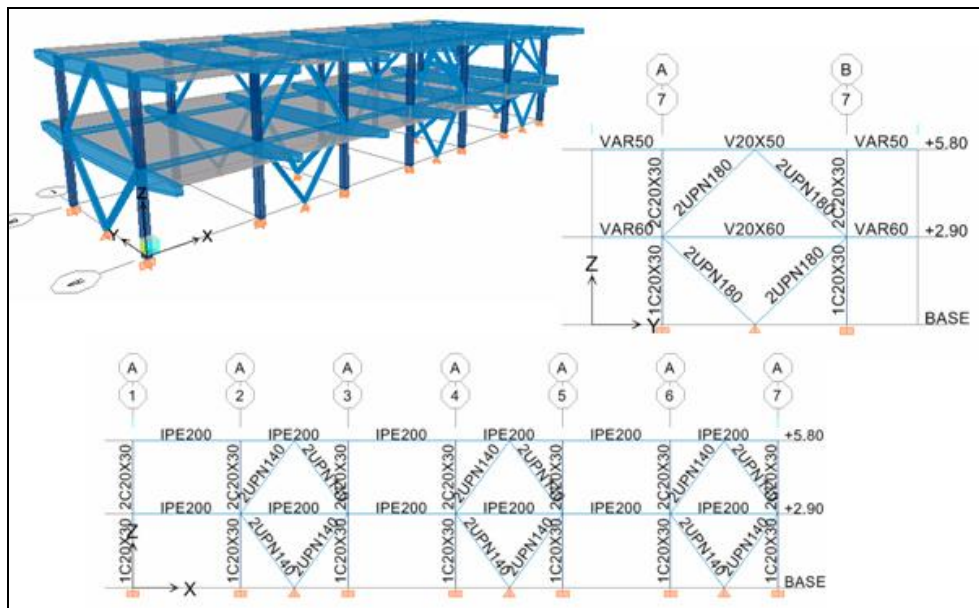


Figura 4.6.48.- Figura del Modelo 4.Propuesta de refuerzo.

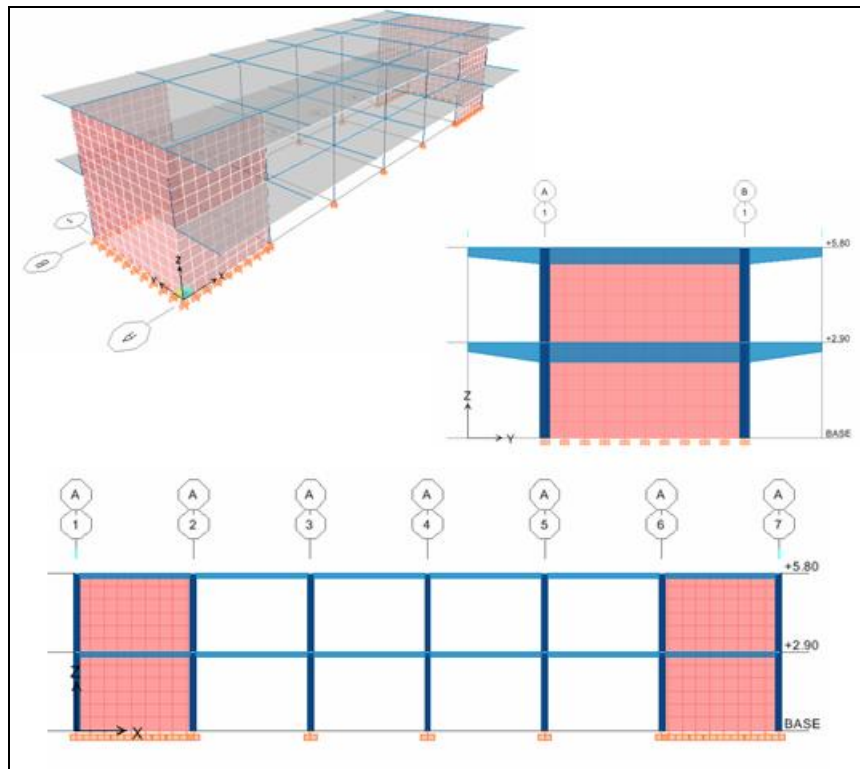


Figura 4.6.49.- Figura del Modelo 5.Propuesta de refuerzo sin paredes

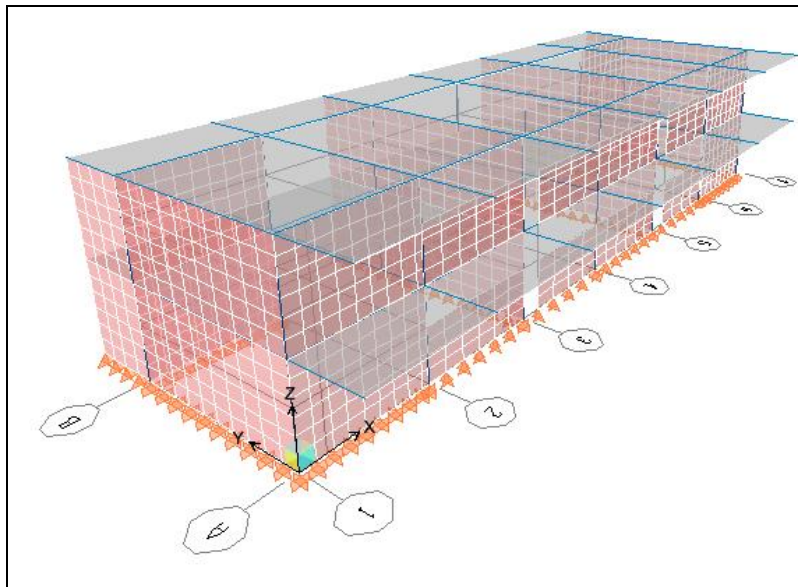


Figura 4.6.50.- Figura del Modelo 6.Propuesta de refuerzo con paredes

El análisis espectral se realizó tomando un factor de reducción de dos ($R=2$). Los resultados para ambas opciones de refuerzo se muestran a continuación.

Tabla 4.6.13.- Propiedades dinámicas de los modelos.

| Modelo | Modo | | | | | | | | |
|----------|----------------|---------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|
| | 1 | | | 2 | | | 3 | | |
| | T_1 (seg) | β_{1x} (%) | β_{1y} (%) | T_2 (seg) | β_{2x} (%) | β_{2y} (%) | T_3 (seg) | β_{3x} (%) | β_{3y} (%) |
| 4 | 0.179 | 93.38 | 0.00 | 0.157 | 0.00 | 83.72 | 0.131 | 0.00 | 10.11 |
| 5 | 0.066 | 87.32 | 0.00 | 0.063 | 0.00 | 92.54 | 0.043 | 0.00 | 0.00 |
| 6 | 0.065 | 87.30 | 0.00 | 0.061 | 0.00 | 92.39 | 0.042 | 0.00 | 0.00 |

Si se comparan estos modelos con los modelos sin refuerzo, se puede observar que son menos flexibles, por lo cual las derivas obtenidas son mucho menores, como se observa en la Tabla 4.6.13, siendo más rígido el modelo con refuerzo de muros en concreto armado.

La deriva máxima evaluada en este análisis, fue tomada como dos por mil (2‰), que es la deriva aproximada, a la cual se forman las fallas por corte en las columnas, en el análisis no lineal del modelo 3.

Tabla 4.6.14.- Relación demanda capacidad por deriva en cada uno de los modelos.

| Modelo | "R" | Deriva Elástica | | %o Deriva Inelástica | |
|--------|-----|-----------------|-------------|----------------------|---------------|
| | | Δex | Δey | $\Delta ix\%$ | $\Delta iy\%$ |
| 4 | 2 | 0.853 | 0.855 | 1.36 | 1.37 |
| 5 | 2 | 0.161 | 0.146 | 0.26 | 0.23 |
| 6 | 2 | 0.157 | 0.136 | 0.25 | 0.22 |

Tabla 4.6.15.- Relación demanda capacidad por corte.

| Modelo | "R" | %o Deriva Inelástica | | Δmax | $\Delta i/\Delta max$ | |
|--------|-----|----------------------|---------------|--------------|-----------------------|------|
| | | $\Delta ix\%$ | $\Delta iy\%$ | | x | y |
| 4 | 2 | 1.36 | 1.37 | 2.0 | 0.68 | 0.68 |
| 5 | 2 | 0.26 | 0.23 | 2.0 | 0.13 | 0.12 |
| 6 | 2 | 0.25 | 0.22 | 2.0 | 0.13 | 0.11 |

b) Refuerzo estructural seleccionado:

El refuerzo estructural seleccionado, fue el refuerzo con muros de concreto armado, ya que, la aplicación del mismo garantiza de una manera más confiable que la estructura no alcance deformaciones que la lleven a su colapso, durante eventos sísmicos de elevada demanda. Así mismo esta propuesta trae como consecuencia una menor intervención en las fundaciones de la estructura existente. La misma es aplicable en las edificaciones escolares cubiertas en este estudio, Luis Alvarado, Jesús A Rodríguez Abreu, Petrica Reyes de Quilarte y Manuel María Urbaneja.

c) Análisis Estático No-lineal del refuerzo estructural.

Los valores de capacidad obtenidos en el análisis lineal del refuerzo son complementados a través del análisis no lineal de los *modelos 5 y 6*.

El análisis se realizó en la dirección mas larga de la estructura, por ser esta la mas vulnerable al presentar columnas cortas ocasionadas por la presencia de mampostería a media altura. El patrón de carga fue triangular, considerando el modo de vibración principal, y se tomo a partir de la deformada por carga gravitacional.

Una vez calculada la capacidad de la estructura, a través de análisis no lineales, se calcularan los valores de demanda, según lo establecido en el FAMA 356 y el FEMA 440.

A continuación se presentan las curvas de capacidad, Cortante en la base vs. desplazamiento en el techo, para los *modelos 5 y 6*.

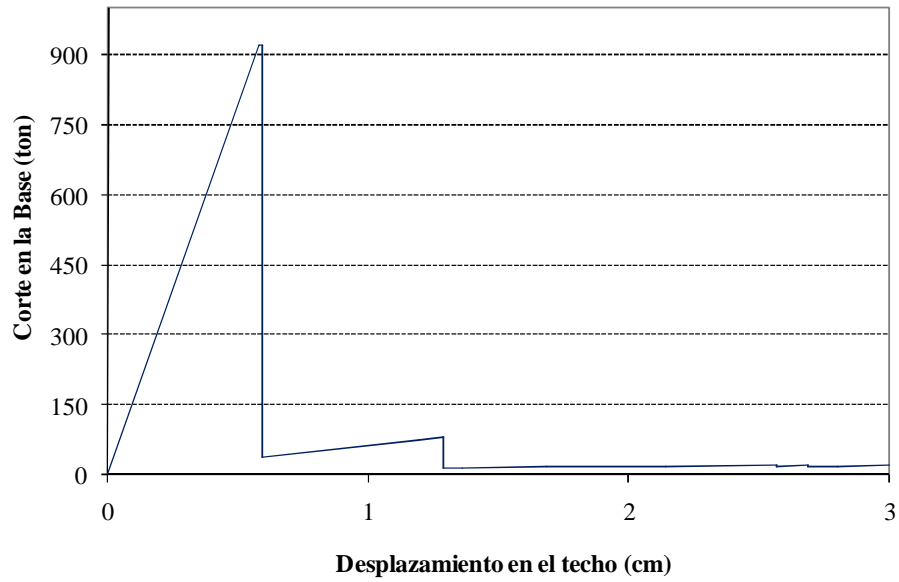


Figura 4.6.51.- Curva de capacidad *Modelo 5*

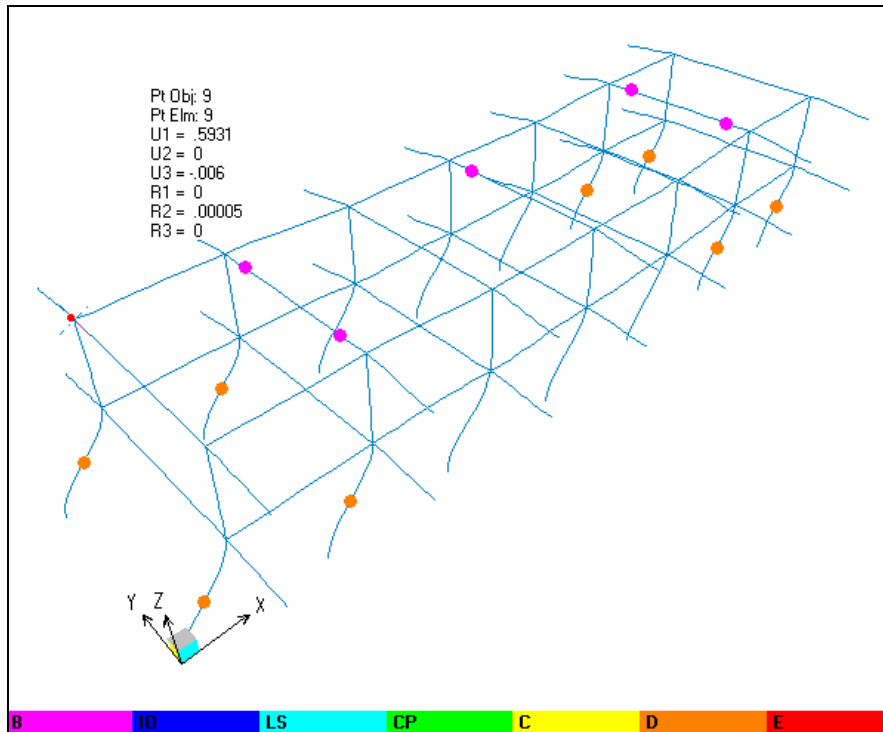


Figura 4.6.52.- Figura de rotulas plásticas *Modelo 5*

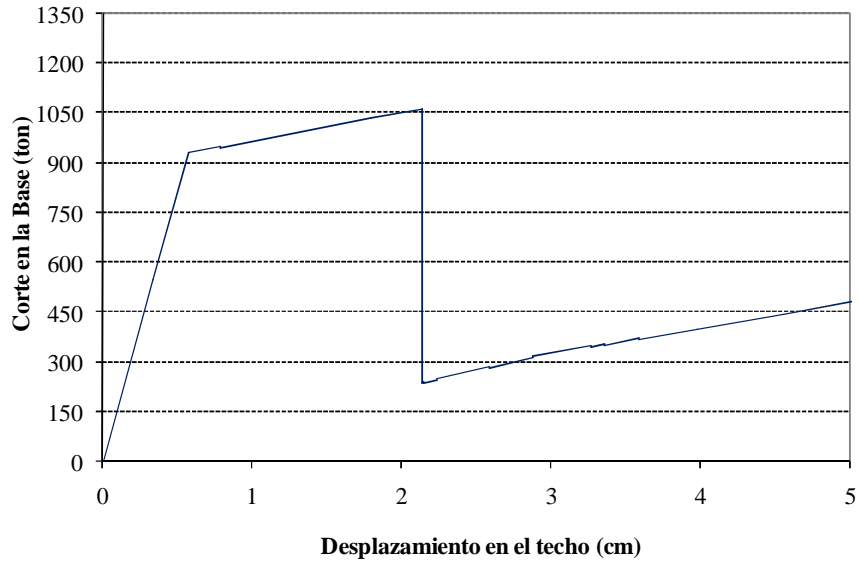


Figura 4.6.53.- Curva de capacidad *Modelo 6*

En las curvas de demanda capacidad de los modelos reforzados con paredes y sin paredes, muestran un gran aumento de rigidez y resistencia. Las caídas de resistencia en ambos modelos ocurre por las fallas por corte en los muros de refuerzo, esta caída ocurre a un desplazamiento mayor al demandado, calculado tanto por COVENIN como por el FEMA 356.

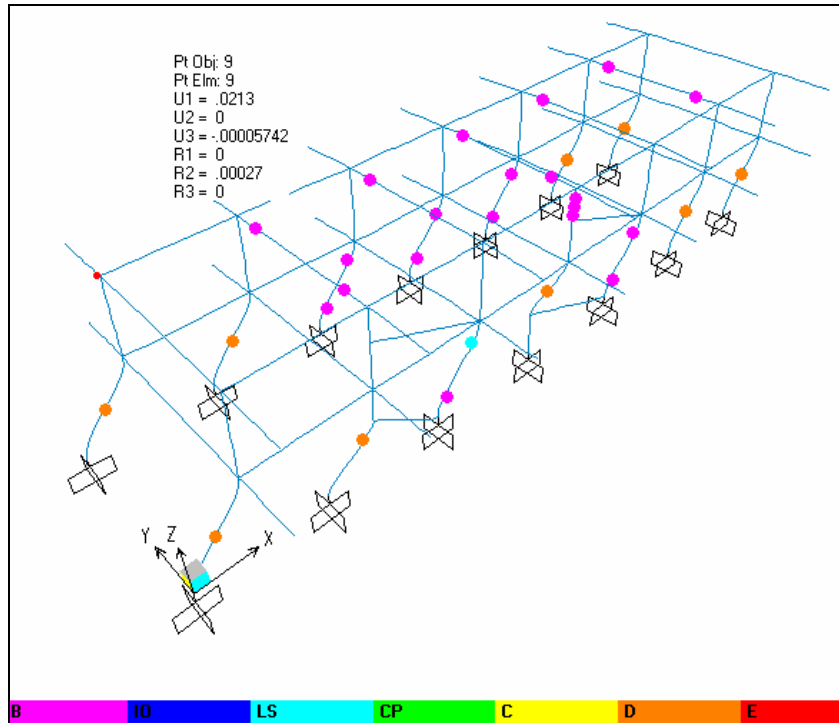


Figura 4.6.54.- Figura de rotulas plásticas *Modelo 6*

A continuación se presentan los valores de demanda calculados según el FEMA 356, para tres períodos de retorno, comparados con los valores de capacidad, obtenidos a través de los análisis no lineales, en los *modelos 5 y 6*.

Tabla 4.6.16. Relación demanda capacidad por corte.

| Modelo | Vy (ton) | Vd(ton) | | | Vd/Vy | | |
|--------|----------|-----------|----------|---------|-----------|----------|---------|
| | | 1000 años | 500 años | 50 años | 1000 años | 500 años | 50 años |
| 5 | 920 | 158 | 118 | 80 | 0.17 | 0.13 | 0.09 |
| 6 | 549 | 173 | 126 | 84 | 0.31 | 0.23 | 0.15 |

Tabla 4.6.17.- Relación demanda capacidad por desplazamiento.

| Modelo | μ_y (cm) | μ_d (cm) | | | μ_d/μ_y | | |
|--------|--------------|--------------|----------|---------|---------------|----------|---------|
| | | 1000 años | 500 años | 50 años | 1000 años | 500 años | 50 años |
| 5 | 0.6 | 0.05 | 0.04 | 0.03 | 0.09 | 0.07 | 0.05 |
| 6 | 0.3 | 0.06 | 0.04 | 0.03 | 0.17 | 0.12 | 0.08 |

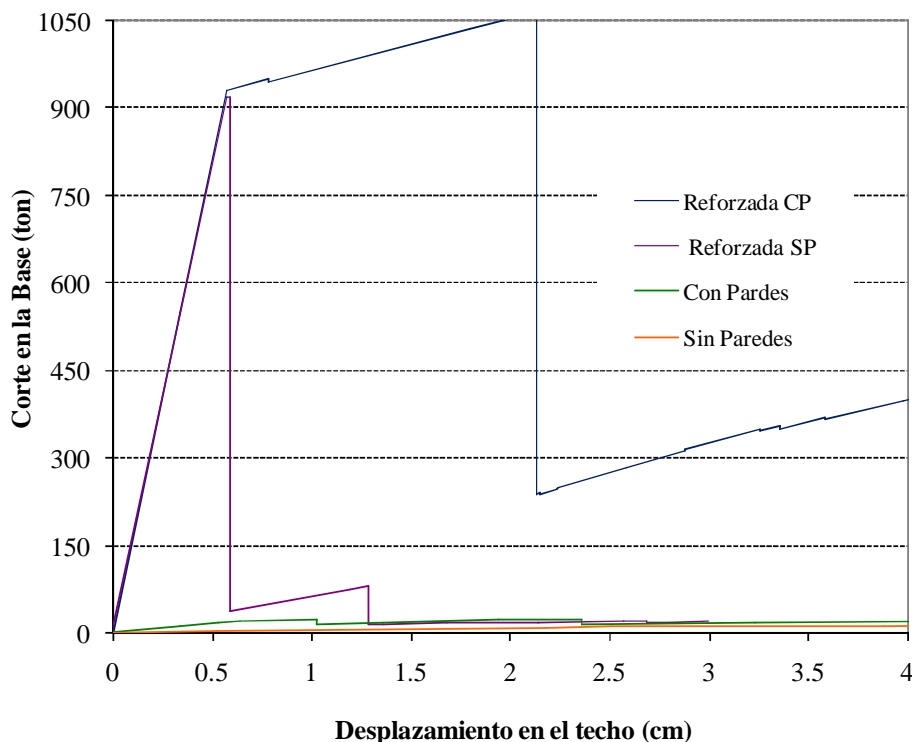


Figura 4.6.55.- Curva de capacidad Modelo 1, 3, 5 y 6

d) Planos

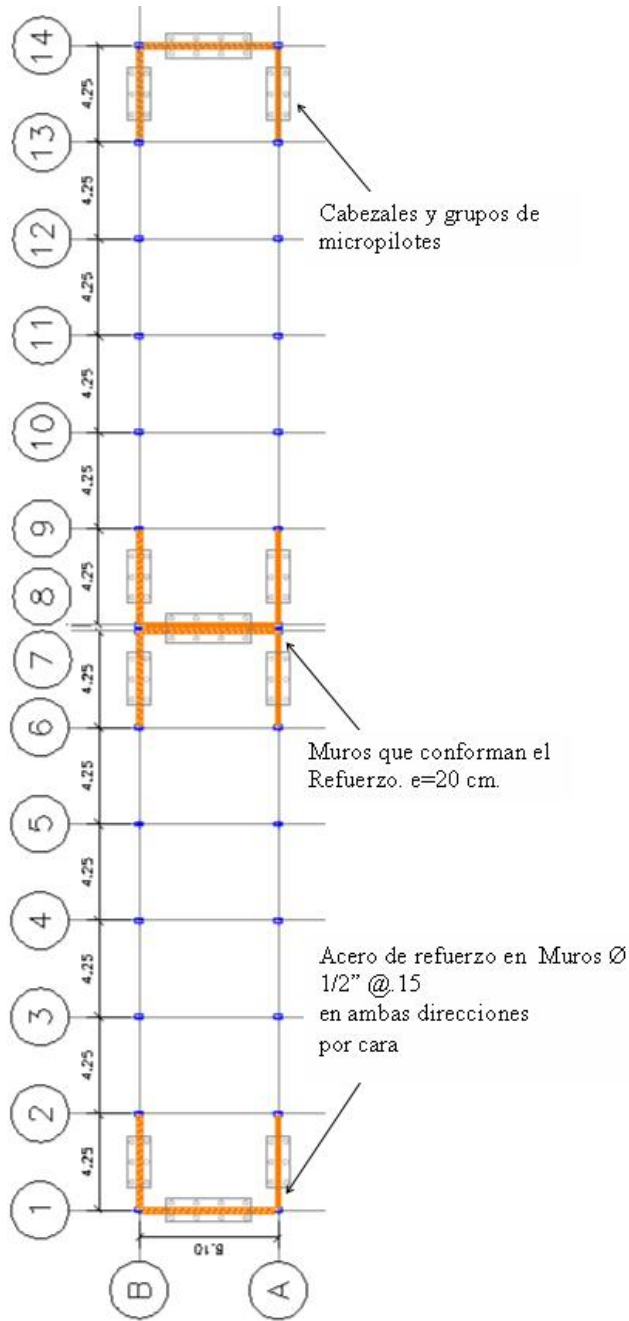


Figura 4.6.56.- Planta Nivel +0.00. Propuesta de Fundación

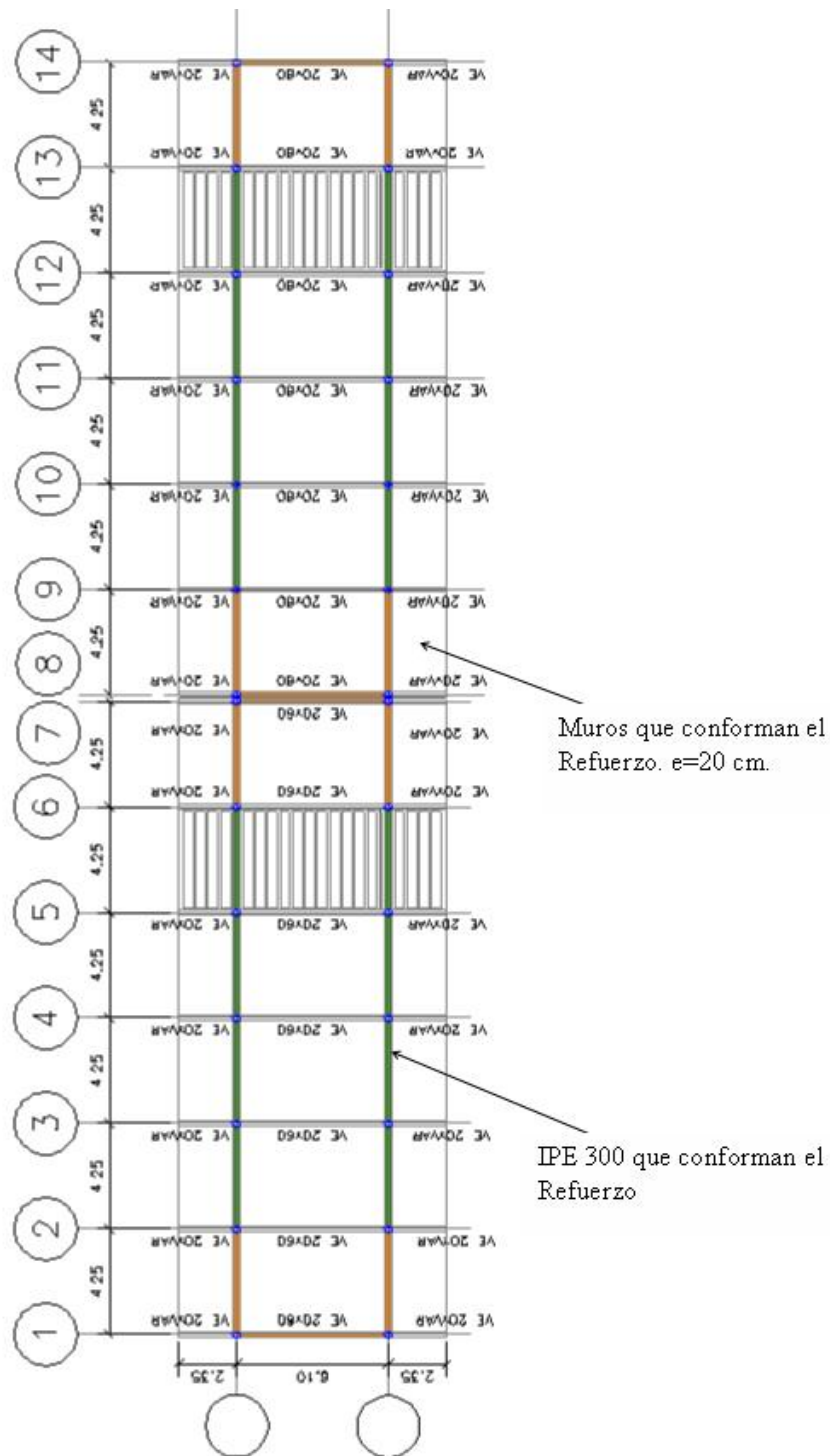


Figura 4.6.57.- Planta Nivel +2.90 y +5.80

e) Costos

A continuación se presentan los costos asociados al refuerzo estructural, de un modulo.

Tabla 4.6.18.- Costo aproximado sin incluir el sistema de fundaciones ni obras adicionales.

| Descripción | Unidad | Cantidad | P.U | Bsf |
|--|----------------|----------|--------------------|-------------------|
| Suministro Transporte y Colocación de Concreto en Muros, $f'c=250$ kgf/cm ² (Incluye Encofrado) | m ³ | 26 | 2.500,00 | 65.000,00 |
| Suministro Transporte y Colocación de Acero de Refuerzo ϕ 1/2" | kgf | 2607 | 12,00 | 31.284,00 |
| Suministro, transporte y colocación de perfiles IPE300 laminados | kgf | 1580 | 20,00 | 31.600,00 |
| | | | Total (Bsf) | 127.884,00 |

f) Conclusiones sobre la E. B. José Antonio Rodríguez Abreu

- La Estructura en su condición actual sin mampostería y/o con mampostería no satisface los requerimientos de Resistencia ante la Demanda impuesta por las cargas gravitacionales y la acción sísmica proveniente de un espectro de diseño de conformidad a la Norma COVENIN 1756-01
- La Estructura en su condición actual sin mampostería y/o con mampostería obtiene Derivas inelásticas superiores a las máximas permitidas, ante la Demanda impuesta por la acción sísmica proveniente de un espectro de diseño de conformidad a la Norma COVENIN 1756-01.
- En los análisis Estáticos y Estáticos No Lineales realizados a los modelos con mampostería, se obtiene que la demanda por corte es mayor a la resistencia por corte, en las columnas, específicamente en aquellas en las que se presenta el efecto de columna corta, en todas aquellas zonas con paredes a media altura, limitando la capacidad y ductilidad de la estructura.
- La incorporación del refuerzo propuesto genera un aumento considerable de la rigidez, limitando así el desplazamiento lateral, logrando con ello minimizar la ocurrencia de fallas frágiles ante un evento sísmico.
- La Demanda de Desplazamiento y Corte calculada a través del FEMA 440 fue superior a la capacidad de la estructura en todos los modelos donde la misma se encontraba en su condición actual, con mampostería y sin mampostería.

- La Capacidad de la Estructura en aquellos modelos donde se incorporó el Refuerzo Propuesto fue superior a la Demanda Impuesta por el FEMA 440.
- La máxima deriva inelástica obtenida para el análisis espectral de la estructura reforzada, es menor al valor de desplazamiento para el cual, según el análisis estático no lineal del *modelo 3*, se producirían las fallas frágiles ocasionadas por la presencia de columnas cortas.
- Las demandas de desplazabilidad calculadas a través del FEMA 440, para tres periodos de retorno, son menores al valor de desplazamiento para el cual, según el análisis estático no lineal del *modelo 3*, se producirían las fallas frágiles ocasionadas por la presencia de columnas cortas.

4.6.6.- Análisis detallado de la U.E. Luís Alejandro Alvarado

a) Descripción de la Edificación

Además de la U.E. Luís Alejandro Alvarado, se visitaron: la Escuela Rafael Briceño Ortega y la U.E. José Rafael Revenga, todas ubicadas en el Estado Aragua. De todas las instituciones se obtuvo información en sitio en cuanto a su arquitectura y estructura, para ser comparadas entre sí. Se selecciona la U.E. Luís Alejandro Alvarado para realizar su evaluación detallada en vista de que, es la que posee el mayor deterioro observado cuando se realizó las inspecciones y adicionalmente por tener una gran similitud con la Escuela Valentín Valiente, la cual colapsó ante la ocurrencia del Terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1997.

La Unidad Educativa Luís Alejandro Alvarado fue creada en el año de 1953.

La estructura de la U.E. Luís Alejandro Alvarado está compuesta por un solo edificio y dos módulos desalineados y que se encuentran separados por una junta de construcción, ver Figura 4.6.58. La escalera descansa sobre el primer módulo, ver Figura 4.6.59 y toda la edificación es de forma rectangular.



Figura 4.6.58.- U.E Luís Alejandro Alvarado. Se observa el desfase de los dos edificios



Figura 4.6.59.- Escalera apoyada en uno de los módulos.

Cada módulo está formado por un primer nivel que es la planta baja y un segundo nivel que es la planta alta, para un total de 6 salones por módulo y 12 salones por edificio. Unido a esta construcción se encuentra un pasillo que une a esas instalaciones donde se imparten clases con un anexo donde se encuentra la Dirección, entre otros.

La U.E. esta integrada por dos módulos de los cuales cada uno de ellos tiene 7 pórticos en la dirección corta con ausencia en la dirección larga, haciendo un total de 14 pórticos por edificio. Cada pórtico se encuentra separado a una distancia de 4,25 mts. Por cada módulo existen seis vanos en la dirección larga y dos vanos en la dirección corta, definiendo un total de 28 columnas de concreto armado por módulo de sección típica 20x30 cms, y las vigas de planta baja tienen dimensiones de 20x60 cm, mientras que la planta alta son de 20x50 cm, al igual que las columnas las vigas también son de concreto armado.

La altura de entepiso de la planta baja es 2,90 mts y la del segundo piso es 2,85 mts. Los edificios son rectangulares de 25,5 de largo y 10,8 mts de ancho.

Existen dos volados uno para la fachada oeste y otra para la fachada sur, esto es para los dos edificios cuya longitud es de 2,35 mts. Las escaleras que están apoyadas en el primer edificio tiene las siguientes dimensiones 4,15 mts x 4,70 mts.

En cuanto al tipo de losa, esta por definirse, pero su espesor es de 25 cm.

Las aulas de clase tienen dimensiones de 8,5x8,45 mts cada una, con unos bancos de concretos que se encuentran dentro de las aulas y que se apoyan entre las columnas y posteriormente continua con un volado de longitud de 74 cm con un espesor de 17 cm, y ubicado a una altura de 62 cm del piso, ver Figura 4.6.60.



Figura 4.6.60.- Aula de clases.

La fachada sur esta construida con paredes de mampostería de bloques de concreto de 20 cm de espesor, no frisadas, la altura es de 2.10 mts en planta baja, ver Figura 4.6.61, se observa que las paredes no son continuas hasta la viga, sino que se continúa con rejas con una altura de 60 cm lo que genera el efecto de columna corta, esto igual sucede con la planta alta la diferencia es la altura de pared que es de 2,05 mts.



Figura 4.6.61.- Fachada Sur

Los pórticos 1 y 14, ver Figura 4.6.62 y 4.6.63, también son de bloques de concreto no frisados y cubren casi todo el pórtico exceptuando en uno de los volados donde se continua con una reja. Las únicas paredes que están frisadas son las que internamente dividen los salones. Conjuntamente la fachada norte en planta baja esta formada por bloques de ventilación y rejas, los bloques de ventilación son de 20 cm, formando una pared de altura de 1,10 m, mientras que para el segundo nivel solo existen en rejas en toda su altura, ver Figura 4.6.64.



Figura 4.6.62.- Fachada Este.



Figura 4.6.63.- Fachada Oeste.



Figura 4.6.64.- Fachada Norte.

b) Planos Arquitectónicos.

A continuación se presentan desde las Figuras 4.6.65 a la 4.6.85 los planos de arquitectura correspondientes a la escuela en estudio:

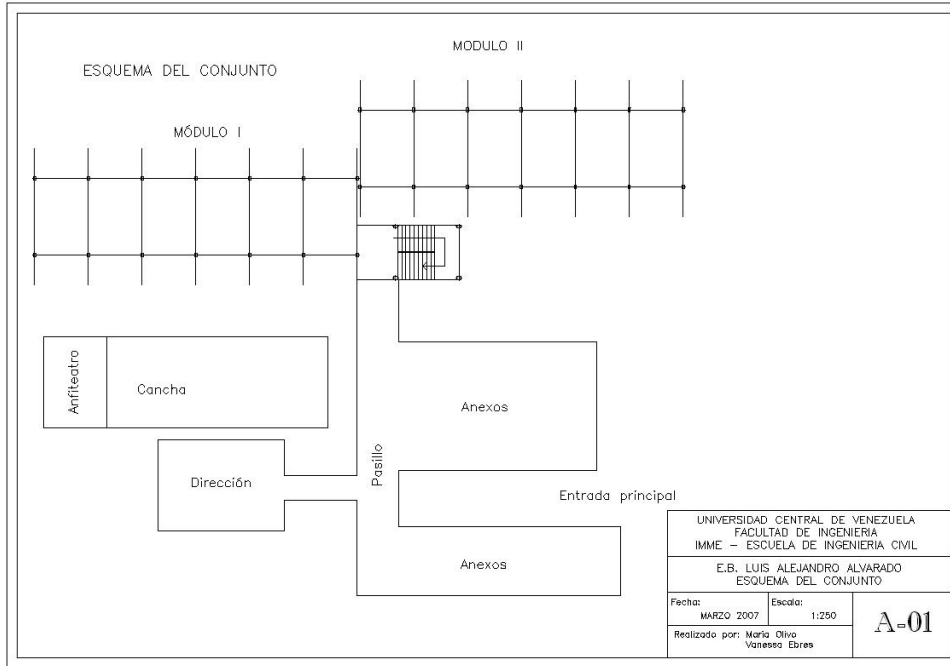


Figura 4.6.65.- Plano del conjunto de la U.E. Luis Alejandro Alvarado.

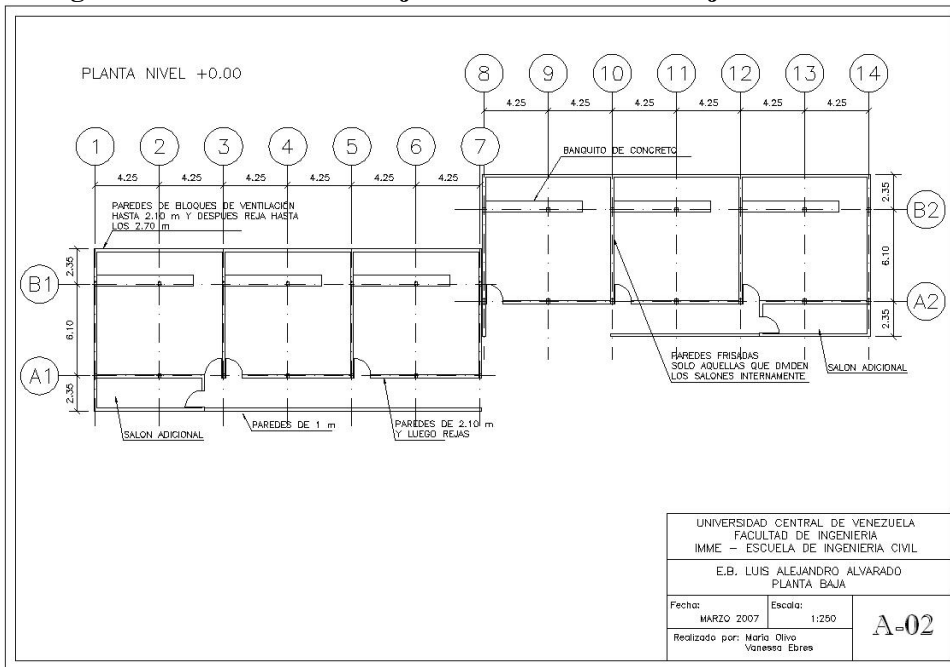


Figura 4.6.66.- Plano de la Planta Baja.

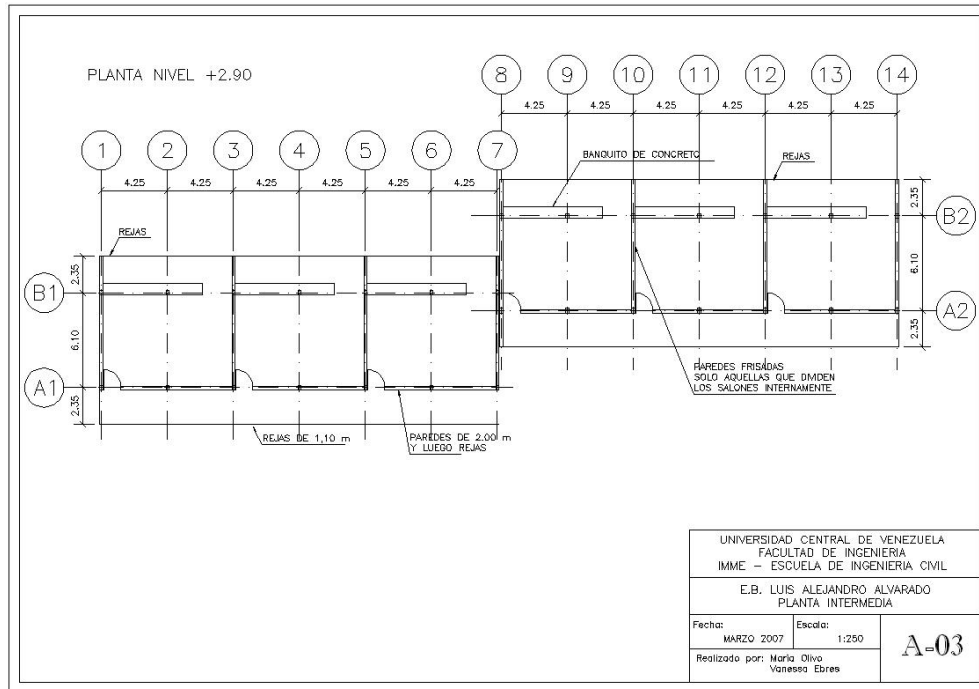


Figura 4.6.67.- Plano de la Planta Intermedia.

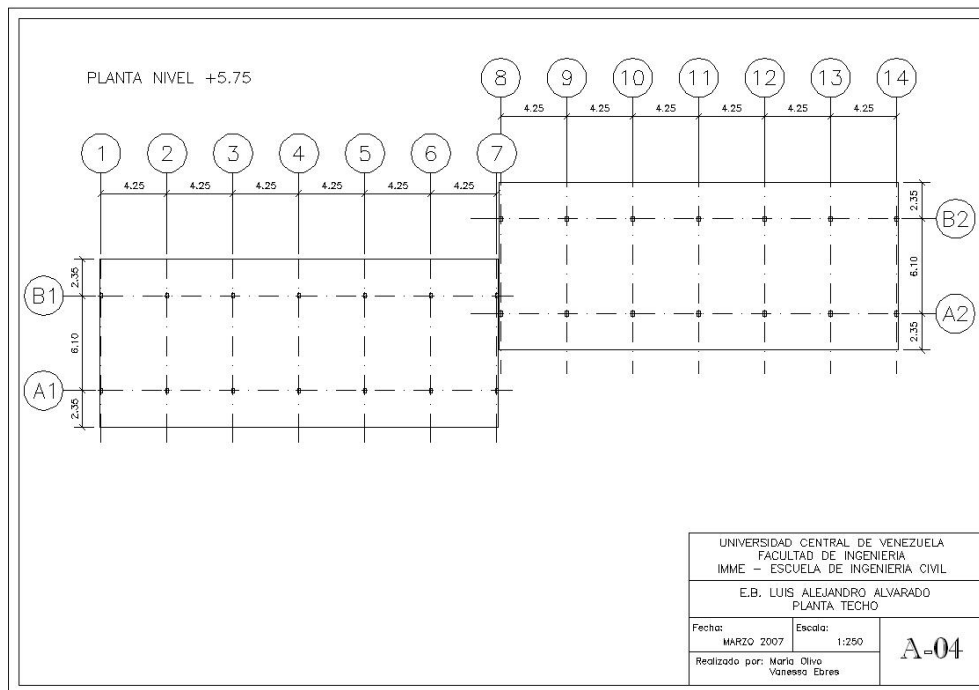


Figura 4.6.68.- Plano de la Planta Techo.

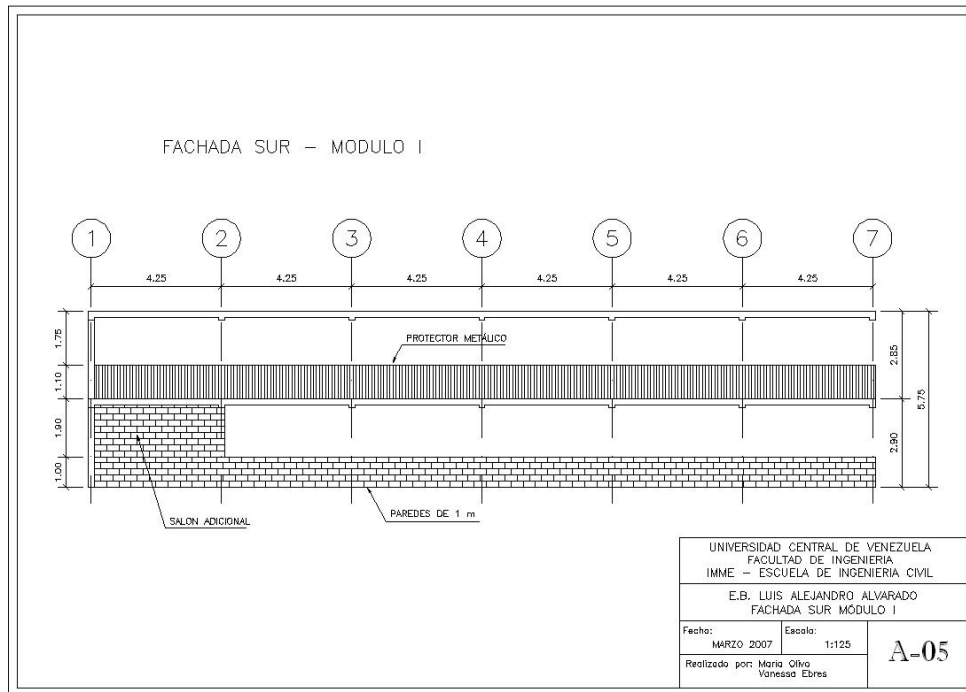


Figura 4.6.69.- Plano de la Fachada Sur del Módulo I.

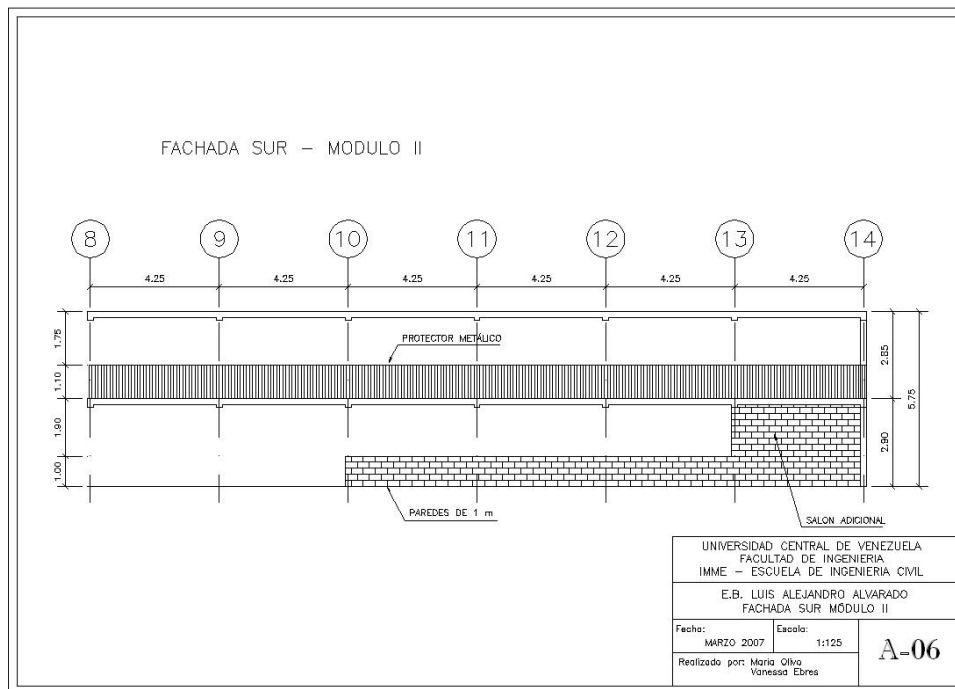


Figura 4.6.70.- Plano de la Fachada Sur del Módulo II.

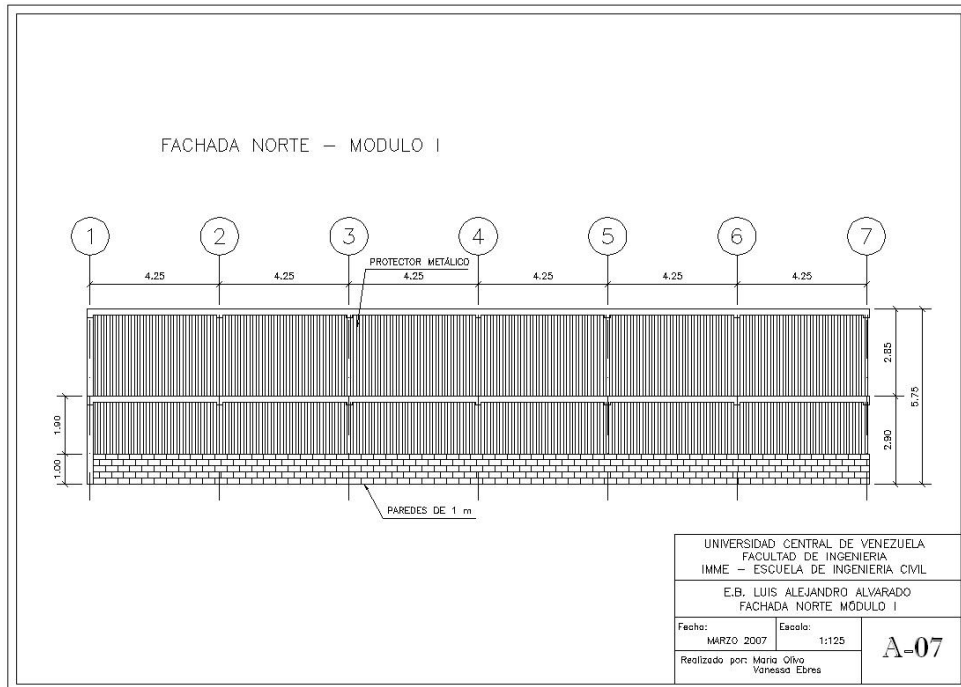


Figura 4.6.71.- Plano de la Fachada Norte del Módulo I.

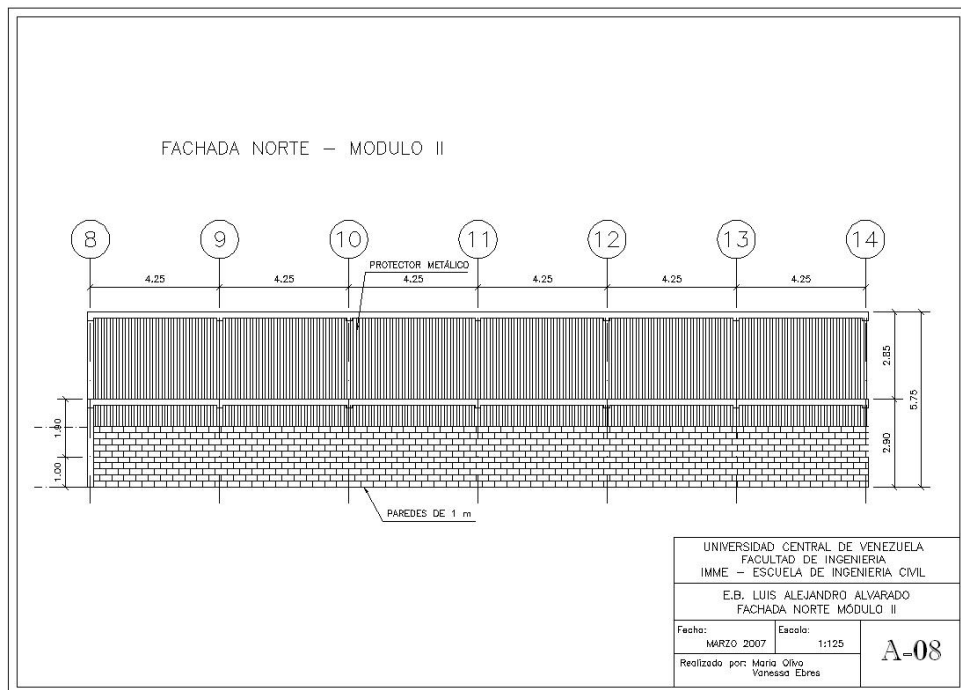


Figura 4.6.72.- Plano de la Fachada Norte del Módulo II.

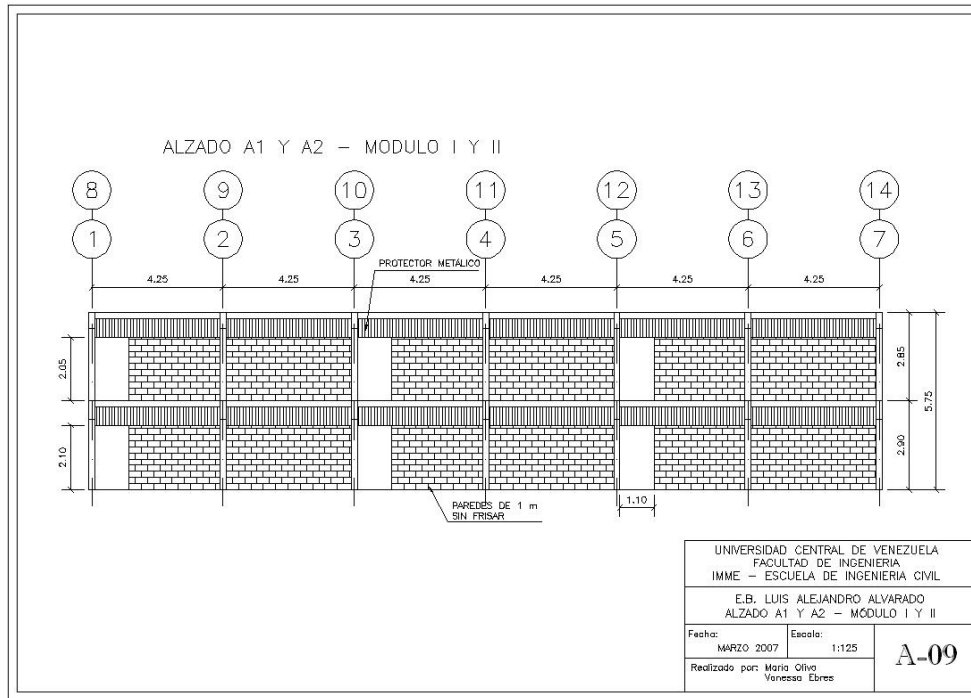


Figura 4.6.73.- Alzado del Eje A1 y A2.

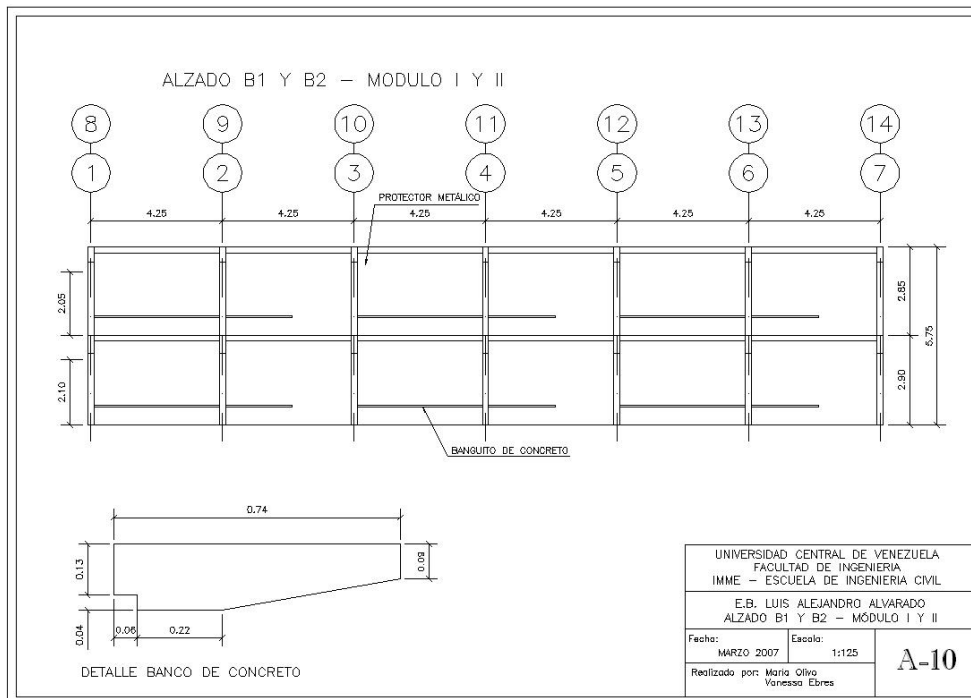


Figura 4.6.74.- Alzado del Eje B1 y B2.

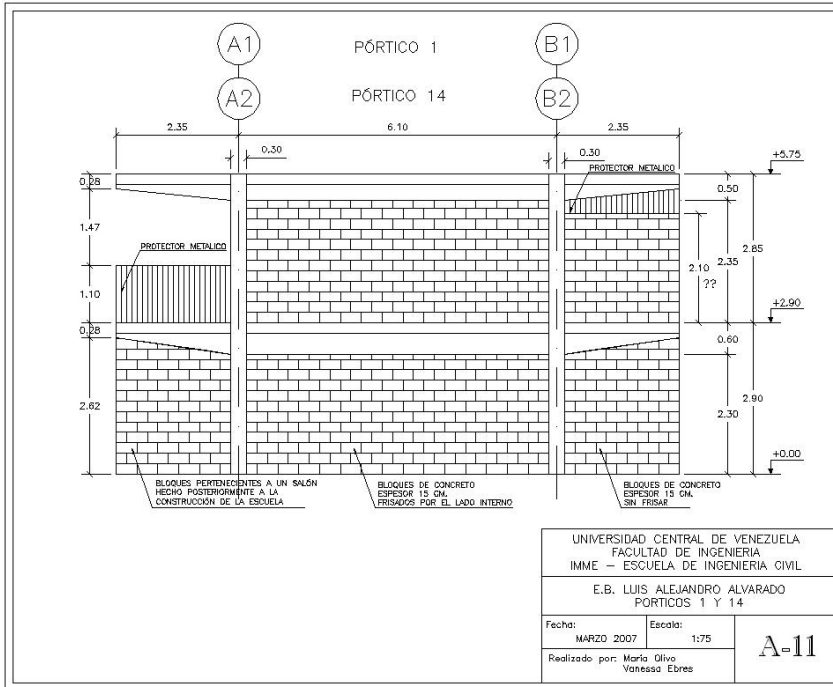


Figura 4.6.75.- Pórtico 1 y 14.

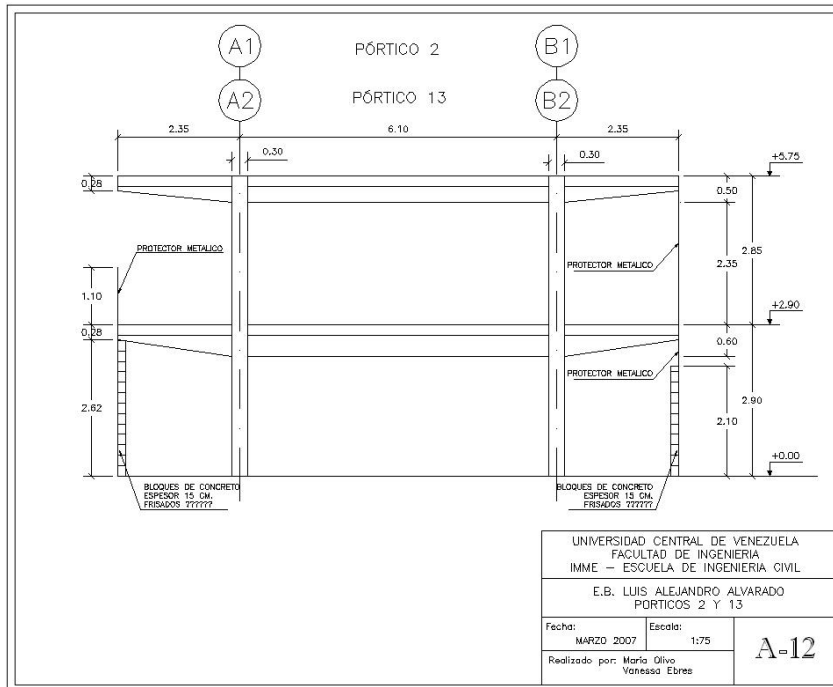


Figura 4.6.76.- Pórtico 2 y 13.

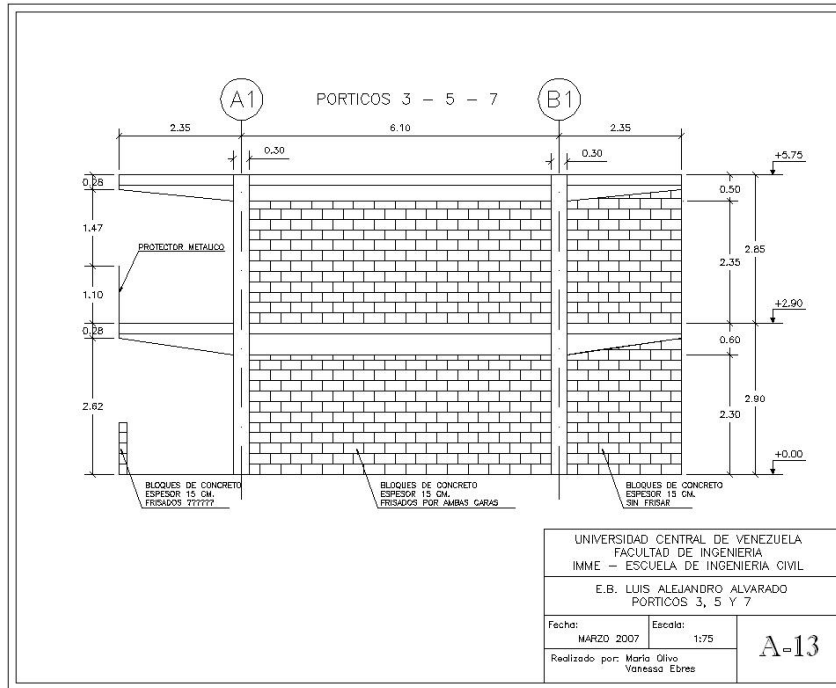


Figura 4.6.77.- Pórtico 3, 5 y 7.

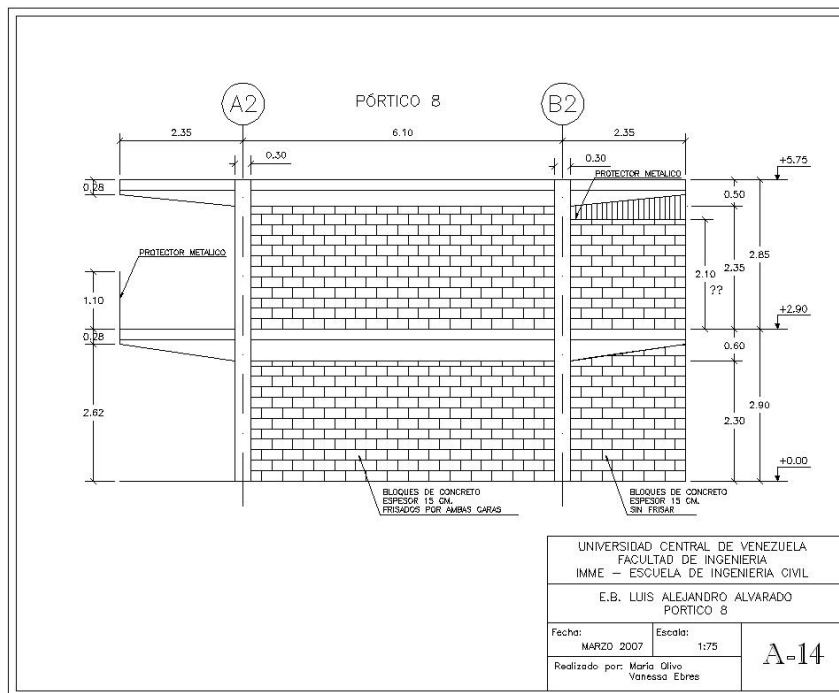


Figura 4.6.78.- Pórtico 8.

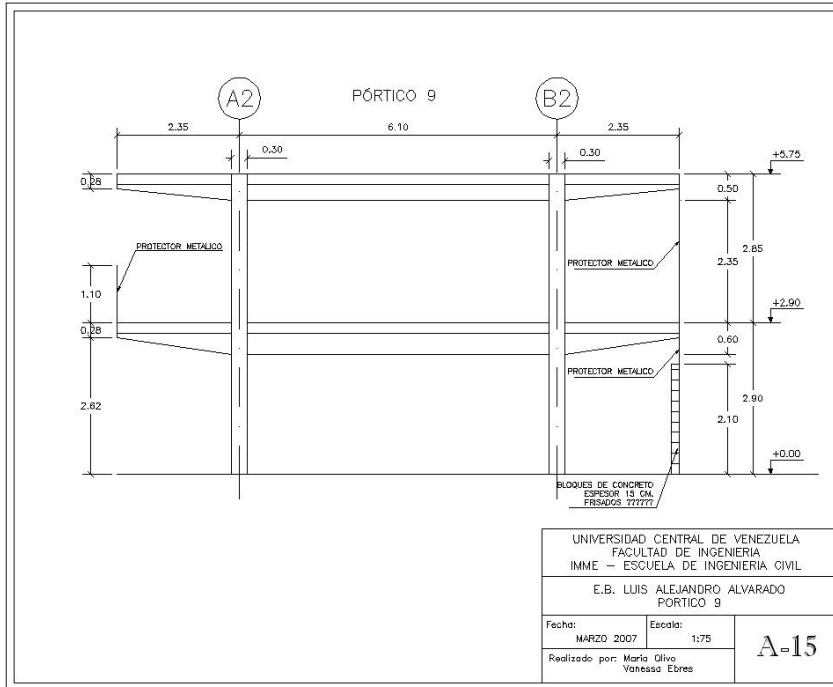


Figura 4.6.79.- Pórtico 9.

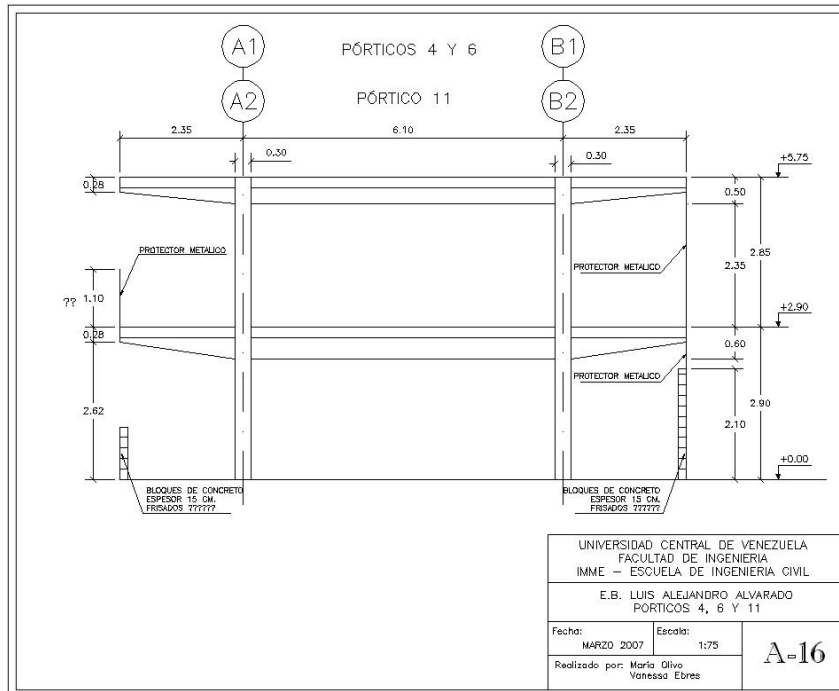


Figura 4.6.80.- Pórtico 4, 6 y 11.

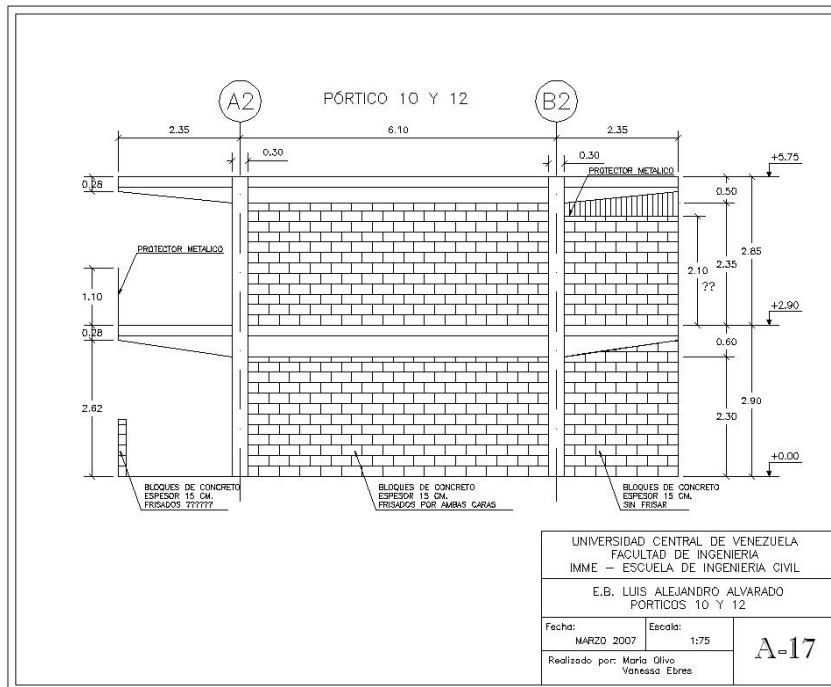


Figura 4.6.81.- Pórticos 10 y 12

c) Planos de Estructuras.

En cuanto a la parte estructural se esta en proceso del levantamiento de la información estructural, en lo que respecta a la determinación de la configuración de los aceros de refuerzo, tanto longitudinales como transversales, de las columna y vigas, y así mismo recabando información en cuanto al sistema de losas usados y la configuración de las fundaciones.

En las Figuras 4.6.82 a la 4.6.84 se presentan las plantas de envigado y las secciones típicas de vigas y en la Figura 4.6.85 un alzado típico de los pórticos.

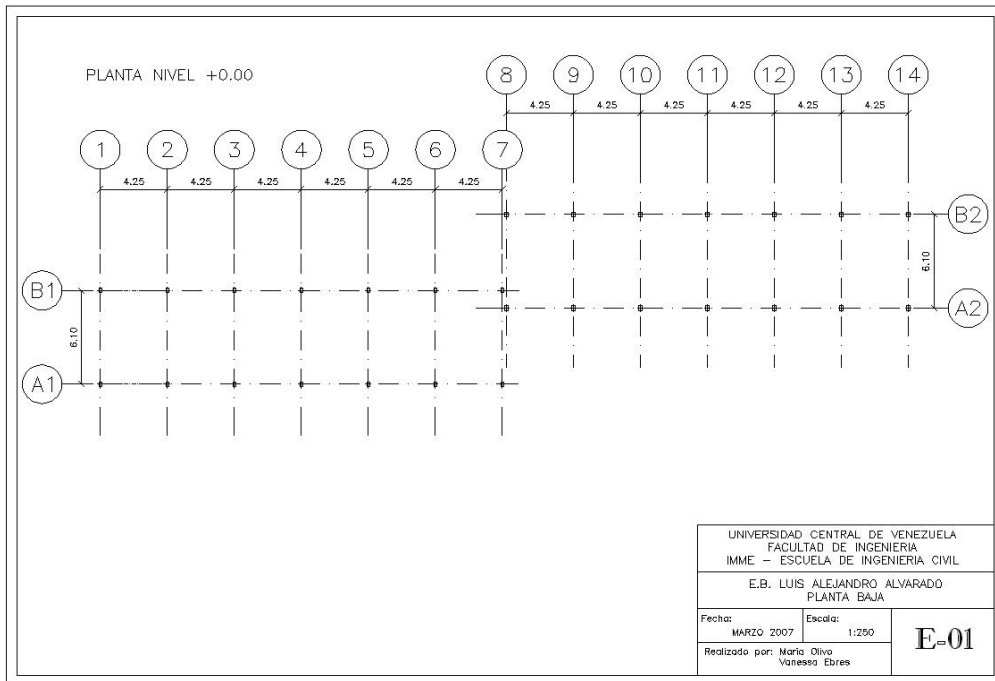


Figura 4.6.82.- Planta Baja.

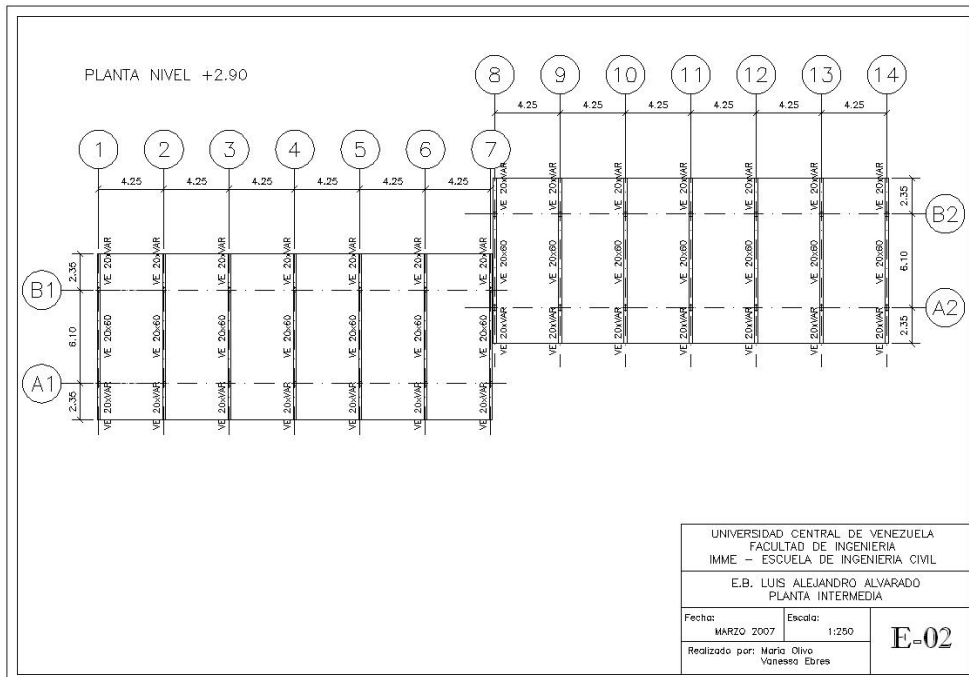


Figura 4.6.83.- Planta de Envigado Nivel Intermedio.

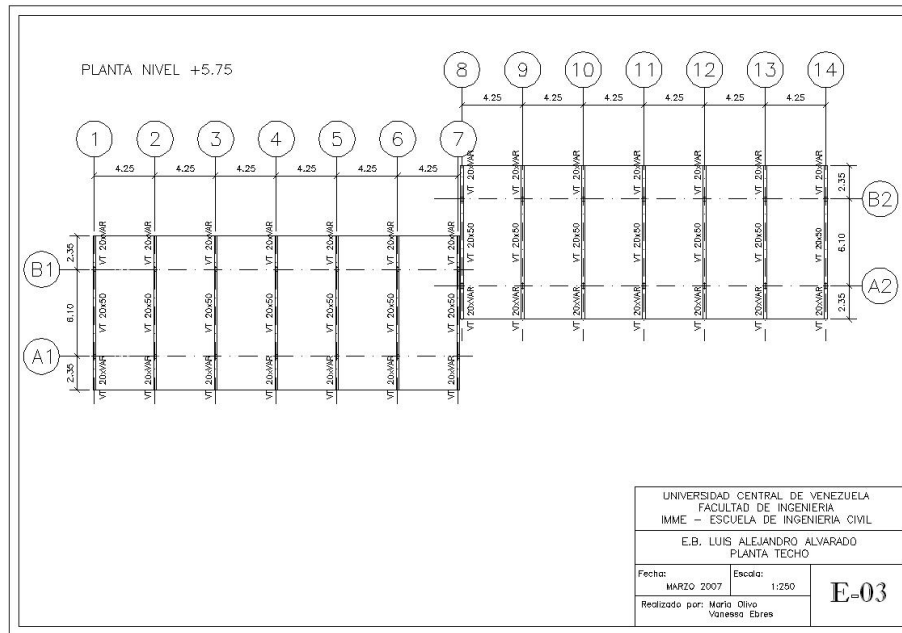


Figura 4.6.84.- Planta de Envigado Nivel Techo.

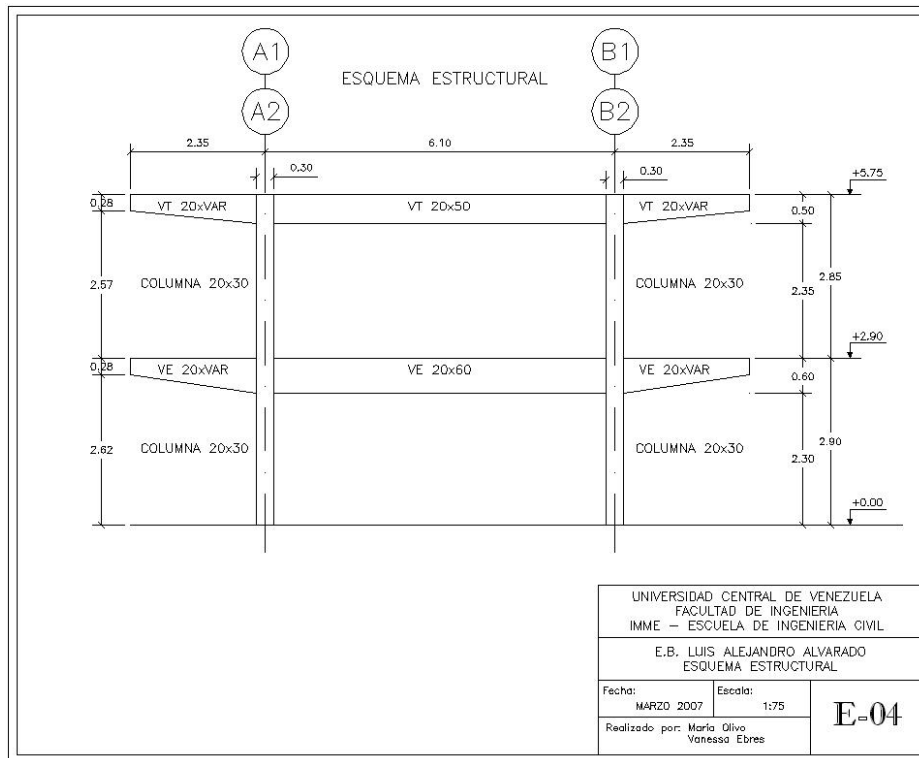


Figura 4.6.85.- Esquema Estructural de un Alzado Típico.

4.7.- Evaluación Sismorresistente de la U. E. Corazón de Jesús

La U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús (Corazón de Jesús) es una edificación escolar tipo “cajotón cerrado” ubicada en la ciudad de Cumaná, Estado Sucre.

4.7.1.- Participantes

El equipo de trabajo ha estado compuesto por las siguientes personas:

- Prof. Angelo Marinilli (Tutor)
- Ing. Martin Beyer (Tesista de Postgrado)
- Br. Johanna Gascón (Tesista de Pregrado)
- Br. Manuel Lárez (Tesista de Pregrado)
- Tec. Juan Robert Burgos (Asistencia Técnica)

4.7.2.- Inspecciones Efectuadas

Con la finalidad de inspeccionar la edificación escolar y levantar la información necesaria se realizó un total de tres visitas. La primera visita fue realizada el día 23/01/2008 por parte de varios de los profesores participantes en el proyecto como parte de la inspección de diversas edificaciones escolares en el Estado Sucre. La segunda y la tercera visitas fueron realizadas los días 12-13/03/2008 y 18-19/06/2008, respectivamente, por parte de los integrantes del equipo de trabajo. Durante la última inspección el Tec. Juan Burgos realizó las mediciones con el equipo *Ferroskan*.

4.7.3.- Descripción de la Edificación

4.7.3.1.- Localización

La U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús está ubicada en la Avenida Humboldt de la ciudad de Cumaná, Estado Sucre, en las cercanías de la margen oriental del río Manzanares, cerca de su desembocadura en Golfo de Araya. La Figura 4.7.1. muestra una imagen satelital de la U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús obtenida de *Google Earth* y la Figura 4.7.2. muestra la fachada principal de la edificación escolar.



Figura 4.7.1. Imagen satelital de la U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús (*Google Earth*)



Figura 4.7.2. Fachada principal de la U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús

4.7.3.2.- Descripción General

Las edificaciones escolares tipo "cajetón cerrado" son estructuras regulares de planta rectangular con abertura central, sin junta divisoria, de varios niveles constituidos por losas nervadas de concreto armado, y soportados sobre pórticos formados por vigas y columnas de concreto armado, dispuestos en las dos direcciones principales de la estructura. Los distintos niveles se comunican entre sí mediante escaleras ubicadas simétricamente en los extremos de las plantas del "cajetón". Estas escaleras están formadas por losas macizas de concreto armado.

La U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús es un cajetón cerrado de 3 niveles independientes, separados 2,80 m entre sí. La planta del edificio es rectangular con dimensiones en planta de 53,00 m de largura y 31,40 m de anchura. La estructuración en planta de los pórticos es la siguiente: todos los pórticos transversales (paralelos al lado corto del edificio) se encuentran distanciados 7,20 m entre sí. Los pórticos longitudinales (paralelos al lado largo del edificio) están distanciados 3,60 m y 7,20 m entre sí. En todo caso, existe una simetría completa en las dos direcciones principales del edificio. Las Figuras 4.7.2 y 4.7.3 permiten observar la fachada principal y una fachada lateral de la edificación escolar.

Las columnas son de concreto armado de sección cuadrada de 40 cm de lado. Todas las columnas tienen continuidad desde el empotramiento en la losa de piso hasta llegar a la losa de techo, sin presentar cambio de sección en ninguno de los niveles. Las vigas longitudinales (paralelas al lado largo del edificio) son vigas altas con una sección transversal de 40 cm de lado y 70 cm de altura, incluyendo la losa que soportan. La sección transversal de estas vigas se repite en todos los niveles intermedios, incluyendo en la losa de techo. Las vigas transversales (paralelas al lado corto del edificio) son vigas planas de 25 cm de espesor. Con la utilización de un equipo tipo *Ferrosan* se logró ubicar el paso de las armaduras de estas vigas planas, pudiéndose justificar que la anchura de las mismas es aproximadamente 50 cm. De la misma manera se lograron ubicar los nervios de las losas nervadas, asegurándose que éstas son paralelas a las vigas planas y se apoyan sobre las vigas altas, perpendiculares a ellas. La Figura 4.7.4 muestra una vista del patio interno de la edificación escolar en la que puede apreciarse la configuración estructural de la misma, mientras que la Figura 4.7.5 permite observar con mayor detalle dicha configuración.

Las losas nervadas de los entrepisos tienen un espesor promedio de 25 cm. El acabado de estas losas es de granito, de 4 cm de espesor. En la superficie inferior de las losas se aprecia la colocación de un friso de 3 cm de espesor aproximadamente. Estas medidas se tomaron en el perímetro de las losas de piso en las aberturas que dan paso a las losas de la escalera. Las losas sobresalen en volado de las fachadas del edificio. El volado es de aproximadamente 1,30 m. Los pasillos de circulación bordean la abertura central y tienen un ancho aproximado de 2,30 m. El límite del pasillo lo constituye un pasamanos formado por un muro macizo de concreto armado de 1,10 m de altura y con un espesor promedio de 11 cm. Se pudo observar que estos pasamanos, o antepechos, están separados de las columnas. La Figura 4.7.6 permite observar el espesor de las losas de entepiso y la configuración de los antepechos en los pasillos de la edificación.

Las observaciones realizadas durante las inspecciones permite indicar que, en general, la estructura se encuentra en buen estado físico. No se detectaron daños por corrosión, grietas en vigas o columnas, o algún tipo de daños visibles en los nodos.



Figura 4.7.3.- Fachada lateral de la Corazón de Jesús



Figura 4.7.4.- Vista desde el patio interno de la Corazón de Jesús

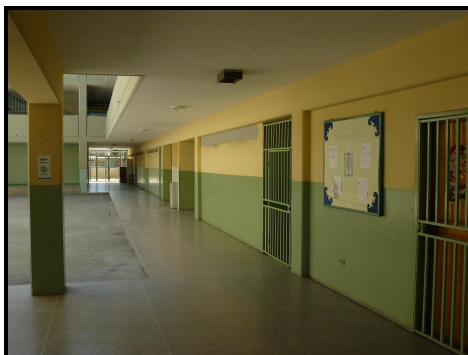


Figura 4.7.5.- Vista de un pasillo de la Corazón de Jesús

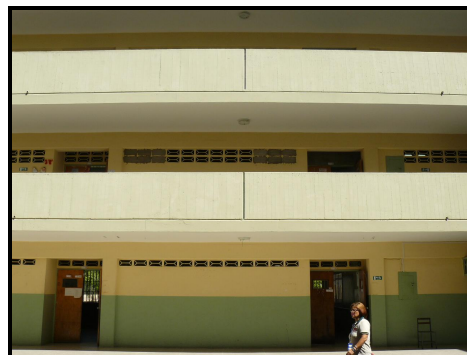


Figura 4.7.6.- Detalle de las losas de entepiso y los antepechos de los pasillos.

4.7.3.3.- Planos de Arquitectura

Se realizó un levantamiento detallado de la geometría en planta y en elevación de la edificación escolar, esto con la finalidad de elaborar los planos, las imágenes bi (2D) y tridimensionales (3D), así como las animaciones digitales de la misma. Igualmente se realizó un levantamiento exhaustivo de los usos dados a cada uno de las áreas existentes en cada planta de la edificación escolar. Todo esto con la finalidad de describir desde el punto de vista estructural y arquitectónico la edificación escolar.

La Figura 4.7.7 muestra una imagen digital en tres dimensiones (3D) de la Corazón de Jesús. Por otra parte, a modo de ejemplo, la Figura 4.7.8 muestra la geometría y la distribución de la mampostería en algunos pórticos de la Corazón de Jesús y la Figura 4.7.9 muestra la distribución del uso de los ambientes de la planta baja de la edificación escolar.

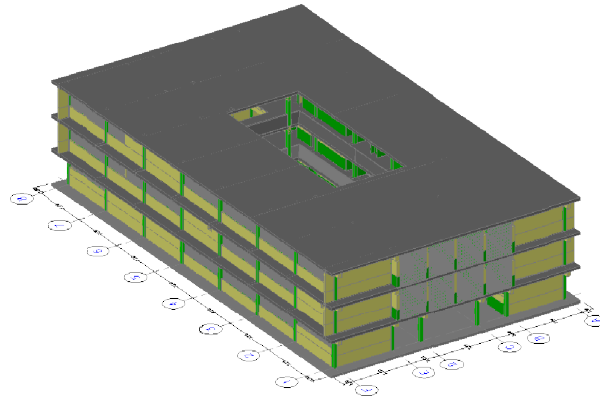


Figura 4.7.7.- Imagen digital 3D de la Corazón de Jesús.

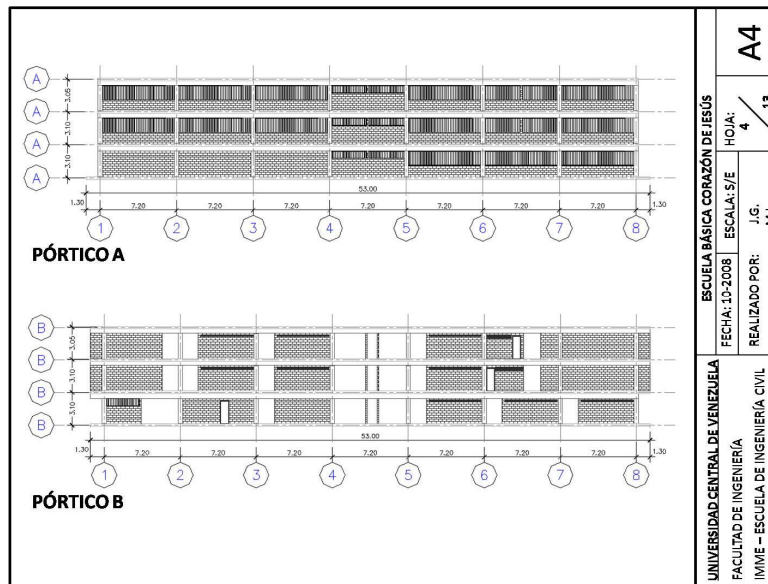


Figura 4.7.8.- Geometría y distribución de la mampostería en algunos pórticos de la Corazón de Jesús.

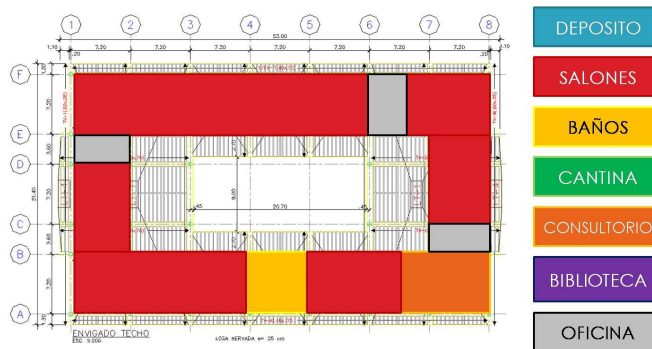


Figura 4.7.9.- Uso de la planta baja de la Corazón de Jesús.

4.7.3.4.- Planos de Estructura

Igualmente se realizó el levantamiento de la estructura y de los elementos no estructurales que pudiesen afectar el comportamiento sismorresistente de la edificación escolar. Es importante señalar que se pudo conseguir los planos estructurales de una edificación tipo cajetón cerrado ubicada en la ciudad de Valencia, Estado Carabobo, similar a la Corazón de Jesús. Dichos planos corresponden a un proyecto realizado en 1970, con indicación de haber sido concebida para una “zona sísmica 2”, siendo Cumaná considerada como “zona sísmica 3”, según la norma sismorresistente del MOP del año 1967 vigente para la época.

Adicionalmente, con la utilización del *Ferrosan* se pudo detectar la ubicación y número de las armaduras longitudinales y transversales existentes en las columnas, vigas y losas. El número de las barras longitudinales y la separación de las armaduras transversales se corresponden a las indicadas en los planos estructurales previamente mencionados. No fue posible determinar el diámetro de las barras longitudinales ni transversales. Con base en la información se elaboraron los planos y las animaciones digitales que permiten describir la estructura de la edificación escolar.

Dentro de los aspectos no estructurales, se prestó especial atención a la información concerniente a las alturas de las paredes, ubicando las zonas de la edificación escolar donde es posible la ocurrencia del efecto de “columna corta” o “columna cautiva”.

En las Figuras 4.7.10 y 4.7.11 se muestran los planos digitales de estructura correspondientes a los envigados de los niveles 1-2 y del techo, respectivamente. Por otra parte, la Figura 4.7.12 muestra la distribución de las paredes de mampostería de cerramiento, o de división según el caso, en la planta baja de la edificación escolar. La información contenida en esta última figura es consistente con la distribución vertical de las paredes de mampostería, tal como la mostrada en la Figura 4.7.8.

4.7.4.- Evaluación Sismorresistente

4.7.4.1.- Modelos numéricos

Se realizaron modelos numéricos de la edificación escolar mediante el programa *SAP 2000 Non Linear*. La Figura 4.7.13 muestra uno de los modelos numéricos realizados, el cual toma en cuenta la distribución real de las paredes de mampostería.

Los pórticos de concreto reforzado se modelaron los elementos tipo pórtico. Las losas de entrepiso y techo de la edificación presentan sendos huecos en sus zonas centrales, ocupando un porcentaje importante de las superficies de las mismas. El modelado de las losas se realizó mediante el uso de sendos diafragmas rígidos en su plano, conteniendo los correspondientes centros de masa. Los cerramientos y divisiones internas constituidos por muros de mampostería, así como las losas de las escaleras, fueron modelados mediante elementos finitos.

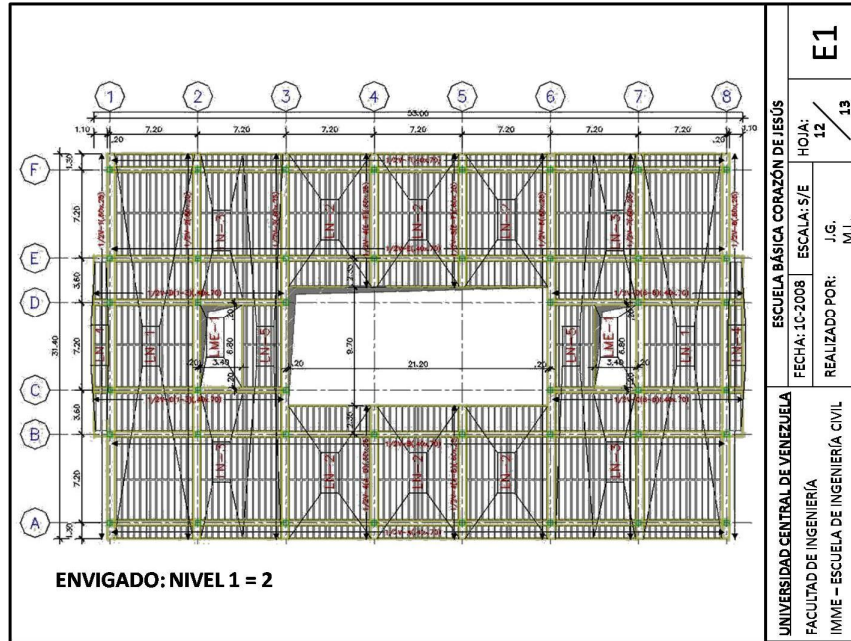


Figura 4.7.10.- Envigado de los niveles 1 y 2.

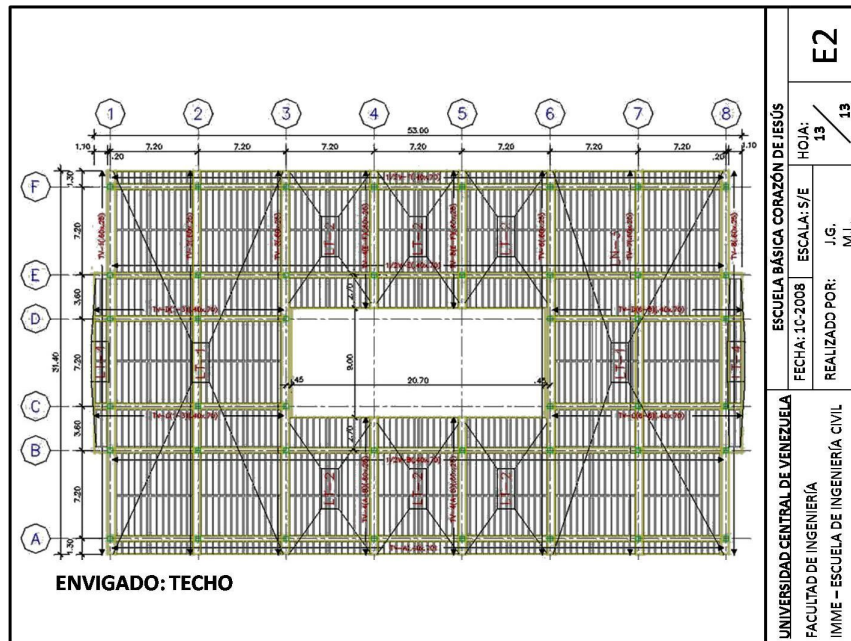


Figura 4.7.11.- Envigado del nivel techo.

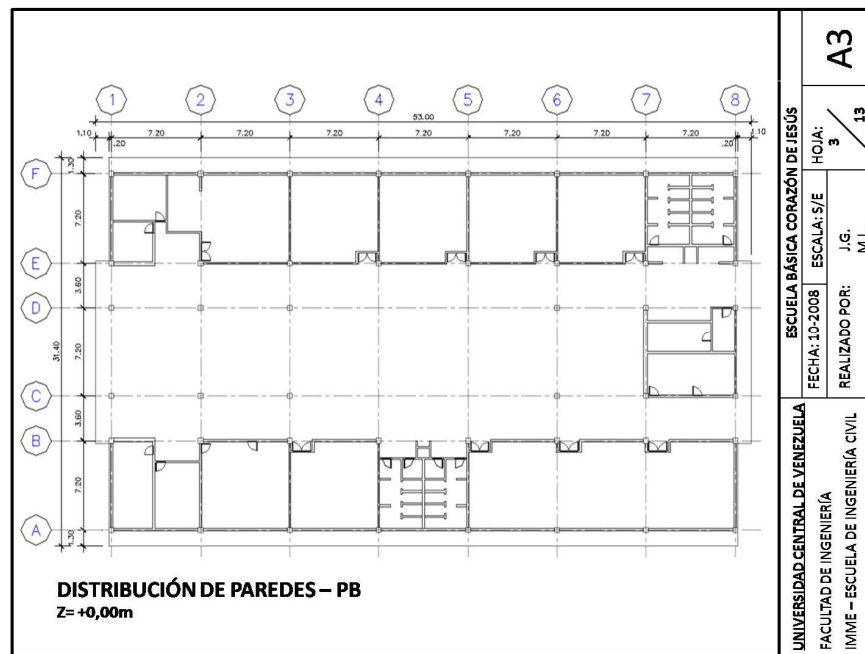


Figura 4.7.12.- Distribución de paredes de mampostería en la planta baja.

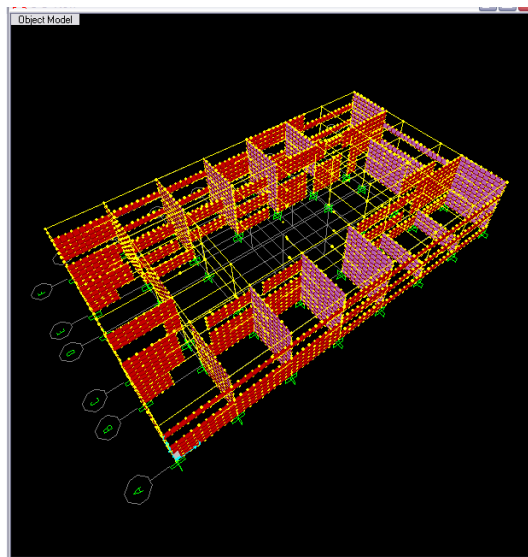


Figura 4.7.13.- Modelo numérico de la Corazón de Jesús.

Los valores de las propiedades mecánicas de los materiales estructurales utilizados fueron 250 kgf/cm^2 para la resistencia a compresión del concreto ($f'c$), $238,75$ para el módulo de elasticidad del concreto (E_c), 4.200 kgf/cm^2 para la tensión cedente de las barras de acero (f_y) y 10.000 kgf/cm^2 para el módulo de elasticidad de las paredes de mampostería (E_m). La estimación de dichos parámetros se realizó mediante la revisión bibliográfica de normas de

construcción nacionales e internacionales vigentes para la época, normas para la evaluación sismorresistente de estructuras existentes y libros o artículos técnicos relacionados con la evaluación de estructuras. Las cargas gravitatorias actuantes en la edificación escolar fueron estimadas de acuerdo con la Norma Venezolana 2002-1988. Las cargas sísmicas se estimaron de acuerdo con la Norma Venezolana 1756-2001 considerando los siguientes parámetros para definir el espectro de diseño: nivel de diseño uno (ND1) por el detallado existente, zona sísmica 7 correspondiente a peligro sísmico elevado, forma espectral S2 de acuerdo a (Grases *et al.*, 2004), grupo A con factor de importancia $\alpha=1,3$ y factor de reducción de respuesta $R=2$ por considerar que la estructura tiene una baja capacidad de absorber y disipar energía plásticamente. Las masas sísmicas fueron estimadas de acuerdo a los lineamientos de las Normas Venezolanas 2002-1988 y 1756-2001.

Se realizó un total de cinco modelos del edificio considerando diversos aspectos, tales como la inercia de los elementos estructurales, la presencia de la mampostería y la presencia de las escaleras. La Tabla 4.7.1 contiene los detalles de cada uno de los modelos elaborados.

Tabla 4.7.1.- Características de los modelos numéricos de la Corazón de Jesús.

| MODELO | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|------------------|----|----|----|----|----|
| INERCIA GRUESA | SI | NO | NO | NO | NO |
| INERCIA REDUCIDA | NO | SI | SI | SI | SI |
| MAMPOSTERÍA | NO | NO | SI | NO | SI |
| ESCALERAS | NO | NO | NO | SI | SI |

4.7.4.2.- Períodos y modos de vibración

La Tabla 4.7.2 contiene los períodos obtenidos para las seis primeras formas modales de los modelos numéricos realizados. Las Figuras 4.7.14 y 4.7.15 muestran las formas modales obtenidas para los Modelos 1 y 2 y Modelos 3 y 5, respectivamente, de la Corazón de Jesús.

Tabla 4.7.2.- Períodos obtenidos para los modelos numéricos de la Corazón de Jesús.

| MODELO | PERIODOS | | | | |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| MODO 1 | 0,953 | 1,370 | 0,350 | 0,734 | 0,340 |
| 2 | 0,572 | 0,779 | 0,301 | 0,644 | 0,279 |
| 3 | 0,541 | 0,717 | 0,226 | 0,531 | 0,214 |
| 4 | 0,277 | 0,382 | 0,124 | 0,323 | 0,122 |
| 5 | 0,190 | 0,250 | 0,105 | 0,238 | 0,100 |
| 6 | 0,183 | 0,246 | 0,088 | 0,219 | 0,087 |

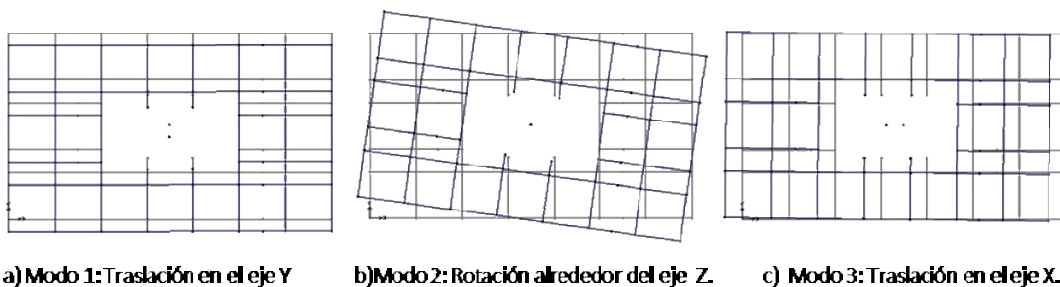


Figura 4.7.14.- Formas modales obtenidas para los Modelos 1 y 2 de la U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús.

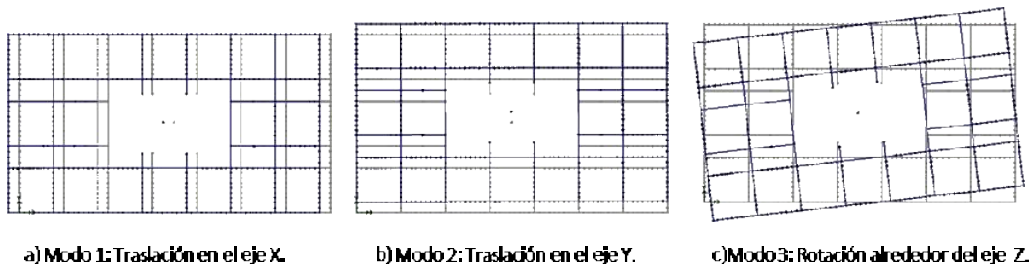


Figura 4.7.15.- Formas modales obtenidas para los Modelos 3 y 5 de la U. E. Escuela Básica Corazón de Jesús.

4.7.4.3.- Derivas

Las Tabla 4.7.3 muestra las derivas obtenidas para los modelos realizados, tanto en los centros de masa como los máximos obtenidos. Las derivas obtenidas para los Modelos 1, 2 y 4 no cumplen con los límites establecidos por la Norma Venezolana 1756-2001 para estructuras susceptibles a sufrir daños en los elementos no estructurales (12 ‰). Por otra parte, las derivas obtenidas para los Modelos 3 y 5 sí cumplen con el límites del 12 ‰, esto debido a la rigidez introducida por las paredes de mampostería en los modelos numéricos.

4.7.4.4.- Relación demanda/capacidad

La demanda de la edificación escolar se estimó como el cortante basal máximo obtenido para los modelos numéricos realizados en las direcciones X (lado largo) e Y (lado corto). La capacidad se estimó considerando la contribución resistente de las columnas de concreto reforzado. En este sentido, la capacidad de las columnas de concreto reforzado se identificó como la menor de dos posibles mecanismos de falla, a saber: un mecanismo dúctil, caracterizado por la formación de rótulas plásticas en los extremos superior e inferior de las columnas, y un mecanismo frágil, caracterizado por la falla a corte de la columnas considerando la contribución del concreto y del acero de refuerzo transversal. En los modelos donde se consideró la presencia de las paredes de mampostería se tomó en cuenta el posible efecto de “columna corta” o “columna cautiva”.

La Tabla 4.7.4 contiene los cocientes demanda/capacidad para los modelos numéricos realizados de la Corazón de Jesús. En todos los modelos se observaron valores de cociente mayores a la unidad. Es importante destacar que valores del cociente menores que 1,00 indican un buen comportamiento, mientras que valores mayores a 1,00 indican incapacidad de satisfacer la demanda sísmica.

En aquellos modelos que incluyeron las paredes de mampostería (Modelos 3 y 5) al comparar la demanda sobre las columnas con respecto a la capacidad de las mismas, en algunos casos, se obtuvieron valores del cociente menores a la unidad; sin embargo, al comparar el cortante basal total con la capacidad de las columnas se obtuvieron valores superiores a la unidad. Esto se debe a que las paredes absorben parte del cortante basal; sin embargo, es necesario recalcar que las paredes de mampostería pueden fallar frágilmente y que su aporte resistente no es considerada en el diseño de la estructura. Por lo tanto, puede producirse el caso en que al fallar la mampostería el comportamiento de los modelos tienda a lo observado en los modelos donde no se consideran las paredes de mampostería (Modelos 1, 2 y 4).

Tabla 4.7.3.- Derivas obtenidas para los modelos numéricos de la Corazón de Jesús.

| | | Distorsiones de Entrepiso | | | | | |
|----------|-------|---------------------------|-------|-------|------------|-------|-------|
| | | En Centro de Masa(‰) | | | Máximas(‰) | | |
| MODELO 1 | NIVEL | X | Y | Total | X | Y | Total |
| | | 1 | 9,96 | 15,85 | 18,72 | 12,39 | 20,34 |
| | 2 | 8,93 | 23,74 | 25,36 | 11,30 | 27,82 | 30,03 |
| | TECHO | 3,72 | 16,00 | 16,43 | 4,98 | 18,10 | 18,77 |
| MODELO 2 | NIVEL | | | | | | |
| | 1 | 16,67 | 21,42 | 27,14 | 22,61 | 32,83 | 39,86 |
| | 2 | 15,64 | 34,32 | 37,72 | 23,33 | 48,46 | 53,78 |
| | TECHO | 6,98 | 25,34 | 26,28 | 12,64 | 36,72 | 38,83 |
| MODELO 3 | NIVEL | | | | | | |
| | 1 | 4,80 | 3,82 | 6,13 | 5,47 | 4,49 | 7,08 |
| | 2 | 3,15 | 1,96 | 3,71 | 3,46 | 2,53 | 4,29 |
| | TECHO | 1,36 | 1,00 | 1,69 | 1,52 | 1,31 | 2,01 |
| MODELO 4 | NIVEL | | | | | | |
| | 1 | 14,25 | 10,06 | 17,44 | 16,77 | 12,39 | 20,85 |
| | 2 | 11,77 | 14,09 | 18,36 | 13,88 | 16,00 | 21,18 |
| | TECHO | 6,87 | 23,03 | 24,03 | 8,71 | 25,65 | 27,09 |
| MODELO 5 | NIVEL | | | | | | |
| | 1 | 4,54 | 3,15 | 5,53 | 4,90 | 3,66 | 6,12 |
| | 2 | 2,94 | 1,81 | 3,45 | 3,25 | 2,48 | 4,09 |
| | TECHO | 1,36 | 1,05 | 1,72 | 1,57 | 1,57 | 2,22 |

Tabla 4.7.4.- Cocientes demanda/capacidad para los modelos numéricos de la Corazón de Jesús.

| | COCIENTES DEMANDA / CAPACIDAD | | | |
|-----------------|-------------------------------|-------|----------------------|-------|
| | Cortante en columnas (kgf) | | Cortante basal (kgf) | |
| | X | Y | X | Y |
| Modelo 1 | 1,265 | 0,866 | 1,265 | 0,866 |
| Modelo 2 | 1,291 | 0,644 | 1,291 | 0,644 |
| Modelo 3 | 0,621 | 0,793 | 1,021 | 1,308 |
| Modelo 4 | 1,042 | 0,332 | 1,230 | 1,008 |
| Modelo 5 | 0,588 | 0,640 | 1,021 | 1,272 |

4.7.4.5.- Cumplimiento con la norma Covenin 1756

Tanto los resultados obtenidos para las derivas como para los cocientes demanda/capacidad de los modelos realizados indican que la estructura es vulnerable ante sismos compatibles con la Norma Venezolana 1756-2001.

4.7.5.- Refuerzo Estructural

A la luz de los resultados de la evaluación sismorresistente de la Corazón de Jesús, tanto en término de las derivas como de los cocientes demanda/capacidad, se hace necesario reforzar la edificación escolar.

El refuerzo estructural debe cumplir con los siguientes objetivos ante sismos compatibles con lo establecido en la Norma Venezolana 1756-2001: (i) suplir la resistencia necesaria para soportar la demanda que se genere, (ii) evitar deformaciones excesivas, (iii) generar una capacidad adecuada para absorber y disipar energía en el rango de comportamiento plástico, (iv) garantizar conexiones adecuadas entre los elementos estructurales nuevos y la estructura existente, (v) garantizar un comportamiento adecuado de las fundaciones nuevas y existentes y (vi) evitar la formación del efecto “columna corta” o “columna cautiva”.

4.7.5.1.- Opciones de refuerzo

En este sentido se analizan a continuación una serie de propuestas para el reforzamiento estructural, a saber:

- Arriostamiento de los pórticos existentes.
- Incorporación de pórticos intermedios adicionales.
- Incorporación de estructura perimetral externa.

4.7.5.1.1.- Arriostramiento de los pórticos existentes

Esta primera propuesta se basa en la incorporación de elementos diagonales en los pórticos. Para facilitar el montaje para aprovechar la construcción de piezas en talleres especializados que serán ensamblados finalmente en la estructura estudiada, se propone la utilización de perfiles de acero de distintas dimensiones según el nivel de esfuerzo al que estarán sometidos. La conexión a los elementos existentes se hará con pernos de anclaje debidamente embutidos y detallados en un futuro proyecto de ingeniería de detalle. Se propone la utilización de arriostramientos del tipo “V” invertida que serían ubicados desde la planta baja hasta el techo, rigidizando lateralmente todos los diafragmas. En este sentido se estudiaron 3 modelos de estructura reforzada diferenciados por el número de planos rigidizados en planta.

En todo caso, para evitar la alteración del uso de los ambientes, la incorporación de los elementos diagonales se hará en las paredes de bloques existentes actualmente en la edificación. Luego de los trabajos de reforzamiento y restitución del friso, no habría indicio visual de la intervención, la cual deberá realizarse durante los meses de vacaciones escolares.

En las Figuras 4.7.16 a 4.7.18 se presentan las propuestas en forma gráfica de los sistemas estructurales reforzados con diagonales, en la cual a cada propuesta subsiguiente se le agregan planos rigidizados a la propuesta anterior.

Refuerzos mediante Elementos Diagonales – Refuerzo Tipo 1

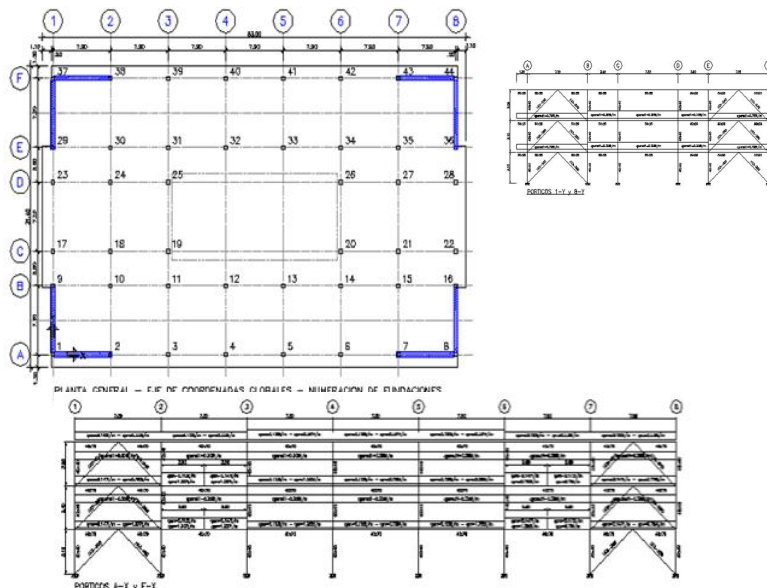


Figura 4.7.16.- Arriostramiento – Refuerzo Tipo 1.

Refuerzos mediante Elementos Diagonales – Refuerzo Tipo 2

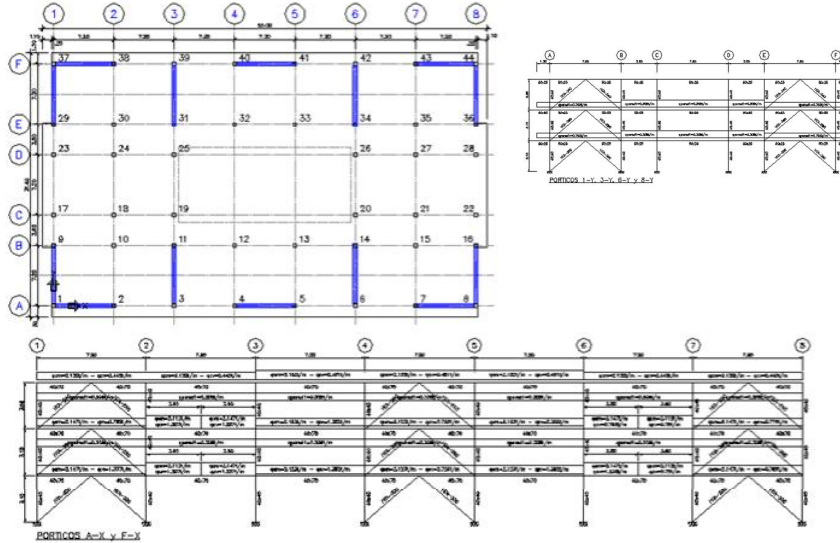


Figura 4.7.17.- Arriostramiento – Refuerzo Tipo 2.

Refuerzos mediante Elementos Diagonales – Refuerzo Tipo 3

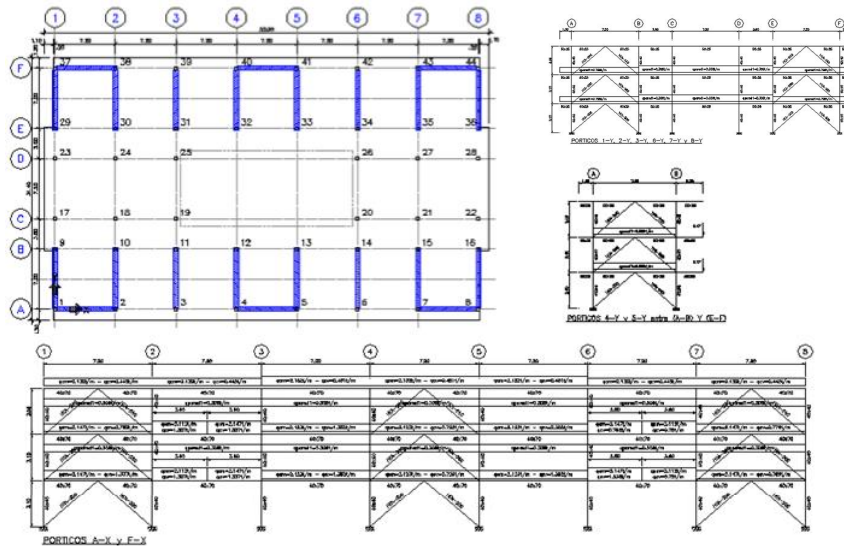


Figura 4.7.18.- Arriostramiento – Refuerzo Tipo 3.

El refuerzo mediante arriostramiento es válido desde un punto de vista técnico, puesto que se resuelve el problema de la desplazabilidad lateral de los entresijos, se refuerzan debidamente las fundaciones y las columnas. Al mismo tiempo hay que aceptar que este tipo de refuerzo, invasivo para los ambientes de trabajo, tanto en losas de piso de planta baja para el refuerzo de las fundaciones, como en las paredes para la incorporación de los elementos diagonales y alrededor de las columnas para el refuerzo de las mismas, causaría gran pérdida de tiempo por no poderse usar estos espacios en la actividad académica. Se considera que existen otras posibilidades de refuerzo menos trabajosas, posiblemente más económicas, y que se pudieran ejecutar simultáneamente con las actividades académicas de la escuela.

4.7.5.1.2.- Incorporación de pórticos intermedios adicionales

Como una nueva alternativa de refuerzo se estudió la posibilidad de incorporar nuevos pórticos longitudinales en los vanos con luces de 7,20 m con el fin de reducir la luz libre de las vigas planas en esta dirección y, al mismo tiempo, aumentar el número de columnas que resistirán las fuerzas sísmicas. Esta alternativa implica la construcción de nuevas fundaciones y la rotura de las vigas de riostra y las vigas de entresijo, además de las paredes de mampostería a través de las cuales pasarán las nuevas columnas. Estas nuevas columnas se vaciarán monolíticamente con las vigas existentes en el medio del tramo del vano con la luz de 7,20 m, reduciéndolo de esta manera a 3,60 m. La Figura 4.7.19 muestra los detalles de esta propuesta.

Incorporación de pórticos intermedios adicionales

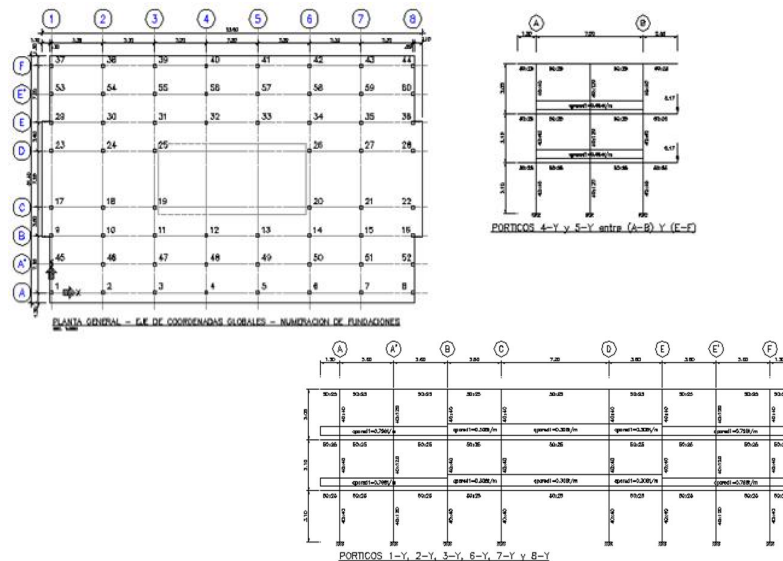


Figura 4.7.19.- Incorporación de pórticos intermedios adicionales.

Este tipo de refuerzo no resuelve el problema de las derivas. El aporte de rigidez a la estructura no es suficiente para reducir la desplazabilidad de los entrepisos. Las columnas seguirían siendo vulnerables al no tener las cuantías de armaduras longitudinales necesarias, ni el refuerzo transversal necesario, para resistir las sollicitaciones impuestas, requiriendo un refuerzo similar al descrito en el aparte anterior.

Al mismo tiempo hay que reconocer que este tipo de refuerzo, invasivo para los ambientes de trabajo, tanto en las losas de piso de planta baja para el refuerzo de las fundaciones, como en las paredes, causaría gran pérdida de tiempo por no poderse usar estos espacios para la actividad académica. En este caso se intervendrían todos los pórticos del edificio quedando totalmente inhabilitado mientras duren los trabajos de reforzamiento. Se considera que existen otras posibilidades de refuerzo menos trabajosas, posiblemente más económicos, y que se pudieran ejecutar simultáneamente con las actividades académicas de la escuela.

4.7.5.2.- Refuerzo estructural seleccionado - Incorporación de estructura perimetral externa

Todas las propuestas de refuerzo estructural presentadas hasta el momento comparten una característica en común: tienen una importante participación del factor de intervención en la estructura existente. La forma predominante es la de incorporar elementos estructurales, bien sean arriostramientos diagonales o vigas y columnas, y en todos los casos es necesario reforzar las columnas existentes, además de tener que estudiar detenidamente el efecto sobre las fundaciones y su refuerzo de ser necesario. En cualquier caso, todas estas propuestas conllevan la demolición, parcial o total, de paredes de mampostería, recubrimientos de columnas y vigas, losas de pisos, etc. Esta intervención, además de generar ruidos molestos, escombros, polvo y movimiento de obreros, restringe la posibilidad de utilizar el espacio intervenido para uso educativo durante un período de tiempo más o menos prolongado.

Se propone a continuación una alternativa de refuerzo menos invasiva para la edificación escolar, la cual se ejecutaría independiente de la estructura existente y sin necesidad de restringir temporalmente el uso de las áreas educativas, además de poder realizarse su construcción en cualquier época del año escolar.

Esta propuesta se basa en la construcción de una estructura independiente alrededor del perímetro externo de la edificación actual. Se ha demostrado hasta el día de hoy que la estructura de esta edificación ha cumplido a cabalidad su función de resistir las cargas gravitacionales que actúan sobre ella, sin que aparezca ningún tipo de grietas o deformaciones excesivas producto de algún tipo de debilidad. Asimismo, esta estructura ha podido resistir sin signos evidentes de deterioro, los embates de sismos moderados que han ocurrido en zonas alejadas desde el momento de su construcción. Su debilidad radica en su evidente falta de rigidez y resistencia al ser sometida a un examen riguroso según los criterios y experiencias actuales. Con miras a reforzar esta estructura y adaptarla a las limitaciones impuestas en las normas vigentes, se propone la construcción de una estructura con la rigidez lateral suficiente para limitar las deformaciones y soportar el exceso de fuerzas actuantes, para las cuales no ha sido diseñada originalmente la estructura existente.

La propuesta de refuerzo contempla la construcción de muros ó pantallas, con fundaciones independientes, en ubicación de los ejes principales de los pórticos de la edificación actual. Estos nuevos muros ó pantallas estarán debidamente arriostrados entre sí en los niveles de los entresijos. Al mismo tiempo se considera importante generar un diafragma rígido, por encima e independiente de la edificación de la escuela, en el extremo superior de estos muros para asegurar el comportamiento monolítico de esta nueva estructura. Este diafragma podrá estar formado por una serie de cerchas de acero que unirán los muros en las caras opuestas de la edificación. La conexión con cada uno de los niveles de entresijo y techo de la escuela se diseñará con elementos de acero que estarán debidamente embutidos a las nuevas pantallas y conectadas adecuadamente a la estructura existente. Esta alternativa puede ser observada en la Figura 4.7.20.

En este sentido se espera que la estructura existente siga funcionando en la forma que lo ha estado haciendo hasta ahora, soportando las cargas gravitacionales. En el momento en que ocurra algún evento sísmico, las fuerzas sísmicas serán resistidas principalmente por los nuevos muros perimetrales. El aporte de rigidez lateral de los nuevos elementos a la estructura existente deberá ser suficiente para que las deformaciones globales por efectos inerciales sean compatibles con la máxima capacidad de desplazamiento que pueden soportar las columnas de la edificación actual sin colapsar.

Incorporación de estructura perimetral externa

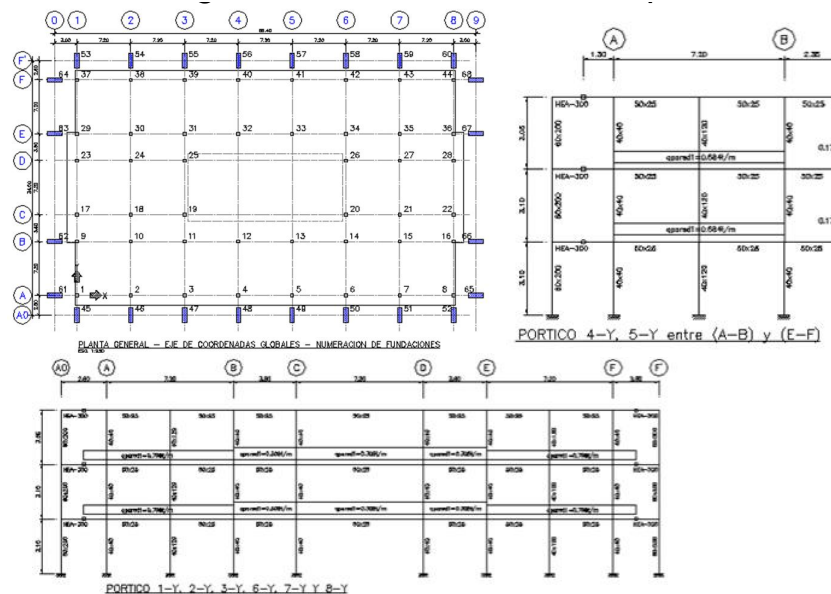


Figura 4.7.20.- Incorporación de estructura perimetral externa.

Se considera que este tipo de refuerzo es el adecuado para reforzar la estructura de la Corazón de Jesús. Los trabajos de refuerzo se realizarán sin obstruir las actividades

académicas que se realizan en esta institución más de lo necesario. Los posibles refuerzos de las zapatas de las fundaciones podrá realizarse desde el exterior de la estructura sin afectar la losa de piso: las aulas y el uso de las mismas no se verán alteradas. No será necesario reforzar las columnas: la rigidez lateral necesaria para resistir las fuerzas sísmicas normativas vendrá dada por la interacción con la nueva estructura que se construirá externamente y perimetralmente al edificio de aulas actual.

4.7.6.- Conclusiones y Recomendaciones

A continuación se presentan las conclusiones obtenidas de la evaluación sismorresistente de la U. E. Corazón de Jesús, ubicada en la ciudad de Cumaná, Estado Sucre:

- Las observaciones realizadas durante las inspecciones permite indicar que, en general, la estructura se encuentra en buen estado físico. No se detectaron daños por corrosión, grietas en vigas o columnas, o algún tipo de daños visibles en los nodos.
- Con base en los planos estructurales encontrados y con la información obtenida durante los levantamientos realizados, se elaboraron los planos arquitectónicos, los planos estructurales, las imágenes 2D y 3D y las animaciones que permiten describir la edificación escolar.
- Se realizó un total de cinco modelos del edificio evaluando el efecto de diversos aspectos, tales como la inercia de los elementos estructurales, la presencia de la mampostería y la presencia de las escaleras.
- Las derivas obtenidas para los Modelos 1, 2 y 4 no cumplen con los límites establecidos por la Norma Venezolana 1756-2001 para estructuras susceptibles a sufrir daños en los elementos no estructurales (12 ‰). Por otra parte, las derivas obtenidas para los Modelos 3 y 5 sí cumplen con el límite del 12 ‰, esto debido a la rigidez introducida por las paredes de mampostería en los modelos numéricos.
- En todos los modelos realizados se observaron valores de cociente demanda/capacidad mayores a la unidad, lo que indica que no se dispone de suficiente capacidad para satisfacer la demanda sísmica.
- Tanto los resultados obtenidos para las derivas como para los cocientes demanda/capacidad de los modelos realizados indican que la estructura es vulnerable ante sismos compatibles con la Norma Venezolana 1756-2001, por lo que la misma debe ser sometida a una adecuación sismorresistente.
- Se analizaron tres propuestas para el reforzamiento estructural, a saber: arriostramiento de los pórticos existentes, incorporación de pórticos intermedios adicionales, incorporación de estructura perimetral externa.
- Se considera que el refuerzo mediante la incorporación de una estructura perimetral externa es el adecuado para reforzar la estructura de la Corazón de Jesús.

4.8 Evaluación Sismorresistente de la U. E. María Reina de López

4.8.1.- Participantes

- Ing. Carlos Enrique Lee Cornejo (estudiante de Postgrado)
- Prof. Oscar A. López
- Tec. Elione Barrios

4.8.2.- Inspecciones Efectuadas

4.8.2.1.- Unidad Educativa María Reina de López (UEMRL)

La Unidad Educativa María Reina de López se encuentra ubicada en Carúpano, Estado Sucre. Se realizó la visita el día 28 de febrero de 2008. Las personas de contacto fueron la Señora Directora Yaneris García (Cel.: 0416-324.39.47) y la Señora Sub directora Irene Romero (Cel.: 0414-194.67.45). Según información brindada por la Directora del plantel, la escuela posee una capacidad de 300 alumnos, pero atienden a unos 1350 niños en total. Fue construido en 1949.



Figura 4.8.1 Fachada de la Unidad Educativa María Reina de López.

El colegio no posee lo que nosotros conocemos como Modulo Anexo. Se avala la hipótesis donde se supone que las escuelas Tipo Antiguo II existen bajo las configuraciones de “con Modulo Anexo” y “sin Modulo Anexo”. De la misma forma, se evidenció la ausencia de uno de los dos tanques de agua, el único tanque existente posee la misma geometría observada en los colegios anteriores.



Figura 4.8.2. Ausencia de uno de los dos tanques de agua

Se apreció una mala calidad en la construcción de la obra. Se encontraron varias diferencias en las dimensiones entre los elementos estructurales similares. Para citar alguna de estas irregularidades observadas tenemos, por ejemplo, las columnas que deberían ser de 25 cm x 25 cm tienen secciones que varían desde 26 cm hasta 32 cm de lado, otro aspecto de interés es que el acero transversal en columnas (ligaduras) se encuentra colocado de una manera irregular, la separación entre ligaduras detectadas van desde 15 cm hasta 35 cm, sin poseer ningún tipo de patrón en su colocación, es decir, las ligaduras se encontraban aleatoriamente espaciadas, como por ejemplo, ligaduras que están a 15 centímetros en el centro de la columna y cada treinta en la base, más sin embargo se observó que el acero longitudinal se encontraba en la ubicación esperada considerando un recubrimiento mínimo, es decir, separados a unos 18 cm entre si.

Un aspecto interesante es la afirmación de una persona que trabajo en la remodelación de la escuela que las paredes transversales son de ladrillo macizo y que las paredes longitudinales son de bloques de arcilla aligerado, la persona mostró pedazos de los ladrillos sacados de estas paredes transversales.

Al igual que en otras escuelas, no se observaron grietas en vigas o losas. No hay problemas evidentes ante la capacidad de la estructura a soportar cargas gravitacionales. Se comprobó la existencia de las columnas centrales en las paredes transversales que separan los salones, estas columnas son continuas y se encontraron en todas las paredes esperadas. Se comprobó que no hay confinamiento en las cercanías de los nodos en columnas y vigas.

Se observaron la existencia de las columnas falsas que recubren los tubos de drenaje de aguas de lluvia, las cuales poseen las características grietas en su base debido al problema de filtración ocasionada por los tubos de drenaje de aguas de lluvia que se encuentran embebidos. Las quejas por filtraciones en el pasillo central de la losa del techo son comunes. Problema similar a lo visto y escuchado en todas las escuelas anteriores de esta tipología. En el techo se cambio la filosofía de drenaje, se coloco una loseta adicional de unos 15 centímetros de espesor en el centro para dejar el pasillo central del techo con dos vertientes de agua. Además se quitaron o clausuraron los bajantes de agua de lluvia centrales del techo.

En cuanto a la tabiquería y la arquitectura de la escuela, se apreció que se eliminaron los bloques de ventilación existentes en las paredes longitudinales ubicadas entre el pasillo y los salones, colocando ventanales de vidrio tipo persiana y en algunos casos las ventanas fueron cerradas completamente. En donde existiría el pasillo que conecta al Modulo Anexo o comedor, se dejo una entrada adicional a la escuela. Al lado de dicha entrada se encuentra un cafetín, esta variación de la arquitectura no fue observada en ningún otro colegio anteriormente. Además la entrada secundaria en la fachada opuesta a las escaleras está cerrada por completo con bloques de ventilación.



Figura 4.8.3. Bloques de ventilación eliminados. Ventanales de vidrio tipo persiana y aberturas cerradas completamente con pared de mampostería.

Las raíces de un árbol cercano al colegio han dañado la losa de piso en la planta baja, a la hora de realizar una rehabilitación estructural se deberá estudiar si las fundaciones fueron o tienen posibilidad de verse afectadas.

4.8.2.2.- Unidad Educativa Andrés Eloy Blanco (UEAEB).

La Unidad Educativa Andrés Eloy Blanco se encuentra ubicada en Cumaná, Estado Sucre. Se realizó la visita el día 29 de febrero de 2008. Las personas de contacto fueron la Señora Directora Francly Córdova (Cel.: 0424-802.66.91, Telf.: 0293-432.13.99) y la Señora Sub directora Esteban Echizuria (Cel.: 0414-393.73.54). Según información brindada por la Directora del plantel, la escuela posee una matrícula de 1325 niños divididos en dos turnos. Fue construido en 1959.



Figura 4.8.4. Fachada de la Unidad Educativa Andrés Eloy Blanco.

De las tres escuelas visitadas en el Estado Sucre, es la que en mejor estado, arquitectónicamente hablando, se encuentra. Esta escuela posee como peculiaridad una escalera de emergencia metálica en uno de sus extremos, la cual es una estructura nueva completamente independiente a la estructura de la escuela. Otra particularidad es la existencia de un techo metálico construido con perfiles tubulares que cubre la cancha deportiva ubicada

en la parte posterior a la escuela. Se debería evaluar la efectividad de estas dos estructuras metálicas para resistir la acción sísmica.



Figura 4.8.5. Escalera de emergencia metálica.

Al igual que en la escuela María Reina de López la variación entre separación de ligaduras es en forma completamente aleatoria, encontrándose distancias entre los 20 cm y 30 cm de separación. Se detectaron las columnas entre paredes transversales.

Esta escuela posee el Modulo Anexo con las dimensiones observadas en otras escuelas visitadas anteriormente. El Módulo Anexo está rígidamente conectado al Modulo Principal. No se pudo ingresar al interior del Modulo Anexo, ni a la cocina ni al comedor (que fue transformado en una extensión de la cocina).



Figura 4.8.6. Módulo Anexo rígidamente conectado al Modulo Principal.

En las columnas que sostienen los tanques de almacenamiento de agua se observaron grietas en las cuatro columnas de apoyo, estas grietas verticales que recorren toda la longitud del elemento podrían ser ocasionadas por filtraciones que indujeron a la separación del recubrimiento. Aunque se han realizado varios trabajos de impermeabilización, no se evidencio un incremento considerable del espesor de la capa de impermeabilización en la losa de techo.

4.8.2.3.- Unidad Educativa Juan Freites (UEJF).

La Unidad Educativa Juan Freites se encuentra ubicada en Cumaná, Estado Sucre. Se realizó la visita el día 29 de febrero de 2008. Las personas de contacto fueron la Señora Directora Narcisa Acuña (Cel.: 0416-887.49.93, 0414-822.72.36). Según información brindada por la Directora del plantel la escuela posee la menor de las matriculas entre las tres escuelas visitadas en el Estado Sucre, pues no posee aulas o construcciones adicionales como el resto, la matricula es de alrededor de 900 niños divididos en dos turnos. Fue construido en 1953.



Figura 4.8.7. Fachada de la Unidad Educativa Juan Freites.

Esta estructura es similar a la Escuela Miguel Villavicencio de Artigas, Caracas, pues posee una junta de construcción en uno de sus extremos, en donde se aprecia un vano corto adicional. Se pudo evidenciar que la estructura del Modulo Anexo esta rígidamente conectado al Modulo Principal.

Se evidenciaron las columnas intermedias en las paredes transversales que dividen los salones. Las ligaduras de columnas de esta escuela poseen menor variación en su separación en contraste a las otras escuelas visitadas, observándose separaciones constantes de 18 a 20 centímetros en general.



Figura 4.8.8. Junta de construcción y ventanas reducidas en altura.

Las paredes longitudinales de fachada, fueron aumentadas en altura, restándole la longitud libre a las columnas, incrementando el efecto columna corta. En algunos vanos estas paredes fueron cerradas por completo.

No se apreciaron columnas falsas. No observaron por donde bajan los tubos de drenaje de lluvia. En el techo se cambió también la filosofía de drenaje, están tapados varios de los drenajes de techo. Por la construcción de dos brocales se ha creado una especie de dique interno en el pasillo central del techo, lo que incrementa claramente el problema de filtración en la losa de techo de la escuela.

4.8.2.4.- Otras escuelas Tipo Antiguo II

4.8.2.4.1.- Escuela Bolivariana Ambrosio Plaza (EBAP).

Es una escuela ubicada en Guarenas, Estado Miranda, construida a mediados de los años cincuenta. De la misma no se disponía de planos arquitectónicos, estructurales, ni de ningún tipo de información técnica. Se realizaron una serie de visitas técnicas con el fin de elaborar: levantamientos fotográficos, levantamientos geométricos, obtener la disposición de los elementos estructurales y no estructurales, así como la determinación de los materiales utilizados en su construcción. Con esta información se elaboraron planos detallados de arquitectura y estructura [Abou y Lee 2006].



Figura 4.8.9. Fachada de la Escuela Bolivariana Ambrosio Plaza.

Las inspecciones técnicas a la Escuela Bolivariana “Ambrosio Plaza”, se realizaron los días 20 de mayo de 2004; 05, 06 y 09 de agosto de 2004 y los días 07 y 11 de marzo de 2005. Para la misma se contó con la colaboración de la Señora Directora del plantel Josefina Luyando, con el apoyo del Ing. Sergio Rodríguez, de los técnicos Elione Barrios y Andrés Paredes, y demás personal del cuerpo técnico del IMME.

Se podría mencionar que durante las visitas técnicas no se observaron fallas en la estructura producto de la acción de cargas gravitatorias, grietas en losas y/o paredes, pérdidas de recubrimiento en columnas y/o vigas, ni se observaron problemas de asentamientos o fallas del terreno.

4.8.2.4.2.- Escuela Bolivariana Miguel Villavicencio (EBMV).

Esta Escuela se encuentra ubicada en la Avenida José Antonio Lamas de Artigas, Municipio Libertador, Caracas, a la cual se realizaron varias visitas técnicas, los días 29 y 30 de abril del 2004, 08 de diciembre de 2004 y 09 de junio de 2005 respectivamente, en las que se llevó a cabo un levantamiento fotográfico y breve levantamiento geométrico de la estructura, con el fin de comprobar y corroborar similitudes existentes con las otras escuelas. Se contó con el apoyo del cuerpo técnico del IMME [Abou y Lee 2006].



Figura 4.8.10. Fachada de la Escuela Bolivariana Miguel Villavicencio.

Se verifico que la losa en el techo del comedor es nervada en dos direcciones y que la mampostería del Módulo Anexo está construida con ladrillos macizos de arcilla.

Como diferencias, se encontró que la EBMV es la imagen invertida de la EBAP, es decir, una sería el reflejo de la otra. Se evidenció la existencia de una junta que divide la estructura del Módulo Principal en dos partes. No se pudo evidenciar junta estructural entre el Módulo Principal y el Módulo Anexo. Los dos estanques elevados de agua fueron eliminados durante una remodelación a la estructura.

4.8.2.4.3.- Escuela Bolivariana Francisco Espejo (EBFE).

Esta Escuela se encuentra en Santa Lucia, Municipio Paz Castillo, Estado Miranda y fue fundada en 1956. Se efectuaron dos visitas técnicas efectuadas el 12 y 16 de septiembre de 2005, en las cuales se realizó un levantamiento fotográfico, se verificó la geometría de la edificación y se estudió el armado de los elementos estructurales con el detector de acero. Se contó con la colaboración y apoyo de la Directora del plantel, Profesora Maigualida, y la del señor Sócrates Mateus [Abou y Lee 2006].



Figura 4.8.11. Fachada de la Escuela Bolivariana Francisco Espejo.

Esta escuela posee las mismas características arquitectónicas y estructurales encontradas en la EBAP, la cual está conformada por un Módulo Principal y otro Anexo. Se verificó que el Módulo Anexo posee la losa reticular en el área del comedor, cuyo armado se pudo comprobar con ayuda del detector de metales.

En esta escuela se pudo apreciar la existencia de la junta estructural ubicada entre el Módulo Anexo y el Módulo Principal, separando las estructuras de ambas edificaciones.

Como particularidad en esta escuela se observa una estructura metálica a dos aguas que funciona como cubierta para el nivel de techo, como solución a las filtraciones que aquejaban a la edificación.

4.8.2.4.4.- Escuela Bolivariana Dr. Luis Ortega.

Esta Escuela se ubica en El Tirano, Municipio Antolín del Campo, Estado Nueva Esparta. Se contó con fotografías y un croquis producto de un levantamiento arquitectónico realizado por parte de FEDE.



Figura 4.8.12. Fachada de la Escuela Bolivariana Dr. Luis Ortega.

Se observó la similitud general con las otras edificaciones Tipo Antiguo II. En el croquis se observa el Módulo Anexo, pero carece del pasillo que lo une con el Módulo Principal. Es importante destacar la aparente existencia de tres columnas centrales, a manera de apoyo, en el área del comedor del Módulo Anexo, cosa no vista en ninguna otra escuela.

4.8.2.4.5.- Escuela Bolivariana Nueva Esparta.

Esta Escuela está ubicada en el Sector Chiguará, Municipio Sucre, Estado Mérida. Posee una matrícula de unos 380 alumnos. De esta escuela se contó con un informe suministrado por FEDE donde se resumen los trabajos de rehabilitación y mantenimiento realizados en sus instalaciones. La edificación posee las mismas características a las otras Escuelas Tipo Antiguo II.

Según el informe, a la edificación se le realizó el recalce de las fundaciones, trabajos de impermeabilización, fueron eliminados los estanques ubicados en el techo, se construyó una escalera de emergencia, se demolieron las paredes para ser sustituidas por muros armados.



Figura 4.8.13. Fachada de la Escuela Bolivariana Nueva Esparta.

4.8.2.4.6.- Escuela Bolivariana Samuel Darío Maldonado y Escuela Bolivariana Padre Miguel Lorenzo.

La U.E.B. Samuel Darío Maldonado, está ubicada en Isnotú, Municipio Rafael Rangel, Estado Trujillo y la Unidad Educativa Bolivariana Padre Miguel Lorenzo, está ubicada en Cuicas, Municipio Carache, también Estado Trujillo. De estas dos escuelas se disponen de planos de planta y pórticos del Módulo Principal, producto de un levantamiento realizado por FEDE.

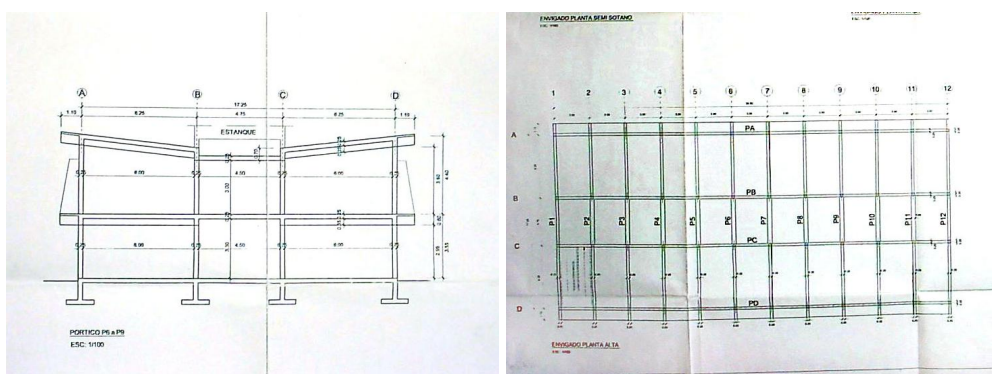


Figura 4.8.14. Planos de las Escuela Bolivariana Samuel Darío Maldonado y Escuela Bolivariana Padre Miguel Lorenzo.

Los planos muestran un edificio de similares características a otras Escuelas Tipo Antiguo II. En los planos se infiere una independencia del Módulo Principal y del Módulo Anexo, primero porque el Módulo Anexo no se encuentra dentro de los planos, es decir, el Módulo Principal se estudió como una estructura independiente; y segundo porque las vigas de los pórticos 4 y 5 no se extienden.

A diferencia de otras escuelas Tipo Antiguo II, estas dos instituciones poseen un Nivel Sótano, siendo en total tres niveles. Además, es de hacer notar la aparente existencia de “vigas planas” en el sector del pasillo, tanto en la losa de entrepiso como en la losa de techo, las cuales no pudieron ser encontradas en otras escuelas.

Aparte de las escuelas Tipo Antiguo II nombradas anteriormente también se posee información fotográfica de las siguientes escuelas:

- U. E. Santo Domingo, Upata, Estado Bolívar.
- U. E. Lisandro Lecuna, Valencia, Estado Carabobo
- E. B. N. Cecilio Acosta, La Victoria, Estado Aragua
- E. B. N. Jacinto Fombona Pachano, Maracay, Estado Aragua.
- E. B. N. Don Nicolás Flores Luigi, Rio Caribe, Estado Sucre.
- E. B. B. Jesús Pacheco Rojas, Maracay, Estado Aragua.
- E. B. B. Jesús Pacheco Rojas, Maracay, Estado Aragua.
- E. B. B. Juan Bautista Arismendi, Valle de Pedro González, Estado Nueva Esparta
- E. B. B. Manuela Weffer de Romero, Buena Vista, Estado Falcón

Según las mediciones realizadas en las tres edificaciones del Estado Sucre y comparando con la información existente de otros levantamientos posteriores, se comprueba en primer lugar el carácter repetitivo de las edificaciones llamadas Tipo Antiguo II. Se verifica la existencia de columnas embebidas en las paredes transversales y se confirma la hipótesis original que las edificaciones Tipo Antiguo II existen bajo la figura de Sin Modulo Anexo y Con Modulo Anexo.

Se recomienda tomar la Escuela María Reina de López, de Carúpano, como principal escuela a evaluar, y de existir la posibilidad, ser la primera escuela en ser adecuada sísmicamente. Dentro de los parámetros evaluados para llegar a esta conclusión están tres:

- La irregularidad constructiva observada: la cual es una señal de la deficiente supervisión durante su construcción, siendo posible una mayor vulnerabilidad debido a defectos estructurales ocultos no observados en la visita realizada.

- El número de niños en la edificación: la escuela posee la mayor matrícula de entre las tres escuelas visitadas, por lo que estaríamos hablando de una mayor cantidad de niños en riesgo.

- La ubicación geográfica de la escuela: el pueblo de Carúpano Arriba está apartado de la ciudad, posee una vía de acceso en malas condiciones que dificultaría el traslado de cualquier tipo de ayuda en caso de producirse una emergencia. Por otro lado, si su integridad y seguridad no se ve afectada por un sismo, podría convertirse en un punto estratégico para focalizar la ayuda en el pueblo.

Se recomienda visitar la Escuela Rodríguez de Abreu, de Canchunchun, en Carúpano y la Escuela Luisa Blanco de Ramírez, por también encontrarse en el Estado Sucre, cuyo nivel de riesgo sísmico es elevado y se desconoce sus características geométricas y el estado de las mismas.

4.8.3.- Descripción de la Edificación

Como ya se ha explicado, no se disponen de la totalidad de planos de estas construcciones hechas hace unos 50 años por lo que se hizo necesario conseguir información directamente en las edificaciones escolares existentes. Se realizó una recopilación exhaustiva de la arquitectura y estructura de escuelas de Caracas, Guarenas, Santa Lucía, Nueva Esparta, Cumaná y Carúpano, comparándose con la información disponible de otras ubicadas en Mérida, Trujillo y Nueva Esparta, obteniéndose como resultado la similitud existente entre todas ellas y comprobando su carácter repetitivo a nivel nacional.

Las escuelas examinadas fueron:

“E. B. Miguel Villavicencio” de Caracas, Distrito Capital.

“E. B. Ambrosio Plaza” de Guarenas, Estado Miranda.

“E. B. Francisco Espejo” de Santa Lucía, Estado Miranda.

“E. B. Doctor Luis Ortega” de Margarita, Estado Nueva Esparta.

“E. B. Nueva esparta” de Chiguará, Estado Mérida,

“E. B. Samuel Darío Maldonado” de Isnotú, Estado Trujillo,

“E. B. Padre Miguel Lorenzo” de Cuicas, Estado Trujillo,

“U. E. Andrés Eloy Blanco” de Cumaná, Estado Sucre.

“U. E. Juan Freites” de Cumaná, Estado Sucre.

“U. E. María Reina de López” de Carúpano, Estado Sucre.

Con la información recopilada se elaboraron planos detallados de la arquitectura y la estructura, además de modelos en tres dimensiones con sus correspondientes imágenes y videos de animación digital. Los resultados de los levantamientos se presentan en términos de imágenes fotográficas, planos arquitectónicos y planos estructurales.

Las escuelas Tipo Antiguo II son estructuras aporricadas de concreto armado construidas entre los años 1950 y 1960, formadas por dos módulos contiguos, un Módulo denominado Principal y un Módulo Anexo (Ver Figura 4.8.15). Estos módulos han sido observados conectados rígidamente como desconectados por medio de juntas de construcción.

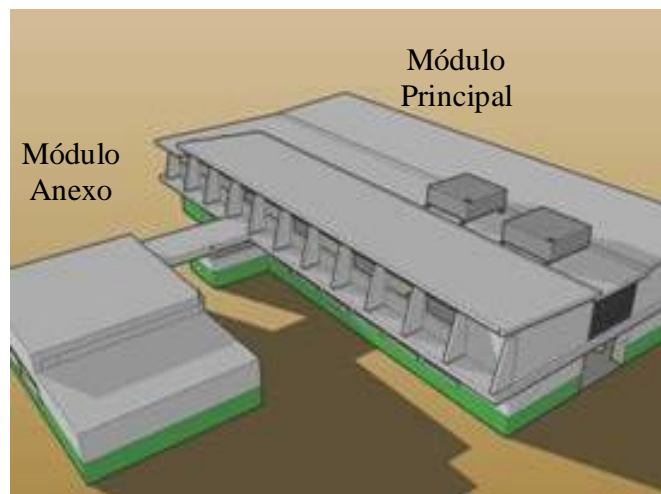


Figura 4.8.15. Módulo Principal y Módulo Anexo unidos mediante un pasillo.

El Módulo Principal posee dos niveles identificados como Planta Baja y Planta Alta. Este Módulo funciona como edificio de aulas y oficinas administrativas (Secretaría, Coordinación, Dirección). El Módulo Anexo consta de un solo nivel, y su función original es la de albergar el comedor y cocina, aún cuando actualmente se ha evidenciado en varias escuelas que su fin ha sido cambiado para varios usos.

4.8.3.1.- Módulo Principal

El Módulo Principal cuenta con doce pórticos transversales separados a 3,50 m, identificados con números del “01” al “12”, y cuatro pórticos longitudinales separados a 6,25 m en los vanos extremos y 4,75 m en el vano central, identificados con letras de la “A” a la “D”. En total 59 columnas identificadas y verificadas conforman este Módulo, todas con una sección cuadrada de 25 cm x 25 cm, cuyos ejes poseen continuidad en todos los niveles.

La estructura posee vigas altas en la dirección longitudinal, las mismas son de 25 cm x 60 cm. En la dirección trasversal se presentan dos situaciones: en los pórticos extremos (01 y 12) se encuentran vigas altas de 25 x 60 entre los ejes A-B, B-C y C-D. En los pórticos interiores (02 al 11) estas vigas sólo se encuentran entre los ejes A-B y C-D, es decir, la estructura carece de vigas entre los ejes B-C. En la Planta Alta se detectaron vigas de corona en los pórticos longitudinales A y D que sostienen la tabiquería superior a las ventanas, estas vigas son de 25 cm x 40 cm y están localizadas a un metro por debajo de las vigas principales.

La altura de entrepiso de Planta Baja es de 3,60 m. La altura de entrepiso en la Planta Alta es variable, producto de la inclinación de la losa de techo, la cual es a dos aguas; en los tramos externos la altura de entrepiso es igual a 4,60 m disminuyendo en altura hasta llegar a 3,65 m. En el tramo central la altura de entrepiso es uniforme e igual a 3,25 m.

La Planta Baja está constituida por un pasillo central de 4,75 m de ancho, aulas de clase con una capacidad promedio de treinta alumnos por salón y unas dimensiones de 6,00 m x 6,75 m cada una, áreas administrativas, dos baños y un pasillo que comunica el Módulo Principal con el anexo; este pasillo se ha observado en varias ocasiones usado como aula de

clase adicional. La Planta Alta consta al igual que la planta inferior de un pasillo central con las mismas dimensiones, aulas de clase con la misma capacidad de las aulas del nivel inferior y dos baños.

La tabiquería existente en ambos pisos de la edificación principal, está compuesta por bloques de arcilla de 25 cm de ancho con un friso en ambas caras de aproximadamente 2,5 cm de espesor. Las paredes de los pórticos transversales (según información recibida verbalmente en las visitas realizadas a Carúpano y al Trabajo de Grado relacionado a la escuela Tipo Antiguo II Unidad Educativa Lisandro Lecuna en Valencia) están compuestas por ladrillos de arcilla macizo. Las paredes no están desvinculadas o separadas de los elementos estructurales. Todas las aulas de clase cuentan con ventanas que van de cara a cara de columna, situadas a 1,20 m de la losa de piso, con dimensiones de 3,25 m de ancho por 1,80 m de altura. Las paredes que separan las aulas del pasillo central poseen en su parte superior, unas aberturas o ventanas de ventilación de 0,45 m. La configuración de las paredes generan columnas cortas a todo lo largo de los pórticos longitudinales: En los pórticos “B” y “C” las columnas son de 0,45 m de longitud, mientras que en los pórticos “A” y “D” son de 1,80 m. En la dirección transversal se presentan alternadamente unos vanos con paredes completas y otros sin paredes; caso particular se aprecia en los pórticos extremos de fachadas donde se generan columnas cortas de longitud igual a 0,80 m en el pórtico 12 y de 1,60 m de longitud en el pórtico 1.

En el Módulo Principal la losa de piso es nervada con un espesor de 25 cm, y está aligerada con bloques de arcilla. Entre los ejes A-B y C-D (aulas) la losa está armada en la dirección longitudinal, mientras que entre los ejes B-C (pasillo) la losa está armada en la dirección transversal. La losa de entrepiso posee volados en sus cuatro fachadas. En los volados de las fachadas longitudinales se encuentran en total 21 parasoles de forma trapezoidal compuestos por bloques de arcilla de 10 cm, frisados por ambos lados. El espesor aproximado de este friso es de 2,5 cm. La Planta Techo es a dos aguas en la mayor parte de su extensión como ya se ha dicho anteriormente, el agua escurre desde las losas inclinadas hacia un tramo central, el cual a través de una ligera pendiente permite que el agua fluya hacia la fachada principal o delantera, aunque esta pendiente ha sido modificada posteriormente en varias de las edificaciones visitadas. En la Planta Techo se ubican dos estanques elevados de almacenamiento de agua de concreto armado de aproximadamente 10 mil litros de capacidad cada uno, los mismos están ubicados hacia el lado del techo que da a la fachada transversal secundaria o posterior de la edificación.

4.8.3.2.- Módulo Anexo

El Módulo Anexo posee cinco ejes longitudinales (de la F a la J) y seis ejes transversales (04, 05, 13, 14, 15, 16). En total son 16 columnas de concreto armado, con secciones de 25 cm x 60 cm, 25 cm x 50 cm y de 25 cm x 25 cm. Las vigas perimetrales del anexo son de 25 cm x 60 cm. En la zona perimetral se detectaron vigas de corona de sección 25 cm x 40 cm que sostienen los sectores de pared que se hallan sobre las ventanas.

El Módulo Anexo está constituido por un comedor de 10,55 m x 10,35 m, una zona de cocina, baño y vestidores de 10,35 m x 6,55 m. La entrada principal de este módulo se encuentra en el pasillo que lo comunica con el edificio de aulas. Posee una entrada secundaria, la cual conduce a la cocina. Las vigas de este pasillo son la extensión de las vigas de los ejes 4

y 5 del Módulo Principal. Las vigas del pasillo sostienen una losa nervada de 25 cm de espesor armada en la misma dirección que las losas del Módulo Principal. En el comedor la altura de entrepiso es de 4,50 m, pero en el área destinada a la cocina es de 3,60 m. La losa de techo en el área del comedor es de 25 cm de espesor está armada en ambas direcciones, aligerada con bloques de arcilla. En la zona de la cocina la losa es de 25 cm de espesor nervada, armada en la dirección longitudinal, aligerada con bloques de arcilla. Las ventanas del comedor son de cara a cara de columna, las mismas son de 1,80 m de altura y se encuentran ubicadas a 0,38 m de la losa de piso. Las ventanas de la cocina también son de cara a cara de columna, se ubican a 1,60 m de la losa de piso y poseen una altura de 0,80 m. En el Módulo Anexo las paredes son de 30 cm de espesor, constituidas por ladrillos de arcilla de 6 cm x 12 cm x 25 cm frisadas por ambas caras.

4.8.3.3.- Materiales

Las propiedades de los materiales se estimaron con base a una recopilación de información correspondiente a edificaciones escolares en Venezuela de similar antigüedad. El concreto utilizado para la construcción de los elementos estructurales se estima con una resistencia promedio a compresión de 163 Kgf/cm², en vigas, columnas y losas [Del Re, 2006].

El acero utilizado para el armado longitudinal de los elementos estructurales se estima con un límite elástico $f_y = 2400$ Kgf/cm² (clasificación A-24) y para el armado transversal $f_y = 2800$ Kgf/cm² (clasificación A-28) [Del Re, 2006].

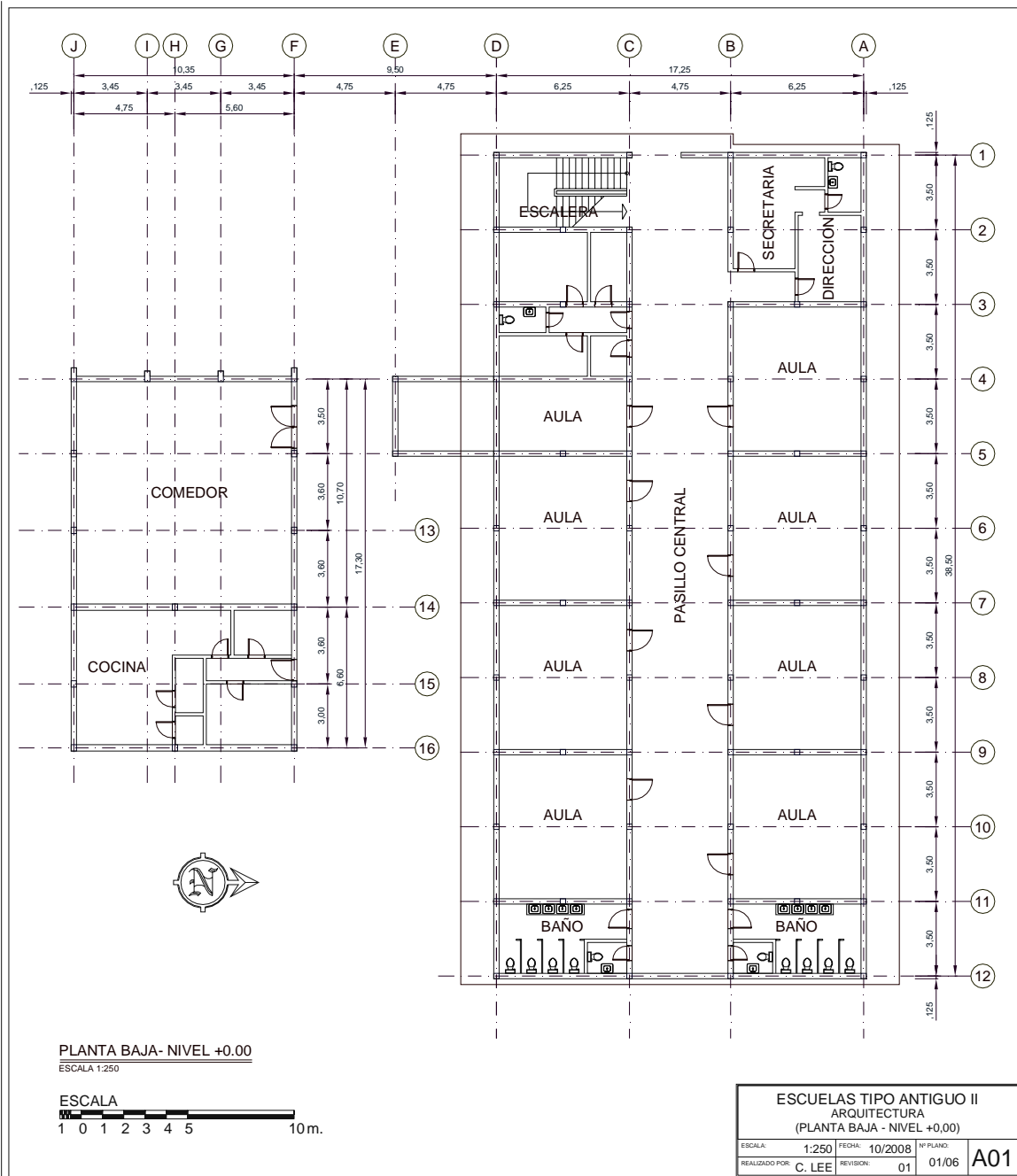
Con base a las exploraciones efectuadas y a la información encontrada en planos de un edificio del mismo tipo, se adoptó como acero longitudinal en columnas: 4 barras de 1/2", 4 barras de 5/8", cuatro barras de 3/4" y seis barras de 1/2" en cada columna, dependiendo del tipo y ubicación. Todas las barras longitudinales se consideraron estriadas en base a lo evidenciado en estructuras similares de la época y a lo observado en una de las columnas de la Escuela Ambrosio Plaza, de Guarenas, cuyo acero estaba expuesto.

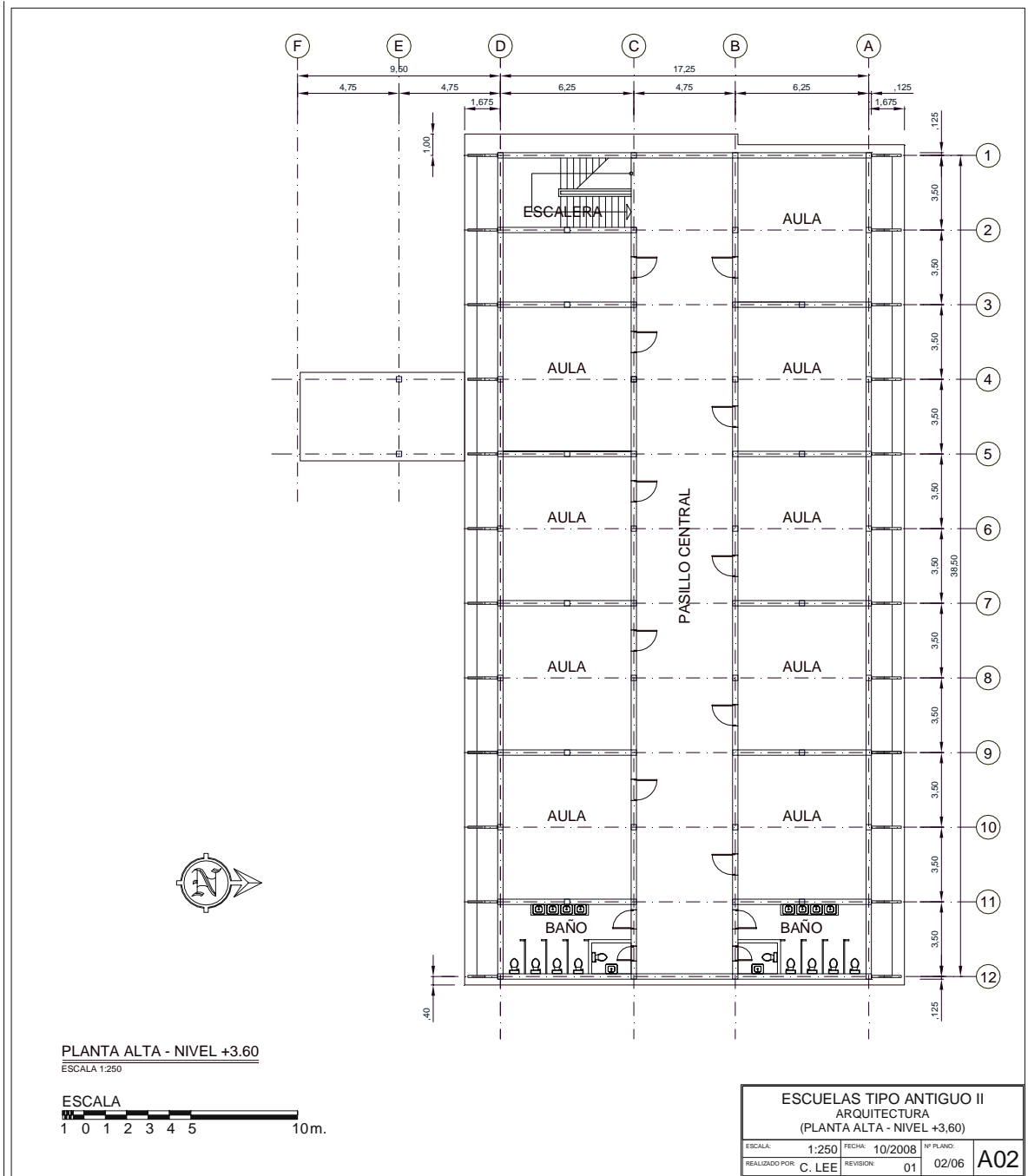
De la misma forma, con base a las exploraciones efectuadas y a la información encontrada en los planos antes nombrados, se adoptó como acero longitudinal en vigas longitudinales: 2 barras de 1/2" en ambas caras. Y para vigas transversales: 4 barras de 3/4" más 1 de 7/8" como acero inferior y 2 barras de 3/4" más dos de 5/8" como acero superior. Todas las barras longitudinales se consideraron estriadas en base a lo evidenciado en estructuras similares de la época y por similitud al acero evidenciado en columnas.

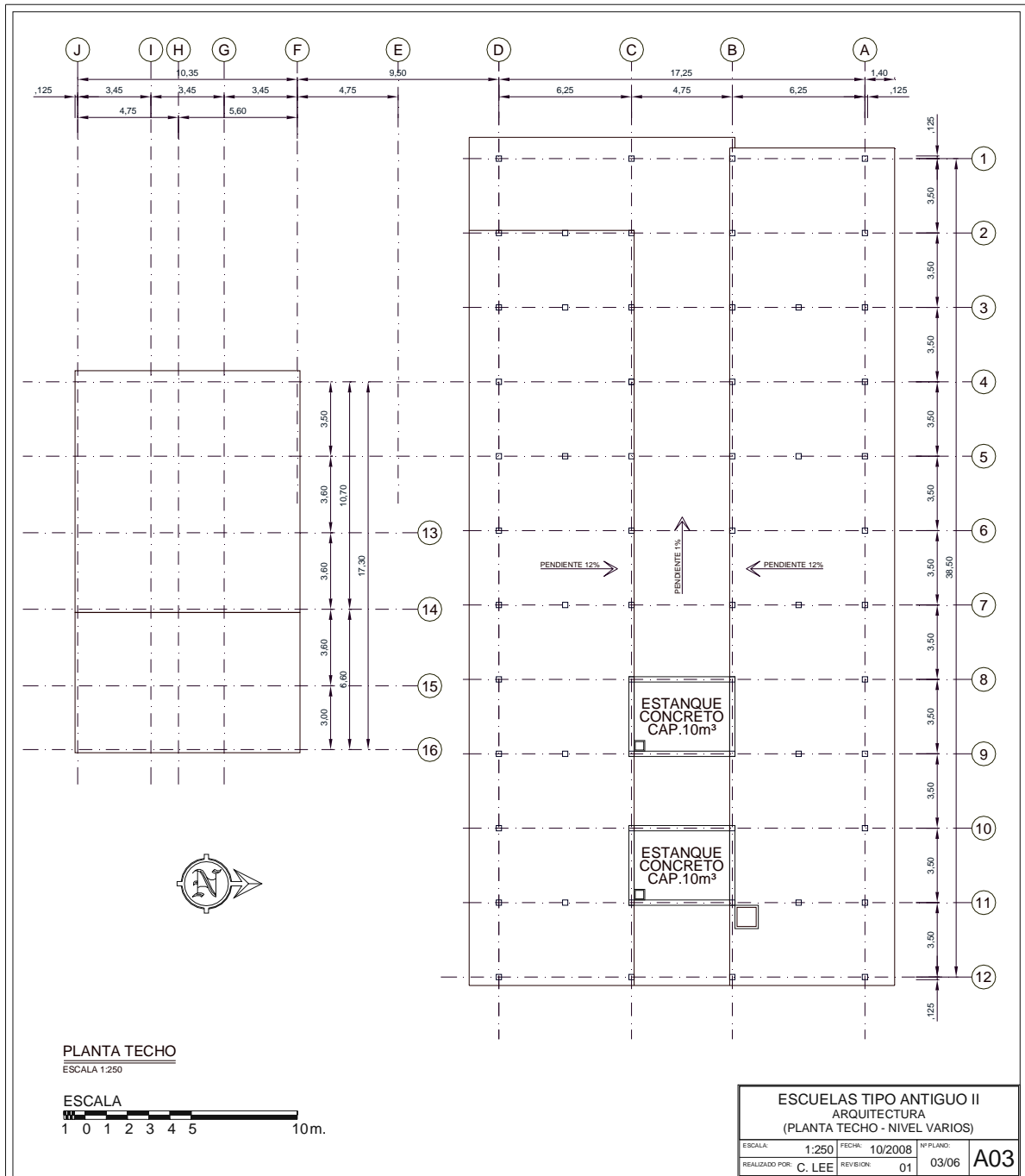
El acero transversal presente en columnas (ligaduras) y en vigas (estribos) tiene un diámetro de 1/4" y son barras lisas. Todas las barras de refuerzo transversal en columnas están separadas en promedio cada 25 cm de eje a eje y en vigas cada 20 cm en promedio de eje a eje, en toda la longitud de los elementos, valores obtenidos de las mediciones hechas in situ con el detector de metales. No se detectó la existencia de zonas con menor espaciamiento o zonas de confinamiento entre barras de refuerzo transversal para vigas o columnas. Es importante acotar que según las mediciones realizadas con el detector de metales, se pudo apreciar que existe una gran irregularidad en la disposición del acero transversal existente en las columnas de las edificaciones, llegando a variar de 15 a 35 cm en su separación.

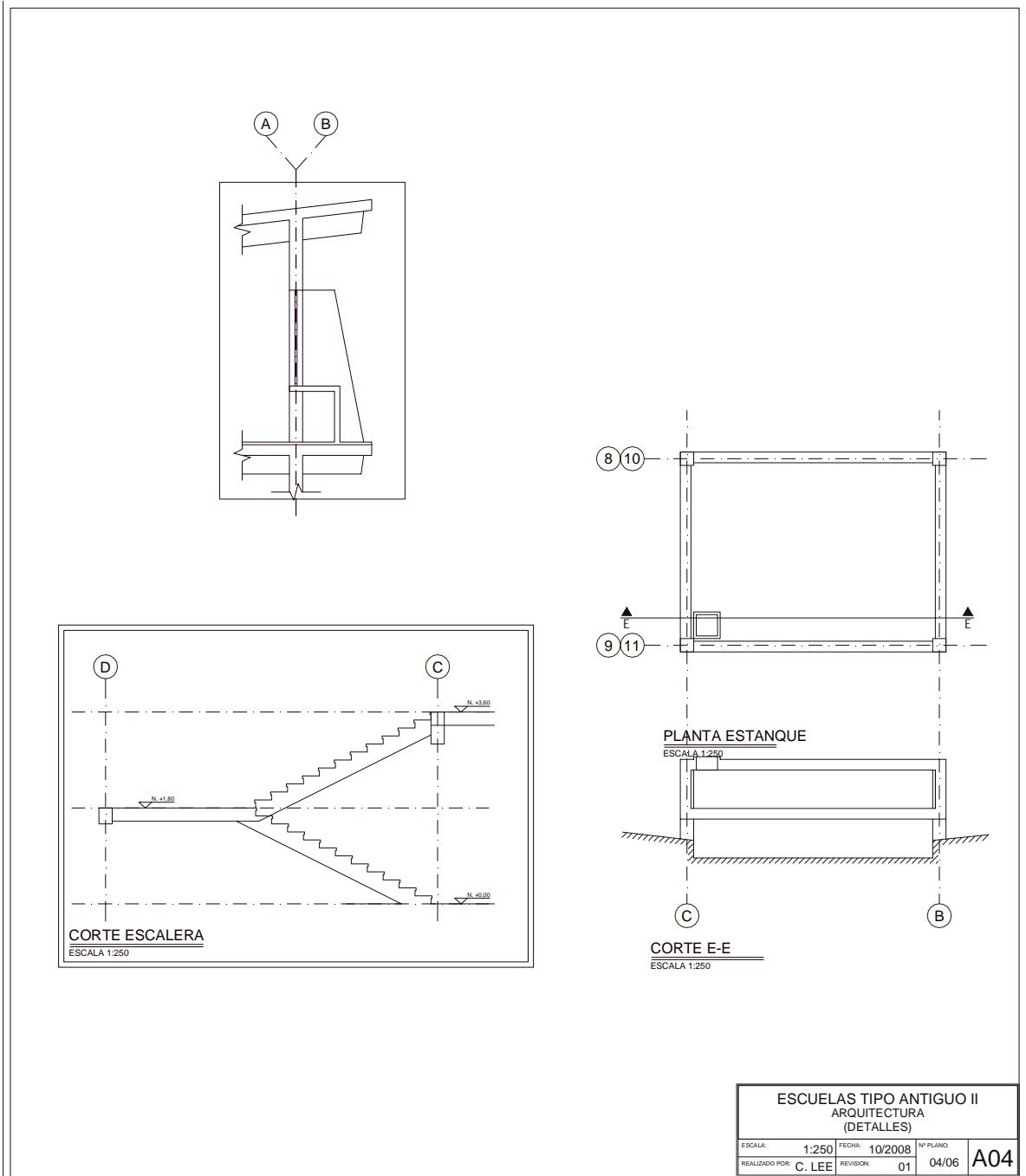
Se consideró un módulo de elasticidad de la mampostería de bloques de arcilla de 20.000 Kgf/cm² y un módulo de elasticidad de la mampostería de ladrillo de 80.000 Kgf/cm² [Fundación ICA, 1999].

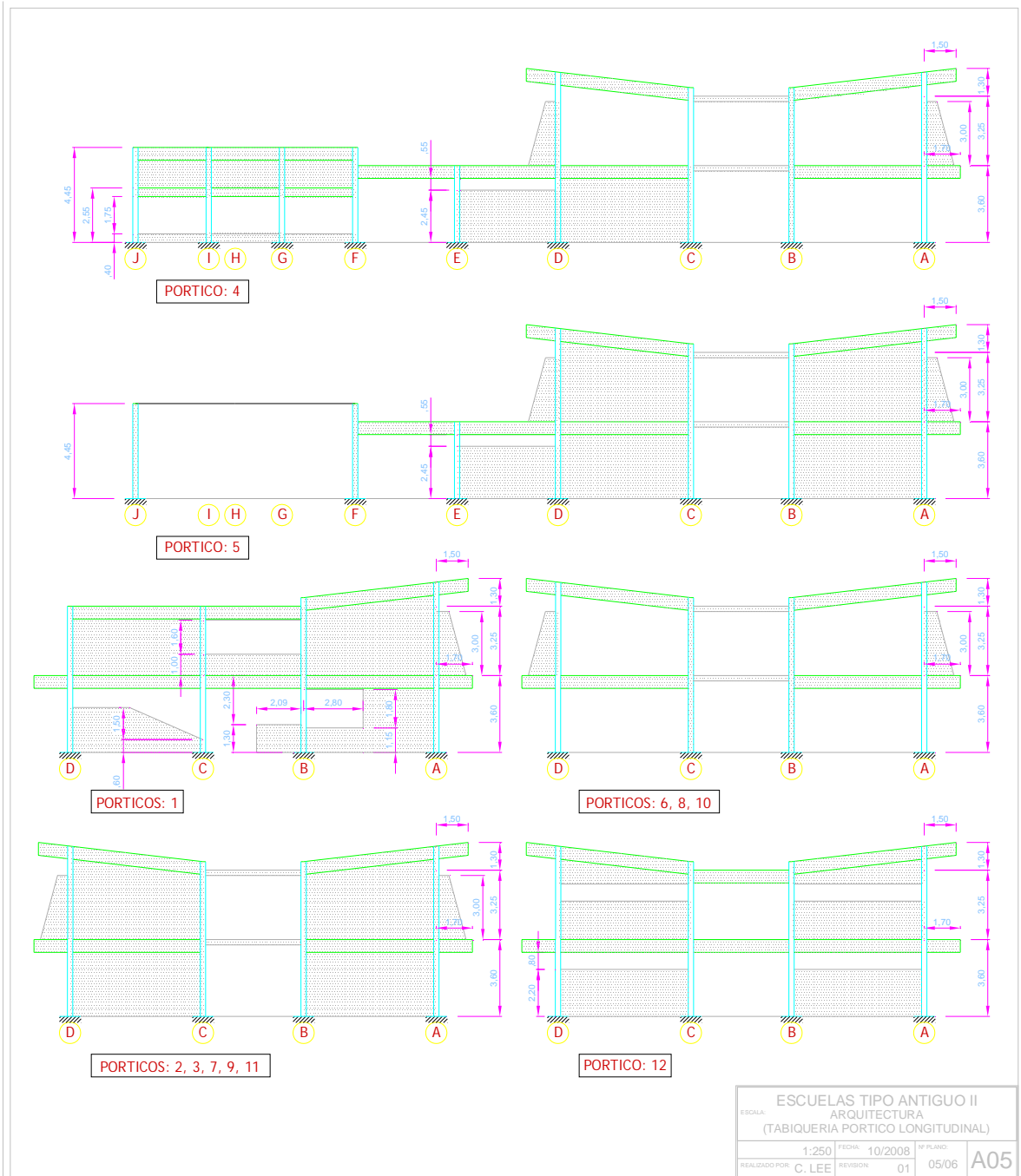
4.8.3.4.- Planos de Arquitectura y Estructura

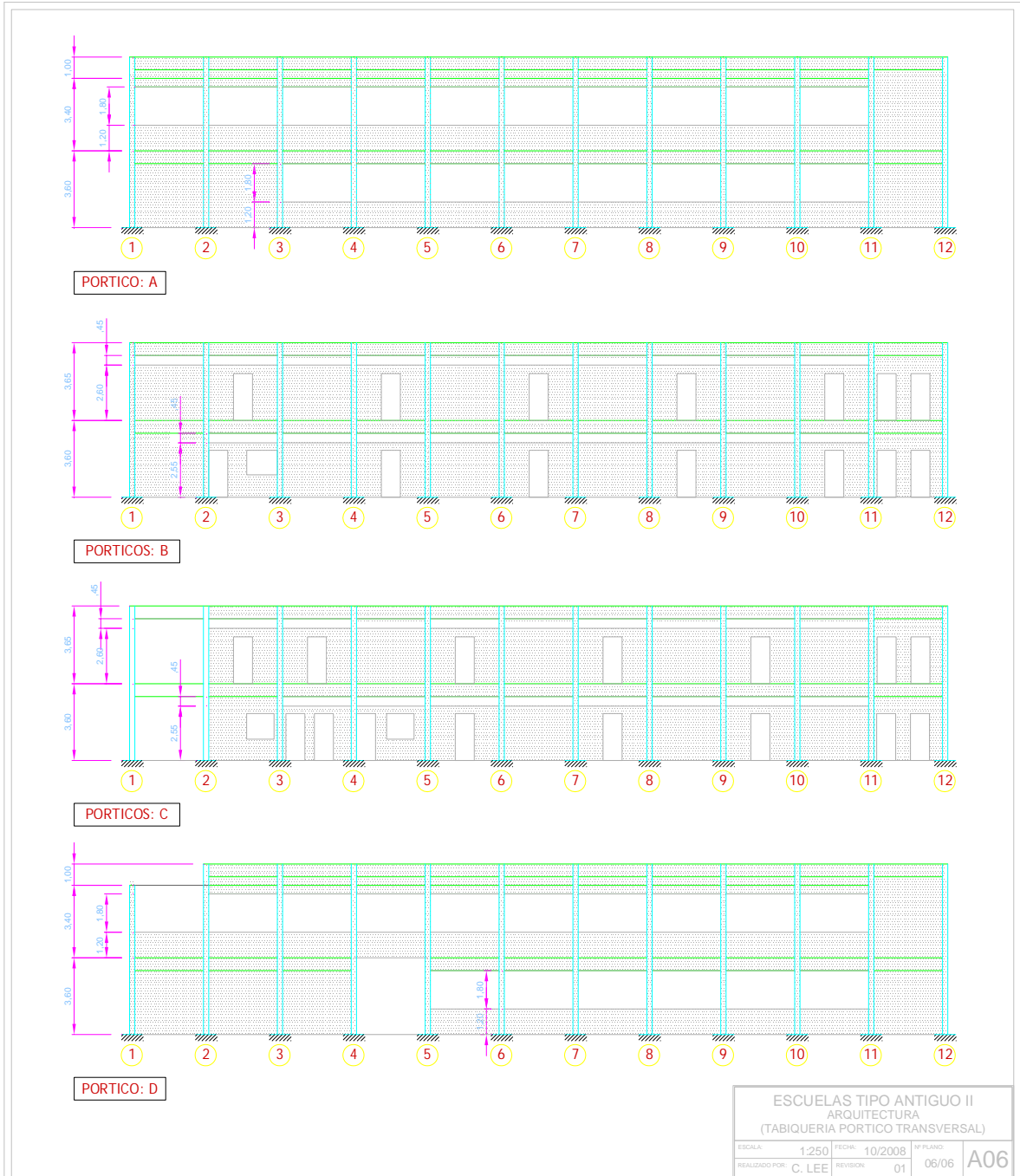


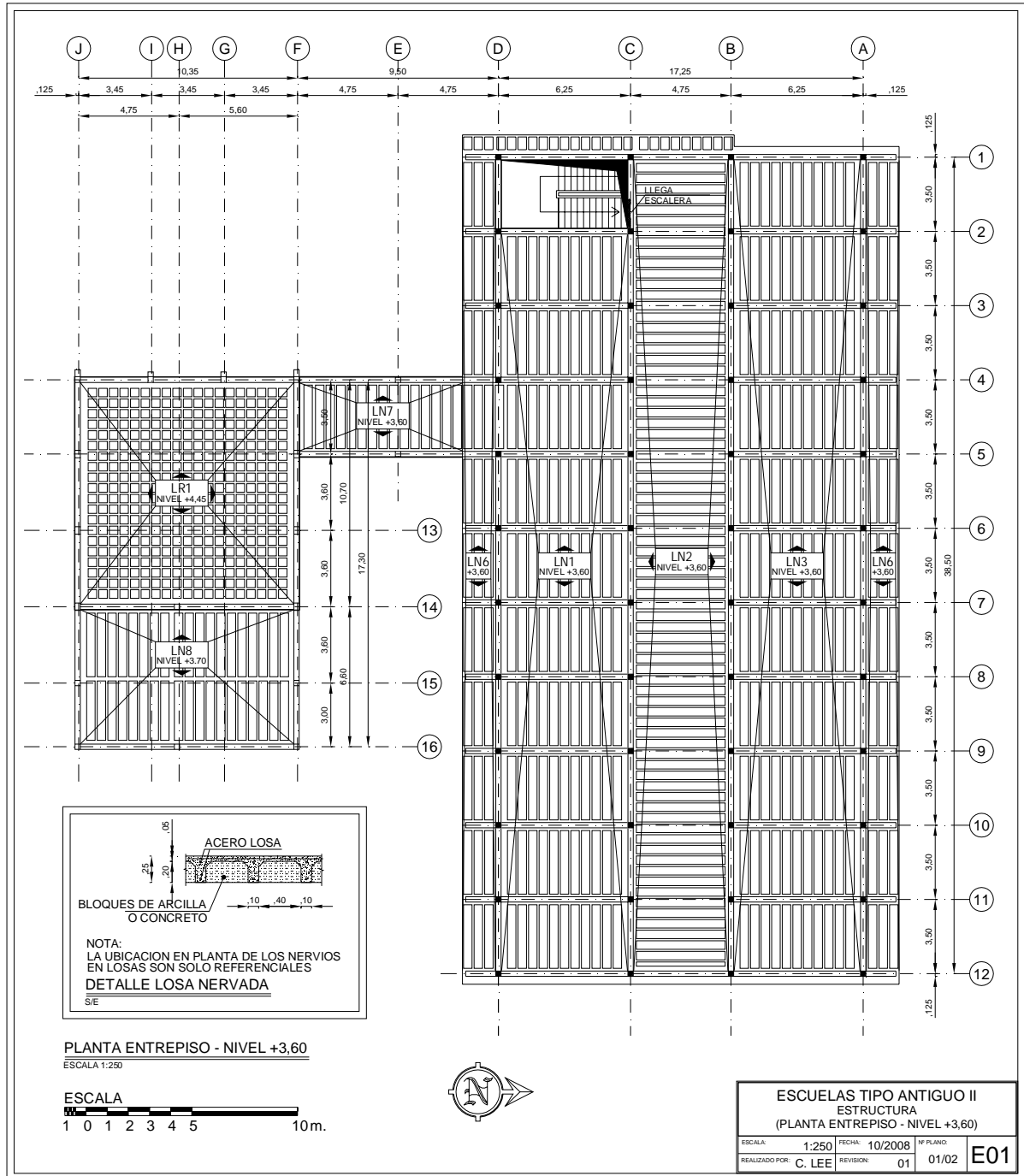


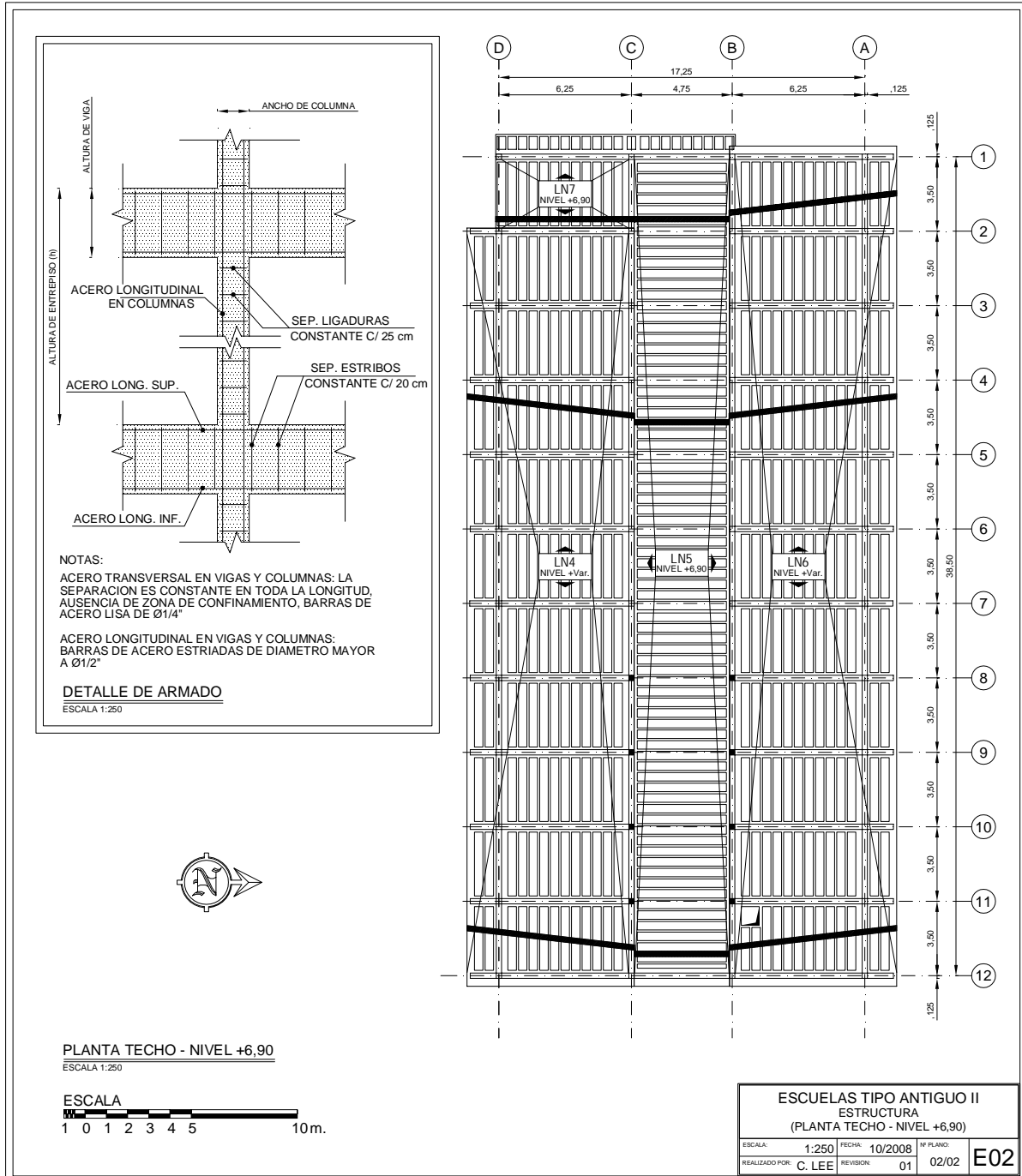












4.8.4. – Evaluación Sismorresistente

4.8.4.1.- Modelos Matemáticos

4.8.4.1.1.- Idealización de la Estructura

Con la información recabada se elaboraron modelos detallados de la estructura, incluyendo las paredes de mampostería que están enmarcadas por los pórticos. Las cargas variables nominales se toman de la Norma [COVENIN, 1998], a saber 400 kgf/m² en aulas, 300 kgf/m² en pasillos y 500 kgf/m² en escaleras. Como cargas variables efectivas durante un sismo se considera el 50% de la carga variable de servicio correspondiente a edificaciones educacionales, a excepción del techo donde se tomó el 0% de la misma, de acuerdo con la Norma COVENIN 1756 vigente [COVENIN, 2001]. Se cargó la estructura distribuyendo los pesos propios de losas, paredes, parasoles y la carga variable sobre las vigas correspondientes, incluyendo el peso propio de los elementos estructurales (vigas y columnas) que se asocian a ese nivel. El peso de los estanques fue asignado a las columnas que lo soportan directamente. El peso del edificio es de aproximadamente 1.500 toneladas.

Se supondrán juntas rígidas en los elementos estructurales de concreto armado, con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas.

Se supuso un empotramiento perfecto de las columnas en el nivel del terreno para una simplificación de cálculo.

En cuanto a la inercia de los elementos a adoptar para los modelos a estudiar, se utilizó por un lado el 100% de la inercia de la sección gruesa correspondiente a una sección no dañada y por otro lado un valor que corresponda con el estado de agrietamiento esperado durante la respuesta a los sismos (considerando un periodo de retorno de 500 años) según lo estipulado en la Norma COVENIN. Para los efectos de los modelos realizados se tomó para vigas 40% de la inercia de la sección gruesa y para columnas el 60%.

4.8.4.1.2.- Modelado de la Mampostería y Bielas Equivalentes

Se tomaron los tres pórticos representativos de la estructura más sus respectivas configuraciones de mampostería, creándose en total once modelos de dos columnas y una viga, con mampostería igual a la existente en la estructura, las paredes se modelaron con elementos finitos, empotrados en la base y al pórtico (ver Figura 4.8.16). Se aplicó una carga lateral igual a 10.000 Kg. en la parte superior del marco y se midió su desplazamiento.

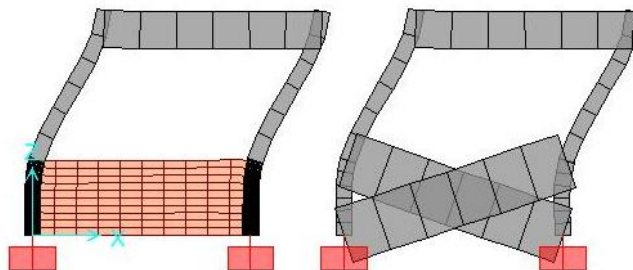


Figura 4.8.16. Modelado de la Mampostería. Del lado Izquierdo modelado con elementos finitos y del lado derecho modelado con bielas equivalentes.

Posteriormente a los mismos pórticos descritos anteriormente, pero en este caso la rigidez de la mampostería se modeló con un par de bielas equivalentes, colocadas en la dirección de las diagonales de la pared, con espesor de 25 cm. y que solo transmiten fuerza axial al pórtico. El ancho de las bielas “W” fue variado hasta obtener el mismo desplazamiento tope para los 10.000 Kg. aplicados en los modelos con elementos finitos.

Los anchos resultantes obtenidos por el uso de bielas equivalentes con el programa SAP 2000 fueron comparados y ajustados con los valores obtenidos por el método de Klingner [Pauley y Priestley 1992]. Estos valores de “W” (mostrados en la Tabla 4.8.1) fueron ajustados según la bibliografía consultada para representar la rigidez inicial de la mampostería confinada.

Tabla 4.8.1 Resumen de Resultados del Análisis de la Mampostería con el Método de la Biela Equivalente Tomando en Consideración Dos Diagonales [cm.]

| Bielas Equivalentes | | | | | | | | |
|-------------------------|----|------|------------------------|----|------|----------------|----|------|
| Pórticos Longitudinales | | | Pórticos Transversales | | | Pórticos Anexo | | |
| h | w | w/d | h | w | w/d | h | w | w/d |
| 360 | 58 | 0,25 | 350 | 50 | 0,26 | 300 | 52 | 0,22 |
| 260 | 29 | 0,13 | 230 | 33 | 0,17 | 180 | 21 | 0,09 |
| 120 | 25 | 0,11 | 140 | 20 | 0,10 | 105 c/p | 15 | 0,07 |
| 260 c/p | 12 | 0,05 | - | - | - | - | - | - |

4.8.4.1.3.- Modelos Matemáticos

Se realizaron seis modelos de la edificación en los que se variaron algunos elementos para evaluar su influencia en las propiedades dinámicas de la estructura. Los elementos a variar son: la inclusión de los efectos de rigidez y resistencia de la tabiquería, la conexión del Módulo Anexo al Módulo Principal y la reducción de la inercia de los elementos estructurales (Ver Tabla 4.8.2).

Tabla 4.8.2. Modelos a utilizar para el Análisis.

| Modelo | Modulo Anexo | Paredes | Inercia |
|--------|--------------|---------|----------|
| 1 | No | No | Gruesa |
| 2 | Si | No | Gruesa |
| 3 | No | Si | Gruesa |
| 4 | Si | Si | Gruesa |
| 5 | No | Si | Reducida |
| 6 | Si | Si | Reducida |
| 7 | No | No | Reducida |
| 8 | Si | No | Reducida |

4.8.4.1.4.- Acción Sísmica

El espectro utilizado para el análisis posee un Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_0) igual a 0,40 correspondiente a una zona sísmica 7 o de peligro sísmico elevado como es el caso de las escuelas ubicadas en Carúpano y Cumaná. El Factor de Importancia (α) usado fue de 1,30 por ser edificación educacional (Grupo A). Las respuestas a ambas componentes sísmicas horizontales definidas por el mismo espectro se combinaron con el criterio de la raíz de la suma de los cuadrados [COVENIN, 2001].

Para la selección del Factor de Reducción de Respuesta (R) se considera que la capacidad global del sistema para disipar energía es baja. Tomando en cuenta la antigüedad de la construcción (década de 1950) se adoptó un valor de R igual a 2, el cual se puede asociar a una ductilidad admisible del edificio del mismo orden.

Con el fin de obtener resultados conservadores aplicables en cualquier escuela Tipo Antiguo II, se estudiaron todos los casos de formas espectrales aplicables eligiéndose el tipo de suelo más desfavorable para cada uno de los modelos realizados (Ver Figura 4.8.17).

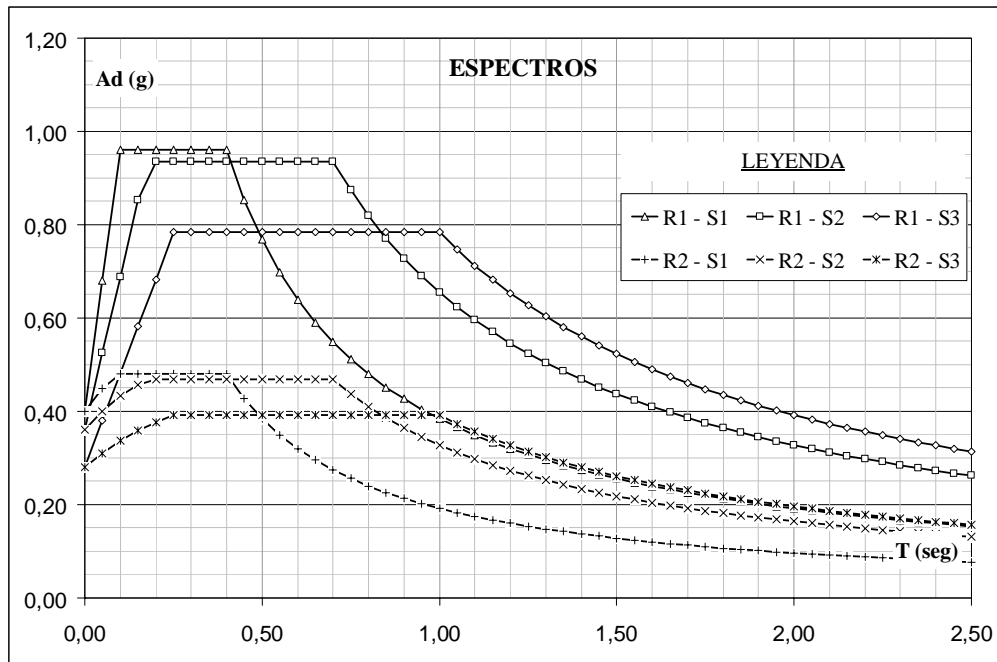


Figura 4.8.17. Espectros utilizados para el análisis.

4.8.4.2.- Respuesta Dinámica, Períodos y Modos de Vibración.

Se determinó la respuesta sísmica mediante el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel descrito en la Norma [COVENIN, 2001]. Los cálculos se realizaron con ayuda del programa SAP2000 [CSI, 2004]. En la Tabla 4.8.3 se presentan los períodos de los seis primeros modos de vibración de cada modelo del edificio.

Tabla 4.8.3. Períodos (seg.) de los primeros seis modos de vibración por modelo.

| Modelo | Modos | | | | | |
|--------|-------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 0,95 | 0,93 | 0,84 | 0,39 | 0,38 | 0,34 |
| 2 | 0,94 | 0,86 | 0,65 | 0,40 | 0,36 | 0,36 |
| 3 | 0,35 | 0,27 | 0,23 | 0,15 | 0,11 | 0,09 |
| 4 | 0,35 | 0,27 | 0,23 | 0,15 | 0,11 | 0,09 |
| 5 | 0,38 | 0,28 | 0,23 | 0,16 | 0,11 | 0,09 |
| 6 | 0,38 | 0,34 | 0,27 | 0,17 | 0,15 | 0,14 |
| 7 | 1,24 | 1,20 | 1,10 | 0,50 | 0,50 | 0,43 |
| 8 | 1,23 | 1,13 | 0,86 | 0,52 | 0,47 | 0,46 |

En los Modelos N°1, N°3 y N°5 se observa un gran desacoplamiento en los grados de libertad (x, y, θ) en los tres primeros modos de vibración. Siendo los primeros dos modos de vibración netamente traslacionales y para el tercer modo presentar una componente rotacional principalmente. Los siguientes modos 4, 5 y 6 muestran la típica inversión de movimientos del nivel entrepiso con respecto al techo.

En los Modelos N°3 y N°4 se destaca la influencia o efecto de la tabiquería en la rigidez global de la estructura y por consiguiente en el comportamiento dinámico de la misma. Comparando con los modelos N°1 y N°2 observamos una disminución del período fundamental de 0,95 a 0,35 segundos al incluir la tabiquería. Además la mampostería afecta considerablemente la forma de la vibración, puesto que cambia totalmente la dirección principal del desplazamiento modal, por ejemplo, para los Modelos sin paredes la dirección del desplazamiento modal para el primer modo es netamente transversal, pero al incluir la rigidez de las paredes, esta pasa a ser totalmente longitudinal.

Al evaluar la acción del anexo en los Modelos N°2, N°4 y N°6 se observa un cambio en el comportamiento del edificio en comparación a los Modelos sin Modulo Anexo N°1, N°3 y N°5. El período en cada uno de los modos disminuye apenas perceptiblemente, las traslaciones se mantienen en lo que a dirección se refiere, pero las rotaciones acopladas aumentan considerablemente tal como era de esperar por la naturaleza excéntrica de la geometría del Modulo Anexo y como así queda demostrado con las masas participativas rotacionales.

En los Modelos N°5, N°6, N°7 y N°8 se evidencia el efecto de la inercia en los elementos estructurales dentro del comportamiento dinámico global de la estructura. Comparando con los modelos N°7 y N°8 contra los modelos N°1 y N°2 observamos un aumento en el período fundamental de 0,95 a 1,24 segundos al considerar el área gruesa agrietada. Además, nuevamente la mampostería demuestra su importancia en el comportamiento dinámico, comparando los modelos N°5 y N°6 contra los modelos N°3 y N°4, observamos muy pocos cambios en los periodos y formas modales, esto es debido a que al incluir la rigidez de las paredes, esta es mas preponderante que las rigideces brindada por los elementos estructurales de concreto armado.

4.8.4.3.- Desplazamientos y Derivas

Se revisaron en la estructura los máximos desplazamientos y sus derivas máximas asociadas, producidas por las cargas sísmicas puras en ambas direcciones horizontales ortogonales (Sismo en dirección Transversal y Longitudinal), para cada modelo y cada entrepiso, considerando un Factor de Reducción de Respuesta R=2. (Ver Tabla 4.8.4 y 4.8.5)

Tabla 4.8.4. Desplazamientos máximos (mm) en cada dirección y en cada entrepiso para cada Modelo.

| MODELO | Planta Alta | | Planta Baja | |
|--------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| | Transversal | Longitudinal | Transversal | Longitudinal |
| 1 | 151 | 120 | 83 | 67 |
| 2 | 136 | 98 | 69 | 61 |
| 3 | 13 | 18 | 7 | 8 |
| 4 | 21 | 19 | 11 | 9 |
| 5 | 14 | 30 | 7 | 8 |
| 6 | 24 | 31 | 12 | 10 |
| 7 | 221 | 234 | 109 | 115 |
| 8 | 199 | 145 | 100 | 90 |

En el modelo sin paredes e inercia gruesa las derivas máximas se encuentran en el orden de 50 por mil, valores que son muy elevados y exceden cuatro veces el valor límite de 12 por mil impuesto por la norma vigente para edificaciones educacionales. En los modelos con paredes las derivas disminuyen debido al aumento considerable de rigidez ocasionado por el efecto de las paredes de mampostería; estas derivas pasan a estar por debajo de las admisibles, no excediendo el valor de 4 por mil.

En los Modelos donde se considera el Módulo Anexo conectado al Módulo Principal, se puede observar que el cambio de geometría introduce una disminución apenas perceptible en las derivas máximas de entrepiso, a pesar de la aparición de un importante comportamiento torsional no deseado en la edificación.

Tabla 4.8.5. Derivas máximas (‰) en cada dirección y en cada entrepiso para cada Modelo.

| MODELO | Planta Alta | | Planta Baja | |
|--------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| | Transversal | Longitudinal | Transversal | Longitudinal |
| 1 | 25 | 30 | 37 | 30 |
| 2 | 25 | 14 | 31 | 27 |
| 3 | 2 | 4 | 3 | 3 |
| 4 | 4 | 4 | 5 | 4 |
| 5 | 2 | 8 | 3 | 4 |
| 6 | 3 | 8 | 4 | 5 |
| 7 | 40 | 44 | 48 | 51 |
| 8 | 37 | 21 | 35 | 27 |

4.8.4.4.- Análisis Estático No Lineal Aproximado. Relación Demanda Capacidad.

Se determinó el cociente demanda/capacidad en términos del cortante basal. La demanda de fuerza cortante se determinó utilizando un análisis elástico lineal utilizando para ello un espectro reducido con un factor de $R=2$, que es característica en estructuras de esta edad.

La capacidad o cortante resistente fue estimada suponiendo un modo de falla global asociado a la falla individual de todas las columnas del entrepiso en consideración. La fuerza resistente de cada columna (V) es la menor obtenida en el análisis en cada dirección y en cada sentido, entre las fuerzas cortantes asociadas a dos posibles modos de falla, una falla frágil V_F (por cortante) o a una falla dúctil V_D (por flexión). La fuerza cortante resistente de cada entrepiso es por tanto la suma de las fuerzas cortantes que resisten cada una de las columnas.

La fuerza cortante resistida por el concreto bajo un modo de falla frágil V_F se calculó siguiendo lo estipulado por la Norma COVENIN 1753 para el caso de falla por corte. Donde el corte resistente V_F de una sección de concreto armado según la Norma viene dado por la fuerza cortante resistida por el concreto V_c más la fuerza cortante resistida por el acero V_s :

$$V_F = V_c + V_s \quad [4.8.01]$$

Los valores de V_c y V_s están también especificados en la Norma COVENIN 1753 de la siguiente manera:

$$V_c = 0,53 \cdot \left[1 + 0,007 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right] \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad [4.8.02]$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad [4.8.03]$$

N_u : Fuerza Axial resultante del Análisis de Cargas.

A_g : Área gruesa de la sección transversal.

b : Ancho de la sección transversal.

d : Altura útil de la sección transversal.

A_v : Área de acero transversal.

s : Separación del acero transversal.

Considerando que las columnas poseen una sección cuadrada “b” de 25 cm de lado, una altura útil “d” de 22,5 cm, que por ende el área gruesa “A_g” es de 625 cm²; que el armado transversal según la información existente consiste en ligaduras simples cerradas de acero de diámetro 1/4” que se traduce en un área “A_v” de 0,32 cm² por rama, separados a cada “s” 25 cm, entonces tendríamos que:

$$V_F = 0,53 \cdot \left[1 + 0,007 \cdot \frac{N_u}{625} \right] \sqrt{163} \cdot 25 \cdot 22,5 + \frac{0,32 \cdot 2800 \cdot 22,5}{25} \cdot 2$$

$$V_F = 5419 + 0,0426 N_u \quad [4.8.04]$$

La fuerza cortante resistente proveniente de un modo de falla dúctil V_D se estudió para cada dirección y sentido de análisis, esta fuerza cortante fue calculada con la siguiente fórmula:

$$V_D = 2 \cdot \frac{M_y}{H} \quad [4.8.05]$$

M_y: Momento resistente por fuerzas axial bajo la acción de cargas mayoradas.

H: Altura libre de la columna.

Las fuerzas axiales en las columnas fueron estimadas considerando las cargas variables y permanentes actuantes mayoradas en la estructura según la combinación de carga 1.4 CP + 1.7 CV, sin considerar el efecto de la acción sísmica. Con estas fuerzas axiales se determinaron los momentos resistentes en la base de las columnas mediante el uso de sus correspondientes diagramas de interacción. Los diagramas de interacción se muestran en la Figura 4.8.17.

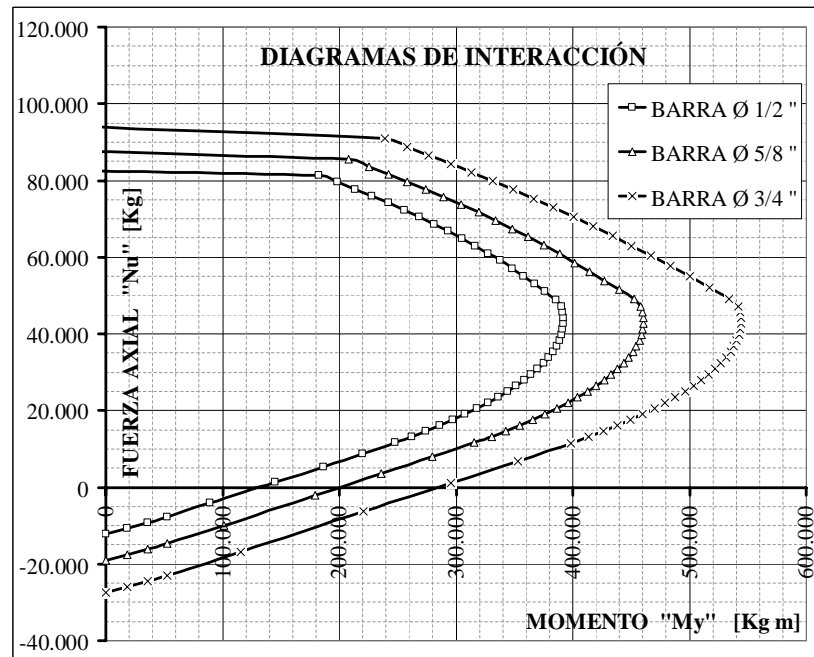


Figura 4.8.17. Diagramas de Interacción para columnas de 25x25 cm. Acero Longitudinal de 4 barras de acero Ø 1/2”, Ø 5/8” y Ø 3/4”

La Tabla 4.8.6 presenta el cociente demanda/capacidad para el edificio sin anexo y sin paredes (Modelo 7), con inercia reducida y en cada dirección. Promediando los cocientes se obtiene un valor de 5,5 el cual indica que la demanda excede aproximadamente en seis veces la capacidad considerada como admisible para este edificio.

Tabla 4.8.6. Tabla Resumen. Cociente Demanda/Capacidad. Estructura Modulo Principal sin Anexo. Sin Paredes (Modelo 7).

| | | Demanda T_f | Capacidad T_f | Demanda / Capacidad |
|-------------|----------------|------------------|--------------------|---------------------|
| Planta Baja | V TRANSVERSAL | 753 | 136 | 5,5 |
| | V LONGITUDINAL | 760 | 136 | 5,6 |

Cuando se consideran las paredes (Modelo 5) dentro de los pórticos, los resultados cambian sustancialmente como se indica en la Tabla 4.8.7. El cortante resistente global aumenta debido al incremento de los cortantes resistentes de las columnas, que al ser bastante más cortas no pueden desarrollar su capacidad a flexión y fallan frágilmente por cortante. Como resultado, el valor promedio de la demanda para ambas direcciones es aproximadamente 2,7 veces la capacidad. Debe sin embargo destacarse que la estructura aun siendo más resistente por la presencia de las paredes, posee un comportamiento bastante más frágil que la estructura sin paredes. La capacidad global es únicamente dada por las columnas, no se incorpora la resistencia adicional dada por las paredes, esta resistencia adicional es considerada más adelante. Las paredes solo brindan rigidez a la estructura.

Tabla 4.8.7. Tabla Resumen. Cociente Demanda/Capacidad. Estructura Modulo Principal sin Anexo. Con Paredes (Modelo 5).

| | | Demanda T_f | Capacidad T_f | Demanda / Capacidad |
|-------------|----------------|------------------|--------------------|---------------------|
| Planta Baja | V TRANSVERSAL | 789 | 271 | 2,9 |
| | V LONGITUDINAL | 753 | 304 | 2,5 |

En las Tablas 4.8.8 a la 4.8.11, se presentan todos los valores y resultados obtenidos durante la evaluación de la demanda y capacidad, para cada uno de los modelos, de manera detallada.

4.8.4.5.- Cumplimiento con la norma Covenin 1756

Las paredes de relleno de 25 cm de espesor están enmarcadas por los pórticos y tienen una gran influencia en la rigidez del edificio, ocasionando una reducción del período fundamental de 0,95 a 0,35 segundos para los modelos con inercia guesa y de 1,24 a 0,38 segundos en los modelos con inercia reducida. Se observa que el efecto de la pérdida de inercia por agrietamiento de la sección en los elementos estructurales provoca una flexibilización significativa. La mayoría de estas paredes generan columnas cortas, potenciando un mayor comportamiento frágil en la estructura que de por sí posee una muy

poca capacidad de disipación de energía. Además cambian completamente la dirección del modo fundamental de la estructura.

El Modulo Anexo no produce cambio significativo en los periodos modales, pero si introduce una componente rotacional importante en cada uno de los modos de vibración.

Las derivas máximas del edificio, calculadas para las acciones sísmicas estipuladas en la zona 7 de la norma venezolana vigente, se encuentran aproximadamente cuatro veces por encima de los valores permisibles cuando se considera la estructura sin paredes. Al incorporar las paredes las derivas cumplen holgadamente las máximas permitidas, demostrando el efecto rigidizador de las mismas.

La relación demanda/capacidad en términos del cortante de entrepiso de la estructura sin paredes, excede 5,5 veces el valor considerado como tolerable para esta edificación. Al incorporar las paredes la demanda de cortante en las columnas se reduce sensiblemente y es aproximadamente 2,7 veces la capacidad, aun cuando debe destacarse que a pesar de ser la estructura más resistente su comportamiento pasa a ser indeseablemente más frágil.

Debido al pobre desempeño de los pórticos una posible opción de adecuación estructural consistiría en utilizar las paredes como elementos sismorresistentes, suministrándoles el refuerzo necesario para garantizar su estabilidad y su capacidad de deformación, resolviendo previamente las indeseadas situaciones de columnas cortas.

Aún cuando la masa de los tanques de agua no influye significativamente sobre las propiedades dinámicas y la respuesta global de la edificación, es recomendable sin embargo eliminarlos a fin de disminuir su influencia local en las sollicitaciones sobre las columnas que lo soportan.

El Módulo Principal posee un mejor comportamiento dinámico cuando se encuentra desconectado del Módulo Anexo, por su regularidad y simetría. La conexión introduce una respuesta torsional indeseable por lo que se recomienda su separación tal como existe en otras escuelas del mismo tipo.

Parta evitar el desprendimiento de trozos o secciones completas de los parasoles durante la ocurrencia de sismos, se recomienda anclarlos adecuadamente a la estructura o en su defecto sustituirlos por elementos más livianos.

A continuación se muestran las tablas 4.8.8 a la 4.8.11 con los valores utilizados para la obtención de los cocientes Demanda/Capacidad tanto para los modelos “Sin Paredes” como los modelos “Con Paredes”.

Tabla 4.8.8. Modelo: Modulo Principal sin Anexo – Sin Paredes – Demanda

| NODO | | SISMO DIRECCIÓN TRANSVERSAL | | | SISMO DIRECCIÓN LONGITUDINAL | | | CASO CARGA VERTICAL 1,4 CM +1,7 CV | | |
|-------|-------|-----------------------------|-----------------|-----------------|------------------------------|-----------------|-----------------|---------------------------------------|------------|---------------|
| Eje | Junta | Caso de Carga | V TRANSV Kgf | V LONGIT Kgf | Caso de Carga | V TRANSV Kgf | V LONGIT Kgf | Caso de Carga | N u Kgf | M y Kgf cm |
| 1 A | 3 | SX | 7.689 | 2.530 | SY | 2.449 | 9.896 | CONC01 | 26.442 | 345.087 |
| 1 B | 7 | SX | 8.134 | 1.092 | SY | 2.584 | 9.336 | CONC01 | 34.598 | 362.080 |
| 1 C | 11 | SX | 8.175 | 1.113 | SY | 2.595 | 9.032 | CONC01 | 35.364 | 363.675 |
| 1 D | 14 | SX | 7.526 | 7.269 | SY | 2.478 | 24.919 | CONC01 | 29.417 | 351.286 |
| 2 A | 20 | SX | 7.736 | 2.674 | SY | 2.130 | 10.484 | CONC01 | 45.854 | 564.635 |
| 2 B | 24 | SX | 7.644 | 1.172 | SY | 2.106 | 10.032 | CONC01 | 52.074 | 511.518 |
| 2 C | 28 | SX | 7.748 | 1.165 | SY | 2.119 | 9.522 | CONC01 | 41.149 | 375.727 |
| 2 D | 32 | SX | 7.733 | 7.200 | SY | 2.061 | 24.701 | CONC01 | 34.959 | 362.831 |
| 3 A | 41 | SX | 7.891 | 2.629 | SY | 1.819 | 10.261 | CONC01 | 33.436 | 359.658 |
| 3 B | 45 | SX | 7.802 | 1.132 | SY | 1.798 | 9.773 | CONC01 | 38.989 | 371.227 |
| 3 C | 49 | SX | 7.657 | 1.190 | SY | 1.763 | 9.651 | CONC01 | 53.981 | 369.121 |
| 3 D | 51 | SX | 8.276 | 1.151 | SY | 2.285 | 5.828 | CONC01 | 28.418 | 349.205 |
| 4 A | 53 | SX | 7.770 | 2.738 | SY | 1.792 | 9.413 | CONC01 | 49.396 | 528.925 |
| 4 B | 61 | SX | 7.951 | 2.661 | SY | 1.477 | 10.430 | CONC01 | 41.827 | 554.569 |
| 4 C | 65 | SX | 7.795 | 1.159 | SY | 1.450 | 9.951 | CONC01 | 47.371 | 388.690 |
| 4 D | 69 | SX | 7.960 | 1.161 | SY | 1.480 | 9.503 | CONC01 | 37.005 | 367.094 |
| 5 A | 73 | SX | 8.052 | 2.529 | SY | 1.509 | 8.615 | CONC01 | 28.605 | 349.594 |
| 5 B | 81 | SX | 8.314 | 2.630 | SY | 1.212 | 10.267 | CONC01 | 32.808 | 358.350 |
| 5 C | 85 | SX | 8.213 | 1.134 | SY | 1.199 | 9.789 | CONC01 | 39.074 | 371.405 |
| 5 D | 89 | SX | 8.220 | 1.168 | SY | 1.199 | 9.512 | CONC01 | 38.275 | 369.740 |
| 6 A | 91 | SX | 8.344 | 1.154 | SY | 1.923 | 6.391 | CONC01 | 35.723 | 539.308 |
| 6 B | 93 | SX | 8.313 | 2.528 | SY | 1.199 | 8.633 | CONC01 | 30.358 | 525.895 |
| 6 C | 101 | SX | 8.576 | 2.661 | SY | 993 | 10.429 | CONC01 | 32.528 | 531.320 |
| 11 Ap | 105 | SX | 8.399 | 1.159 | SY | 974 | 9.947 | CONC01 | 43.389 | 380.394 |
| 6 D | 109 | SX | 8.401 | 1.187 | SY | 977 | 9.637 | CONC01 | 47.503 | 568.759 |
| 7 A | 113 | SX | 8.577 | 2.729 | SY | 994 | 9.380 | CONC01 | 39.596 | 372.492 |
| 7 B | 123 | SX | 9.137 | 2.630 | SY | 927 | 10.267 | CONC01 | 26.226 | 344.638 |
| 7 C | 127 | SX | 9.021 | 1.134 | SY | 915 | 9.790 | CONC01 | 38.141 | 369.460 |
| 7 D | 131 | SX | 9.021 | 1.162 | SY | 915 | 9.489 | CONC01 | 40.328 | 374.017 |
| 8 A | 135 | SX | 9.137 | 2.668 | SY | 926 | 9.126 | CONC01 | 30.858 | 527.145 |
| 8 B | 143 | SX | 9.552 | 2.661 | SY | 994 | 10.428 | CONC01 | 41.310 | 553.276 |
| 8 C | 147 | SX | 9.346 | 1.159 | SY | 972 | 9.947 | CONC01 | 57.725 | 474.786 |
| 8 D | 151 | SX | 9.346 | 1.187 | SY | 972 | 9.637 | CONC01 | 57.835 | 474.075 |
| 9 A | 153 | SX | 8.510 | 1.142 | SY | 1.589 | 5.814 | CONC01 | 29.683 | 351.839 |
| 9 B | 155 | SX | 9.552 | 2.705 | SY | 994 | 9.294 | CONC01 | 41.665 | 376.801 |
| 9 C | 163 | SX | 10.266 | 2.630 | SY | 1.214 | 10.269 | CONC01 | 33.847 | 360.515 |
| 9 D | 167 | SX | 10.130 | 1.135 | SY | 1.198 | 9.794 | CONC01 | 50.984 | 388.602 |
| 10 A | 171 | SX | 10.130 | 1.162 | SY | 1.198 | 9.493 | CONC01 | 50.925 | 518.985 |
| 10 B | 175 | SX | 10.266 | 2.673 | SY | 1.214 | 9.144 | CONC01 | 33.724 | 534.309 |
| 10 C | 183 | SX | 10.780 | 2.659 | SY | 1.479 | 10.419 | CONC01 | 41.482 | 553.705 |
| 10 D | 187 | SX | 10.546 | 1.156 | SY | 1.447 | 9.928 | CONC01 | 58.861 | 467.405 |
| 11 A | 189 | SX | 8.793 | 1.144 | SY | 1.271 | 5.820 | CONC01 | 34.976 | 362.867 |
| 11 B | 191 | SX | 10.546 | 1.184 | SY | 1.447 | 9.619 | CONC01 | 58.854 | 337.450 |
| 11 C | 195 | SX | 10.779 | 2.704 | SY | 1.479 | 9.287 | CONC01 | 41.497 | 376.452 |
| 11 D | 203 | SX | 11.594 | 2.648 | SY | 1.814 | 10.346 | CONC01 | 36.521 | 366.085 |
| 12 A | 207 | SX | 11.493 | 1.153 | SY | 1.807 | 9.892 | CONC01 | 51.898 | 382.662 |
| 11 Cp | 211 | SX | 11.493 | 1.184 | SY | 1.802 | 9.586 | CONC01 | 51.872 | 382.832 |
| 12 B | 213 | SX | 8.799 | 1.155 | SY | 1.281 | 6.396 | CONC01 | 35.985 | 539.962 |
| 12 C | 215 | SX | 11.594 | 2.691 | SY | 1.822 | 9.214 | CONC01 | 36.553 | 541.383 |
| 12 D | 223 | SX | 11.954 | 2.523 | SY | 2.102 | 9.944 | CONC01 | 26.624 | 345.466 |
| 9 Ap | 227 | SX | 12.664 | 1.119 | SY | 2.226 | 9.384 | CONC01 | 31.090 | 354.771 |
| 9 Cp | 231 | SX | 12.664 | 1.156 | SY | 2.226 | 9.083 | CONC01 | 31.101 | 354.795 |
| 7 Ap | 235 | SX | 11.954 | 2.565 | SY | 2.102 | 8.871 | CONC01 | 26.611 | 345.439 |
| 7 Cp | 241 | SX | 9.678 | 1.155 | SY | 981 | 6.397 | CONC01 | 32.096 | 356.866 |
| 5 Ap | 244 | SX | 9.678 | 1.175 | SY | 981 | 5.931 | CONC01 | 36.876 | 366.826 |
| 5 Cp | 248 | SX | 10.880 | 1.155 | SY | 1.288 | 6.398 | CONC01 | 37.435 | 367.990 |
| 4 Cp | 251 | SX | 10.880 | 1.177 | SY | 1.288 | 5.937 | CONC01 | 37.422 | 367.962 |
| 3 Ap | 254 | SX | 12.306 | 1.164 | SY | 1.929 | 6.440 | CONC01 | 39.540 | 372.376 |
| 2 Cp | 257 | SX | 12.306 | 1.186 | SY | 1.931 | 5.975 | CONC01 | 39.549 | 372.394 |

Tabla 4.8.9. Modelo: Modulo Principal sin Anexo – Sin Paredes – Capacidad

| NODO | | FALLA FRAGIL DIR. TRANSV & LONGIT | | | FALLA DÚCTIL DIR. TRANSV | | MINIMO [V _F & V _D] | FALLA DÚCTIL DIR. LONGIT | MINIMO [V _F & V _D] | |
|-------|-------|--------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------|--|-----------------------------|--|--------------------------|
| Eje | Junta | V _c Kgf | V _s Kgf | V _F Kgf | H cm | V _D Kgf | V _{REAL} Kgf | H cm | V _D Kgf | V _{REAL} Kgf |
| 1 A | 3 | 4.933 | 1.596 | 6.530 | 360 | 1.917 | 1.917 DUCTIL | 360 | 1.917 | 1.917 DUCTIL |
| 1 B | 7 | 5.281 | 1.596 | 6.877 | 360 | 2.012 | 2.012 DUCTIL | 360 | 2.012 | 2.012 DUCTIL |
| 1 C | 11 | 5.314 | 1.596 | 6.910 | 360 | 2.020 | 2.020 DUCTIL | 360 | 2.020 | 2.020 DUCTIL |
| 1 D | 14 | 5.060 | 1.596 | 6.656 | 360 | 1.952 | 1.952 DUCTIL | 360 | 1.952 | 1.952 DUCTIL |
| 2 A | 20 | 5.761 | 1.596 | 7.357 | 360 | 3.137 | 3.137 DUCTIL | 360 | 3.137 | 3.137 DUCTIL |
| 2 B | 24 | 6.026 | 1.596 | 7.622 | 360 | 2.842 | 2.842 DUCTIL | 360 | 2.842 | 2.842 DUCTIL |
| 2 C | 28 | 5.560 | 1.596 | 7.157 | 360 | 2.087 | 2.087 DUCTIL | 360 | 2.087 | 2.087 DUCTIL |
| 2 D | 32 | 5.296 | 1.596 | 6.893 | 360 | 2.016 | 2.016 DUCTIL | 360 | 2.016 | 2.016 DUCTIL |
| 3 A | 41 | 5.232 | 1.596 | 6.828 | 360 | 1.998 | 1.998 DUCTIL | 360 | 1.998 | 1.998 DUCTIL |
| 3 B | 45 | 5.468 | 1.596 | 7.064 | 360 | 2.062 | 2.062 DUCTIL | 360 | 2.062 | 2.062 DUCTIL |
| 3 C | 49 | 6.107 | 1.596 | 7.704 | 360 | 2.051 | 2.051 DUCTIL | 360 | 2.051 | 2.051 DUCTIL |
| 3 D | 51 | 5.018 | 1.596 | 6.614 | 360 | 1.940 | 1.940 DUCTIL | 360 | 1.940 | 1.940 DUCTIL |
| 4 A | 53 | 5.912 | 1.596 | 7.508 | 360 | 2.938 | 2.938 DUCTIL | 360 | 2.938 | 2.938 DUCTIL |
| 4 B | 61 | 5.589 | 1.596 | 7.185 | 360 | 3.081 | 3.081 DUCTIL | 360 | 3.081 | 3.081 DUCTIL |
| 4 C | 65 | 5.826 | 1.596 | 7.422 | 360 | 2.159 | 2.159 DUCTIL | 360 | 2.159 | 2.159 DUCTIL |
| 4 D | 69 | 5.384 | 1.596 | 6.980 | 360 | 2.039 | 2.039 DUCTIL | 360 | 2.039 | 2.039 DUCTIL |
| 5 A | 73 | 5.026 | 1.596 | 6.622 | 360 | 1.942 | 1.942 DUCTIL | 360 | 1.942 | 1.942 DUCTIL |
| 5 B | 81 | 5.205 | 1.596 | 6.801 | 360 | 1.991 | 1.991 DUCTIL | 360 | 1.991 | 1.991 DUCTIL |
| 5 C | 85 | 5.472 | 1.596 | 7.068 | 360 | 2.063 | 2.063 DUCTIL | 360 | 2.063 | 2.063 DUCTIL |
| 5 D | 89 | 5.438 | 1.596 | 7.034 | 360 | 2.054 | 2.054 DUCTIL | 360 | 2.054 | 2.054 DUCTIL |
| 6 A | 91 | 5.329 | 1.596 | 6.925 | 360 | 2.996 | 2.996 DUCTIL | 360 | 2.996 | 2.996 DUCTIL |
| 6 B | 93 | 5.100 | 1.596 | 6.696 | 360 | 2.922 | 2.922 DUCTIL | 360 | 2.922 | 2.922 DUCTIL |
| 6 C | 101 | 5.193 | 1.596 | 6.789 | 360 | 2.952 | 2.952 DUCTIL | 360 | 2.952 | 2.952 DUCTIL |
| 11 Ap | 105 | 5.656 | 1.596 | 7.252 | 360 | 2.113 | 2.113 DUCTIL | 360 | 2.113 | 2.113 DUCTIL |
| 6 D | 109 | 5.831 | 1.596 | 7.427 | 360 | 3.160 | 3.160 DUCTIL | 360 | 3.160 | 3.160 DUCTIL |
| 7 A | 113 | 5.494 | 1.596 | 7.090 | 360 | 2.069 | 2.069 DUCTIL | 360 | 2.069 | 2.069 DUCTIL |
| 7 B | 123 | 4.924 | 1.596 | 6.520 | 360 | 1.915 | 1.915 DUCTIL | 360 | 1.915 | 1.915 DUCTIL |
| 7 C | 127 | 5.432 | 1.596 | 7.028 | 360 | 2.053 | 2.053 DUCTIL | 360 | 2.053 | 2.053 DUCTIL |
| 7 D | 131 | 5.525 | 1.596 | 7.122 | 360 | 2.078 | 2.078 DUCTIL | 360 | 2.078 | 2.078 DUCTIL |
| 8 A | 135 | 5.122 | 1.596 | 6.718 | 360 | 2.929 | 2.929 DUCTIL | 360 | 2.929 | 2.929 DUCTIL |
| 8 B | 143 | 5.567 | 1.596 | 7.163 | 360 | 3.074 | 3.074 DUCTIL | 360 | 3.074 | 3.074 DUCTIL |
| 8 C | 147 | 6.267 | 1.596 | 7.863 | 360 | 2.638 | 2.638 DUCTIL | 360 | 2.638 | 2.638 DUCTIL |
| 8 D | 151 | 6.272 | 1.596 | 7.868 | 360 | 2.634 | 2.634 DUCTIL | 360 | 2.634 | 2.634 DUCTIL |
| 9 A | 153 | 5.072 | 1.596 | 6.668 | 360 | 1.955 | 1.955 DUCTIL | 360 | 1.955 | 1.955 DUCTIL |
| 9 B | 155 | 5.582 | 1.596 | 7.178 | 360 | 2.093 | 2.093 DUCTIL | 360 | 2.093 | 2.093 DUCTIL |
| 9 C | 163 | 5.249 | 1.596 | 6.845 | 360 | 2.003 | 2.003 DUCTIL | 360 | 2.003 | 2.003 DUCTIL |
| 9 D | 167 | 5.980 | 1.596 | 7.576 | 360 | 2.159 | 2.159 DUCTIL | 360 | 2.159 | 2.159 DUCTIL |
| 10 A | 171 | 5.977 | 1.596 | 7.573 | 360 | 2.883 | 2.883 DUCTIL | 360 | 2.883 | 2.883 DUCTIL |
| 10 B | 175 | 5.244 | 1.596 | 6.840 | 360 | 2.968 | 2.968 DUCTIL | 360 | 2.968 | 2.968 DUCTIL |
| 10 C | 183 | 5.575 | 1.596 | 7.171 | 360 | 3.076 | 3.076 DUCTIL | 360 | 3.076 | 3.076 DUCTIL |
| 10 D | 187 | 6.315 | 1.596 | 7.912 | 360 | 2.597 | 2.597 DUCTIL | 360 | 2.597 | 2.597 DUCTIL |
| 11 A | 189 | 5.297 | 1.596 | 6.893 | 360 | 2.016 | 2.016 DUCTIL | 360 | 2.016 | 2.016 DUCTIL |
| 11 B | 191 | 6.315 | 1.596 | 7.911 | 360 | 1.875 | 1.875 DUCTIL | 360 | 1.875 | 1.875 DUCTIL |
| 11 C | 195 | 5.575 | 1.596 | 7.171 | 360 | 2.091 | 2.091 DUCTIL | 360 | 2.091 | 2.091 DUCTIL |
| 11 D | 203 | 5.363 | 1.596 | 6.959 | 360 | 2.034 | 2.034 DUCTIL | 360 | 2.034 | 2.034 DUCTIL |
| 12 A | 207 | 6.019 | 1.596 | 7.615 | 360 | 2.126 | 2.126 DUCTIL | 360 | 2.126 | 2.126 DUCTIL |
| 11 Cp | 211 | 6.017 | 1.596 | 7.614 | 360 | 2.127 | 2.127 DUCTIL | 360 | 2.127 | 2.127 DUCTIL |
| 12 B | 213 | 5.340 | 1.596 | 6.936 | 360 | 3.000 | 3.000 DUCTIL | 360 | 3.000 | 3.000 DUCTIL |
| 12 C | 215 | 5.364 | 1.596 | 6.961 | 360 | 3.008 | 3.008 DUCTIL | 360 | 3.008 | 3.008 DUCTIL |
| 12 D | 223 | 4.941 | 1.596 | 6.537 | 360 | 1.919 | 1.919 DUCTIL | 360 | 1.919 | 1.919 DUCTIL |
| 9 Ap | 227 | 5.132 | 1.596 | 6.728 | 360 | 1.971 | 1.971 DUCTIL | 360 | 1.971 | 1.971 DUCTIL |
| 9 Cp | 231 | 5.132 | 1.596 | 6.728 | 360 | 1.971 | 1.971 DUCTIL | 360 | 1.971 | 1.971 DUCTIL |
| 7 Ap | 235 | 4.941 | 1.596 | 6.537 | 360 | 1.919 | 1.919 DUCTIL | 360 | 1.919 | 1.919 DUCTIL |
| 7 Cp | 241 | 5.174 | 1.596 | 6.771 | 360 | 1.983 | 1.983 DUCTIL | 360 | 1.983 | 1.983 DUCTIL |
| 5 Ap | 244 | 5.378 | 1.596 | 6.974 | 360 | 2.038 | 2.038 DUCTIL | 360 | 2.038 | 2.038 DUCTIL |
| 5 Cp | 248 | 5.402 | 1.596 | 6.998 | 360 | 2.044 | 2.044 DUCTIL | 360 | 2.044 | 2.044 DUCTIL |
| 4 Cp | 251 | 5.401 | 1.596 | 6.998 | 360 | 2.044 | 2.044 DUCTIL | 360 | 2.044 | 2.044 DUCTIL |
| 3 Ap | 254 | 5.492 | 1.596 | 7.088 | 360 | 2.069 | 2.069 DUCTIL | 360 | 2.069 | 2.069 DUCTIL |
| 2 Cp | 257 | 5.492 | 1.596 | 7.088 | 360 | 2.069 | 2.069 DUCTIL | 360 | 2.069 | 2.069 DUCTIL |

Tabla 4.8.10. Modelo: Modulo Principal sin Anexo – Con Paredes – Demanda

| NODO | | SISMO DIRECCIÓN TRANSVERSAL | | | SISMO DIRECCIÓN LONGITUDINAL | | | CASO CARGA VERTICAL 1,4 CM +1,7 CV | | |
|-------|-------|-----------------------------|-----------------|-----------------|------------------------------|-----------------|-----------------|---------------------------------------|------------|---------------|
| Eje | Junta | Caso de Carga | V TRANSV Kgf | V LONGIT Kgf | Caso de Carga | V TRANSV Kgf | V LONGIT Kgf | Caso de Carga | N u Kgf | M y Kgf cm |
| 1 A | 3 | SX | 2.249 | 6.304 | SY | 25 | 23.128 | CONC01 | 27.401 | 347.085 |
| 1 B | 7 | SX | 13.788 | 3.053 | SY | 2.086 | 19.715 | CONC01 | 37.607 | 368.348 |
| 1 C | 11 | SX | 3.857 | 97 | SY | 60 | 1.093 | CONC01 | 34.435 | 361.740 |
| 1 D | 14 | SX | 830 | 5.885 | SY | 171 | 24.352 | CONC01 | 30.034 | 352.571 |
| 2 A | 20 | SX | 13.091 | 13.075 | SY | 2.435 | 42.245 | CONC01 | 44.338 | 560.844 |
| 2 B | 24 | SX | 13.045 | 1.760 | SY | 669 | 20.380 | CONC01 | 48.598 | 534.114 |
| 2 C | 28 | SX | 12.888 | 2.322 | SY | 571 | 21.655 | CONC01 | 41.112 | 375.649 |
| 2 D | 32 | SX | 12.884 | 12.607 | SY | 949 | 43.621 | CONC01 | 36.505 | 366.053 |
| 3 A | 41 | SX | 11.694 | 7.867 | SY | 692 | 23.581 | CONC01 | 35.432 | 363.817 |
| 3 B | 45 | SX | 11.552 | 943 | SY | 358 | 10.657 | CONC01 | 38.268 | 369.724 |
| 3 C | 49 | SX | 11.765 | 1.431 | SY | 607 | 24.017 | CONC01 | 52.149 | 381.029 |
| 3 D | 51 | SX | 11.747 | 12.992 | SY | 166 | 42.357 | CONC01 | 46.477 | 386.827 |
| 4 A | 53 | SX | 607 | 1.059 | SY | 24 | 3.327 | CONC01 | 40.779 | 551.947 |
| 4 B | 61 | SX | 589 | 623 | SY | 26 | 9.182 | CONC01 | 45.599 | 563.998 |
| 4 C | 65 | SX | 10.550 | 419 | SY | 434 | 7.452 | CONC01 | 36.545 | 366.136 |
| 4 D | 69 | SX | 10.601 | 7.033 | SY | 352 | 22.468 | CONC01 | 29.865 | 352.218 |
| 5 A | 73 | SX | 10.271 | 752 | SY | 135 | 2.343 | CONC01 | 34.226 | 361.304 |
| 5 B | 81 | SX | 10.156 | 776 | SY | 245 | 8.987 | CONC01 | 39.526 | 372.345 |
| 5 C | 85 | SX | 10.145 | 324 | SY | 222 | 6.074 | CONC01 | 38.130 | 369.438 |
| 5 D | 89 | SX | 10.261 | 320 | SY | 155 | 978 | CONC01 | 30.722 | 354.005 |
| 6 A | 91 | SX | 578 | 759 | SY | 8 | 2.249 | CONC01 | 40.743 | 551.858 |
| 6 B | 93 | SX | 561 | 733 | SY | 5 | 8.959 | CONC01 | 45.323 | 563.309 |
| 6 C | 101 | SX | 561 | 474 | SY | 6 | 9.512 | CONC01 | 45.733 | 564.334 |
| 11 Ap | 105 | SX | 26.762 | 151 | SY | 1.369 | 692 | CONC01 | 42.085 | 377.676 |
| 6 D | 109 | SX | 579 | 930 | SY | 8 | 2.959 | CONC01 | 41.349 | 553.372 |
| 7 A | 113 | SX | 10.840 | 745 | SY | 232 | 2.307 | CONC01 | 34.153 | 361.152 |
| 7 B | 123 | SX | 10.711 | 727 | SY | 130 | 8.990 | CONC01 | 41.020 | 375.459 |
| 7 C | 127 | SX | 10.713 | 540 | SY | 131 | 8.858 | CONC01 | 41.002 | 375.420 |
| 7 D | 131 | SX | 10.838 | 680 | SY | 232 | 2.220 | CONC01 | 33.889 | 360.603 |
| 8 A | 135 | SX | 661 | 759 | SY | 14 | 2.242 | CONC01 | 41.077 | 552.694 |
| 8 B | 143 | SX | 640 | 825 | SY | 17 | 8.944 | CONC01 | 55.204 | 491.176 |
| 8 C | 147 | SX | 640 | 361 | SY | 17 | 8.843 | CONC01 | 55.502 | 489.239 |
| 8 D | 151 | SX | 662 | 689 | SY | 14 | 2.133 | CONC01 | 41.067 | 552.668 |
| 9 A | 153 | SX | 13.149 | 756 | SY | 574 | 2.421 | CONC01 | 34.604 | 362.091 |
| 9 B | 155 | SX | 12.987 | 682 | SY | 488 | 8.960 | CONC01 | 49.268 | 399.756 |
| 9 C | 163 | SX | 12.990 | 587 | SY | 461 | 8.902 | CONC01 | 49.235 | 399.973 |
| 9 D | 167 | SX | 13.144 | 691 | SY | 595 | 2.317 | CONC01 | 34.653 | 362.194 |
| 10 A | 171 | SX | 822 | 985 | SY | 25 | 3.343 | CONC01 | 40.393 | 550.983 |
| 10 B | 175 | SX | 795 | 1.023 | SY | 35 | 9.586 | CONC01 | 56.465 | 482.980 |
| 10 C | 183 | SX | 796 | 305 | SY | 40 | 8.830 | CONC01 | 56.442 | 483.129 |
| 10 D | 187 | SX | 822 | 888 | SY | 45 | 3.194 | CONC01 | 40.450 | 551.125 |
| 11 A | 189 | SX | 16.469 | 6.665 | SY | 1.274 | 18.822 | CONC01 | 36.269 | 365.561 |
| 11 B | 191 | SX | 16.254 | 737 | SY | 318 | 6.499 | CONC01 | 49.114 | 400.759 |
| 11 C | 195 | SX | 16.242 | 877 | SY | 1.393 | 9.816 | CONC01 | 49.077 | 401.003 |
| 11 D | 203 | SX | 16.485 | 5.884 | SY | 538 | 17.874 | CONC01 | 36.874 | 366.820 |
| 12 A | 207 | SX | 4.757 | 4.703 | SY | 102 | 20.187 | CONC01 | 28.654 | 349.695 |
| 11 Cp | 211 | SX | 26.736 | 121 | SY | 5.084 | 660 | CONC01 | 42.141 | 377.795 |
| 12 B | 213 | SX | 4.570 | 795 | SY | 806 | 3.755 | CONC01 | 31.298 | 528.245 |
| 12 C | 215 | SX | 4.581 | 728 | SY | 275 | 3.078 | CONC01 | 31.236 | 528.089 |
| 12 D | 223 | SX | 4.754 | 4.019 | SY | 464 | 19.287 | CONC01 | 28.423 | 349.215 |
| 9 Ap | 227 | SX | 21.711 | 151 | SY | 1.495 | 694 | CONC01 | 41.115 | 375.655 |
| 9 Cp | 231 | SX | 21.680 | 121 | SY | 1.364 | 670 | CONC01 | 41.121 | 375.669 |
| 7 Ap | 235 | SX | 17.998 | 151 | SY | 757 | 694 | CONC01 | 38.308 | 369.809 |
| 7 Cp | 241 | SX | 17.977 | 121 | SY | 765 | 671 | CONC01 | 38.272 | 369.734 |
| 5 Ap | 244 | SX | 17.201 | 151 | SY | 105 | 695 | CONC01 | 37.973 | 369.110 |
| 5 Cp | 248 | SX | 17.007 | 117 | SY | 143 | 658 | CONC01 | 36.177 | 365.368 |
| 4 Cp | 251 | SX | 18.982 | 115 | SY | 2.477 | 651 | CONC01 | 30.482 | 353.504 |
| 3 Ap | 254 | SX | 19.400 | 152 | SY | 459 | 708 | CONC01 | 36.845 | 366.761 |
| 2 Cp | 257 | SX | 21.673 | 118 | SY | 2.884 | 651 | CONC01 | 30.101 | 352.711 |

Tabla 4.8.11. Modelo: Modulo Principal sin Anexo – Con Paredes – Capacidad

| NODO | | FALLA FRAGIL DIR. TRANSV & LONGIT | | | FALLA DÚCTIL DIR. TRANSV | | MINIMO [V _F & V _D] | FALLA DÚCTIL DIR. LONGIT | MINIMO [V _F & V _D] | |
|-------|-------|--------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------|--|-----------------------------|--|--------------------------|
| Eje | Junta | V _c Kgf | V _s Kgf | V _F Kgf | H cm | V _D Kgf | V _{REAL} Kgf | H cm | V _D Kgf | V _{REAL} Kgf |
| 1 A | 3 | 4.974 | 1.596 | 6.570 | 0 | ∞ | 6.570 | 0 | ∞ | 6.570 |
| 1 B | 7 | 5.409 | 1.596 | 7.006 | 230 | 3.203 | 3.203 | 0 | ∞ | 7.006 |
| 1 C | 11 | 5.274 | 1.596 | 6.870 | 300 | 2.412 | 2.412 | 360 | 2.010 | 2.010 |
| 1 D | 14 | 5.087 | 1.596 | 6.683 | 360 | 1.959 | 1.959 | 0 | ∞ | 6.683 |
| 2 A | 20 | 5.696 | 1.596 | 7.292 | 0 | ∞ | 7.292 | 0 | ∞ | 7.292 |
| 2 B | 24 | 5.878 | 1.596 | 7.474 | 360 | 2.967 | 2.967 | 45 | 23.738 | 7.474 |
| 2 C | 28 | 5.559 | 1.596 | 7.155 | 0 | ∞ | 7.155 | 0 | ∞ | 7.155 |
| 2 D | 32 | 5.362 | 1.596 | 6.959 | 360 | 2.034 | 2.034 | 0 | ∞ | 6.959 |
| 3 A | 41 | 5.317 | 1.596 | 6.913 | 0 | ∞ | 6.913 | 180 | 4.042 | 4.042 |
| 3 B | 45 | 5.438 | 1.596 | 7.034 | 360 | 2.054 | 2.054 | 45 | 16.432 | 7.034 |
| 3 C | 49 | 6.029 | 1.596 | 7.625 | 0 | ∞ | 7.625 | 200 | 3.810 | 3.810 |
| 3 D | 51 | 5.787 | 1.596 | 7.384 | 360 | 2.149 | 2.149 | 0 | ∞ | 7.384 |
| 4 A | 53 | 5.545 | 1.596 | 7.141 | 360 | 3.066 | 3.066 | 180 | 6.133 | 6.133 |
| 4 B | 61 | 5.750 | 1.596 | 7.346 | 360 | 3.133 | 3.133 | 45 | 25.067 | 7.346 |
| 4 C | 65 | 5.364 | 1.596 | 6.960 | 0 | ∞ | 6.960 | 45 | 16.273 | 6.960 |
| 4 D | 69 | 5.079 | 1.596 | 6.675 | 360 | 1.957 | 1.957 | 360 | 1.957 | 1.957 |
| 5 A | 73 | 5.265 | 1.596 | 6.861 | 0 | ∞ | 6.861 | 180 | 4.014 | 4.014 |
| 5 B | 81 | 5.491 | 1.596 | 7.087 | 360 | 2.069 | 2.069 | 45 | 16.549 | 7.087 |
| 5 C | 85 | 5.432 | 1.596 | 7.028 | 0 | ∞ | 7.028 | 45 | 16.419 | 7.028 |
| 5 D | 89 | 5.116 | 1.596 | 6.712 | 360 | 1.967 | 1.967 | 180 | 3.933 | 3.933 |
| 6 A | 91 | 5.543 | 1.596 | 7.139 | 360 | 3.066 | 3.066 | 180 | 6.132 | 6.132 |
| 6 B | 93 | 5.738 | 1.596 | 7.334 | 360 | 3.129 | 3.129 | 45 | 25.036 | 7.334 |
| 6 C | 101 | 5.756 | 1.596 | 7.352 | 360 | 3.135 | 3.135 | 45 | 25.081 | 7.352 |
| 11 Ap | 105 | 5.600 | 1.596 | 7.196 | 0 | ∞ | 7.196 | 360 | 2.098 | 2.098 |
| 6 D | 109 | 5.569 | 1.596 | 7.165 | 360 | 3.074 | 3.074 | 180 | 6.149 | 6.149 |
| 7 A | 113 | 5.262 | 1.596 | 6.858 | 0 | ∞ | 6.858 | 180 | 4.013 | 4.013 |
| 7 B | 123 | 5.555 | 1.596 | 7.151 | 360 | 2.086 | 2.086 | 45 | 16.687 | 7.151 |
| 7 C | 127 | 5.554 | 1.596 | 7.150 | 0 | ∞ | 7.150 | 45 | 16.685 | 7.150 |
| 7 D | 131 | 5.251 | 1.596 | 6.847 | 360 | 2.003 | 2.003 | 180 | 4.007 | 4.007 |
| 8 A | 135 | 5.557 | 1.596 | 7.153 | 360 | 3.071 | 3.071 | 180 | 6.141 | 6.141 |
| 8 B | 143 | 6.160 | 1.596 | 7.756 | 360 | 2.729 | 2.729 | 45 | 21.830 | 7.756 |
| 8 C | 147 | 6.172 | 1.596 | 7.768 | 360 | 2.718 | 2.718 | 45 | 21.744 | 7.768 |
| 8 D | 151 | 5.557 | 1.596 | 7.153 | 360 | 3.070 | 3.070 | 180 | 6.141 | 6.141 |
| 9 A | 153 | 5.281 | 1.596 | 6.877 | 0 | ∞ | 6.877 | 180 | 4.023 | 4.023 |
| 9 B | 155 | 5.906 | 1.596 | 7.503 | 360 | 2.221 | 2.221 | 45 | 17.767 | 7.503 |
| 9 C | 163 | 5.905 | 1.596 | 7.501 | 0 | ∞ | 7.501 | 45 | 17.777 | 7.501 |
| 9 D | 167 | 5.283 | 1.596 | 6.880 | 360 | 2.012 | 2.012 | 180 | 4.024 | 4.024 |
| 10 A | 171 | 5.528 | 1.596 | 7.124 | 360 | 3.061 | 3.061 | 180 | 6.122 | 6.122 |
| 10 B | 175 | 6.213 | 1.596 | 7.809 | 360 | 2.683 | 2.683 | 45 | 21.466 | 7.809 |
| 10 C | 183 | 6.212 | 1.596 | 7.808 | 360 | 2.684 | 2.684 | 45 | 21.472 | 7.808 |
| 10 D | 187 | 5.531 | 1.596 | 7.127 | 360 | 3.062 | 3.062 | 180 | 6.124 | 6.124 |
| 11 A | 189 | 5.352 | 1.596 | 6.948 | 0 | ∞ | 6.948 | 0 | ∞ | 6.948 |
| 11 B | 191 | 5.900 | 1.596 | 7.496 | 360 | 2.226 | 2.226 | 45 | 17.812 | 7.496 |
| 11 C | 195 | 5.898 | 1.596 | 7.494 | 0 | ∞ | 7.494 | 45 | 17.822 | 7.494 |
| 11 D | 203 | 5.378 | 1.596 | 6.974 | 360 | 2.038 | 2.038 | 180 | 4.076 | 4.076 |
| 12 A | 207 | 5.028 | 1.596 | 6.624 | 80 | 8.742 | 6.624 | 360 | 1.943 | 1.943 |
| 11 Cp | 211 | 5.603 | 1.596 | 7.199 | 0 | ∞ | 7.199 | 360 | 2.099 | 2.099 |
| 12 B | 213 | 5.140 | 1.596 | 6.737 | 360 | 2.935 | 2.935 | 360 | 2.935 | 2.935 |
| 12 C | 215 | 5.138 | 1.596 | 6.734 | 80 | 13.202 | 6.734 | 360 | 2.934 | 2.934 |
| 12 D | 223 | 5.018 | 1.596 | 6.614 | 360 | 1.940 | 1.940 | 360 | 1.940 | 1.940 |
| 9 Ap | 227 | 5.559 | 1.596 | 7.155 | 0 | ∞ | 7.155 | 360 | 2.087 | 2.087 |
| 9 Cp | 231 | 5.559 | 1.596 | 7.155 | 0 | ∞ | 7.155 | 360 | 2.087 | 2.087 |
| 7 Ap | 235 | 5.439 | 1.596 | 7.035 | 0 | ∞ | 7.035 | 360 | 2.054 | 2.054 |
| 7 Cp | 241 | 5.438 | 1.596 | 7.034 | 0 | ∞ | 7.034 | 360 | 2.054 | 2.054 |
| 5 Ap | 244 | 5.425 | 1.596 | 7.021 | 0 | ∞ | 7.021 | 360 | 2.051 | 2.051 |
| 5 Cp | 248 | 5.348 | 1.596 | 6.945 | 0 | ∞ | 6.945 | 360 | 2.030 | 2.030 |
| 4 Cp | 251 | 5.106 | 1.596 | 6.702 | 0 | ∞ | 6.702 | 360 | 1.964 | 1.964 |
| 3 Ap | 254 | 5.377 | 1.596 | 6.973 | 0 | ∞ | 6.973 | 360 | 2.038 | 2.038 |
| 2 Cp | 257 | 5.089 | 1.596 | 6.686 | 0 | ∞ | 6.686 | 360 | 1.960 | 1.960 |

4.8.4.6.- Capacidad Sísmica - Análisis Estático No Lineal

Se definieron cada una de las propiedades no lineales de los elementos a partir de su capacidad a flexión, flexo-compresión y fuerza axial. En el caso de las vigas estas propiedades no lineales fueron asignadas en los extremos del miembro considerando una falla por flexión. Para las columnas las propiedades no lineales fueron considerando una falla por flexo-compresión asignadas en los extremos de la altura libre y una falla por corte asignada en el centro de la altura libre. En las bielas equivalentes, que modelan el comportamiento de las paredes, las propiedades no lineales fueron asignadas en la mitad del miembro considerando una falla debida a esfuerzos axiales. La ubicación de estas secciones de fallas corresponde al lugar más probable de incursión en el rango no lineal de cada elemento, para una combinación de carga gravitacional y carga lateral, siendo en las columnas, por citar un ejemplo, el punto en donde con mayor probabilidad ocurrirá la aparición de rotulas por el efecto de columna corta (ver Figura 4.8.18).

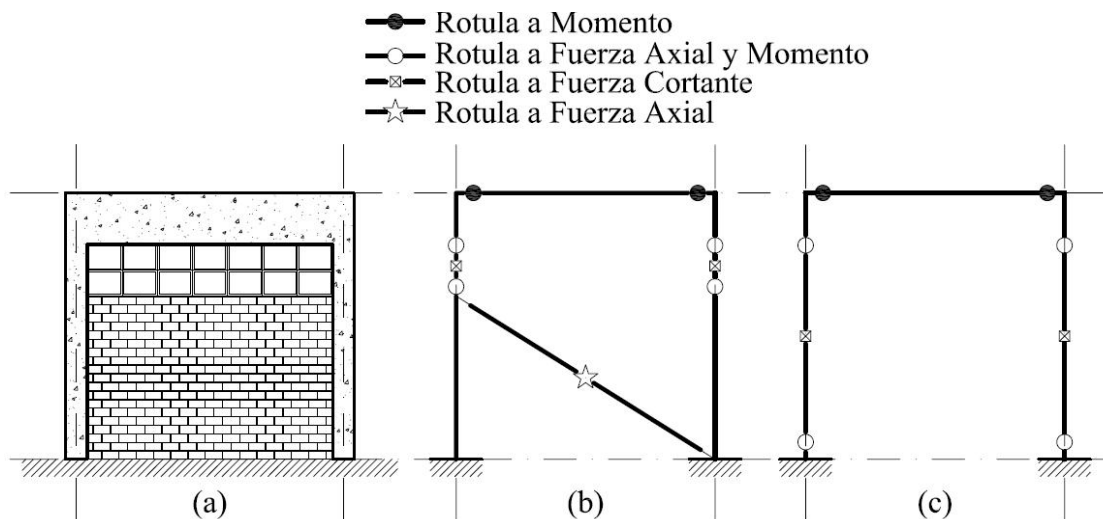


Figura 4.8.18. Ubicación y tipo de rotulas de comportamiento no lineal en pórticos. Pórtico Típico (a), Pórtico Idealizado con paredes (b) y Pórtico Idealizado sin Paredes (c).

Para representar la capacidad de las paredes de relleno se consideró el modo de Falla por Compresión Diagonal como el mecanismo de falla indicador de la resistencia última de la tabiquería, calculándose según lo indica la bibliografía consultada [Pauley y Priestley, 1992], estos valores fueron comparados con los recomendados en Normas de mampostería de la región [Gobierno del Distrito Federal, México, 2004] [ININVI, Perú, 2006].

Según la bibliografía referente a paredes de relleno, la Falla a Compresión Diagonal “Rc” puede ser calculada de manera conservadora, de acuerdo a los resultados de laboratorio, a partir de la siguiente expresión.

$$Rc = \frac{2}{3} \cdot z \cdot t \cdot f'_m \cdot \sec \theta \quad [4.8.06]$$

donde:

$$z = \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{4 \cdot E_c \cdot I_g \cdot h_m}{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta} \right)^{1/4} \quad [4.8.07]$$

θ : Angulo entre la horizontal y la diagonal de compresión de la mampostería.

I_g : Inercia gruesa de la sección transversal de concreto reforzado.

t : Ancho de la mampostería.

h_m : Altura libre de la pared de mampostería.

E_m : Modulo de Elasticidad de la mampostería.

E_c : Modulo de Elasticidad del concreto reforzado.

f'_m : Resistencia a compresión de la mampostería.

Considerando que el Modulo de Elasticidad del Concreto E_c es 192.784 Kg/cm², el Modulo Elasticidad de la Mampostería E_m es 20.000 Kg/cm², el ancho de la tabiquería es de 25 cm, la Inercia gruesa de las columnas de 25 cm x 25 cm es 32.552 cm⁴, y la resistencia de la mampostería a compresión f'_m es de 17,23 kg/cm², entonces tendríamos que:

$$z = \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{4 \cdot 192.784 \cdot 32.552 \cdot h_m}{20.000 \cdot 25 \cdot \sin 2\theta} \right)^{1/4}$$

$$z = 23,51 \cdot \left(\frac{h_m}{\sin 2\theta} \right)^{1/4} \quad [4.8.08]$$

Sustituyen el valor de z en la expresión:

$$Rc = \frac{2}{3} \cdot 23,51 \cdot \left(\frac{h_m}{\sin 2\theta} \right)^{1/4} \cdot 25 \cdot 17,23 \cdot \sec \theta$$

$$Rc = 6.752,10 \cdot \left(\frac{h_m}{\sin 2\theta} \right)^{1/4} \cdot \sec \theta \quad [4.8.09]$$

Estos valores fueron comparados con los recomendados en el Capítulo 10 “Interacción Tabique de Albañilería – Estructura Aportada” de la Norma Peruana E.070 de Albañilería [ININVI, Perú, 2006]. En dicho capítulo se presentan las resistencias últimas de los puntales o bielas equivalentes ante cargas sísmicas contenida en el plano de la mampostería, ante tres tipos de fallas: falla por aplastamiento de las esquinas de la tabiquería “Rc”, falla por la aparición de grietas diagonales o tracción diagonal “Rt” y falla por cizallamiento o falla a corte que se caracteriza por una grieta horizontal a la mitad de la altura de la tabiquería “Rs”. Las expresiones planteadas en esta Normativa fueron evaluadas y comparadas con las calculadas anteriormente.

Falla por Aplastamiento:

$$R_c = 0,12 \cdot f'_m \cdot D \cdot t \quad [4.8.10]$$

$$R_c = 0,12 \cdot 17,23 \cdot D \cdot 25$$

$$R_c = 51,69 \cdot D \quad [4.8.11]$$

Falla por Tracción Diagonal:

$$R_t = 0,85 \cdot \sqrt{f'_m} \cdot D \cdot t \quad [4.8.12]$$

$$R_t = 0,85 \cdot \sqrt{17,23} \cdot D \cdot 25$$

$$R_t = 88,21 \cdot D \quad [4.8.13]$$

Falla por Cizalla o Corte:

$$R_s = \frac{f_s \cdot t \cdot D}{1 - 0,4 \cdot h_m/L} \quad [4.8.14]$$

Donde f_s es la resistencia última a cizallamiento de la mampostería. La Norma Peruana recomienda tomar $f_s = 4 \text{ kg/cm}^2$

$$R_s = \frac{4 \cdot 25 \cdot D}{1 - 0,4/D} \quad [4.8.15]$$

Obtenemos entonces los siguientes resultados:

Tabla 4.8.12. Resistencias últimas para Bielas equivalentes que representan a tabiquería de relleno.

| h m | L cm | D cm | Ø grados | P & P | Norma Peruana | | | |
|-----|------|------|----------|--------|---------------|--------|--------|-----------------|
| | | | | Rc kg | Rc kg | Rt kg | Rs kg | |
| 120 | 325 | 346 | 20,3 | 26.533 | 17.908 | 30.560 | 34.685 | P. Longitudinal |
| 260 | 325 | 416 | 38,7 | 34.937 | 21.514 | 36.713 | 41.660 | P. Longitudinal |
| 300 | 325 | 442 | 42,7 | 38.273 | 22.862 | 39.015 | 44.270 | P. Longitudinal |
| 300 | 300 | 424 | 45,0 | 39.741 | 21.930 | 37.424 | 42.466 | P. Transversal |

Utilizaremos conservadoramente una resistencia última para las bielas equivalentes de 25 toneladas para las paredes de 120 cm de altura, 30 toneladas para las paredes de 260 cm de altura y 38 toneladas para las paredes llenas.

A partir del armado de las vigas y las propiedades de los materiales se calculó el momento cedente en las vigas M_y , tomándose conservadoramente los valores de 3500 kgm para las vigas longitudinales y 17000 kg m para las vigas transversales.

En las columnas se obtuvo la máxima capacidad a flexo compresión por medio de los diagramas de interacción para cada una de los tipos de secciones, ya mostrados anteriormente.

La capacidad en vigas y en columnas está definida por las graficas de comportamiento no lineal recomendadas por el FEMA 356 [FEMA, 2000], FEMA 440 [FEMA, 2005], corregidas según lo indicado en el ASCE-SEI 41 [ASCE/SEI 41, 2007].

En dicha referencia la relación fuerza deformación que define el comportamiento no lineal de los elementos bajo una carga monótonamente creciente para una deformación dada se representa con la curva general mostrada en la Figura 4.8.19.

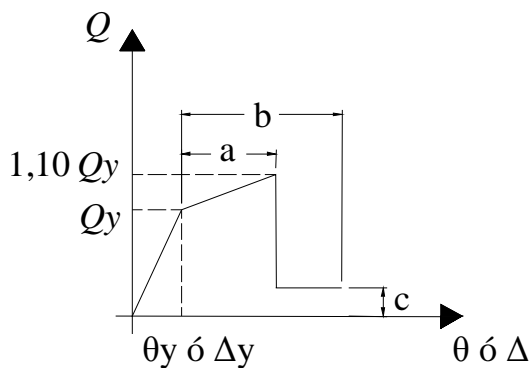


Figura 4.8.19. Relación fuerza-deformación para elementos de concreto.

Los valores de a, b y c, se toman de los recomendados en el FEMA 356 y ASCE-SEI 41, estos valores se obtienen para las vigas de la tabla 6-7 del FEMA 356 y para las columnas de la tabla 6-8 de la Propuesta Revisión del ASCE/SEI 41.

En cuanto a las Vigas, para las longitudinales el acero a flexión superior e inferior es el mismo y para las transversales son similares, por lo que la relación $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$ tiende a cero. El refuerzo transversal no cumple “NC” al no estar separado a menos de $d/3$, mucho menos permite un comportamiento dúctil. La relación $V/(b_w d \sqrt{f'_c})$ siempre dan menor o muy cercano a 3. Aunque los estribos se encuentran separado de manera constante de cada 20 cm y esta separación es menor a $d/2$, no existe zona confinada y las barras de acero son de $\varnothing 1/4$ ”, por lo que se puede considerar que el comportamiento estará influenciado por una falla frágil. Por lo que se decidió usar los valores de $a=0,003$, $b= 0,01$ y $c=0,20$ correspondientes a un comportamiento controlado por la resistencia a corte.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

| Conditions | Modeling Parameters ³ | | | | | Acceptance Criteria ³ | | | | |
|---|----------------------------------|-------------------------------|--------|-------------------------|-----|----------------------------------|--------|----------------|-------|-----------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | | Residual Strength Ratio | | Plastic Rotation Angle, radians | | | | |
| | | | | | | Performance Level | | | | |
| | a | | | b | | c | | Component Type | | |
| | | | | | | | | Primary | | Secondary |
| IO | | | LS | | CP | | LS | | CP | |
| i. Beams controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.010 | 0.02 | 0.025 | 0.02 | 0.05 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.04 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.015 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.01 |
| ii. Beams controlled by shear¹ | | | | | | | | | | |
| Stirrup spacing $\leq d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.2 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing $> d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.005 | 0.01 |
| iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹ | | | | | | | | | | |
| Stirrup spacing $\leq d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.0 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing $> d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.0 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.005 | 0.01 |
| iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹ | | | | | | | | | | |
| | | | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.01 | 0.01 | 0.015 | 0.02 | 0.03 |

Figura 4.8.20 - Tabla 6-7 del FEMA 356

Según la revisión en cuestión, existen tres niveles de desempeño para columnas, denominadas i, ii y iii. Para saber que condición calificaría una columna se debe tener en cuenta el nivel de detallado del elemento y la relación existente entre el cortante plástico o dúctil “Vp”, debido a la resistencia a flexión de las columnas, y el cortante resistente nominal o frágil “Vn”. El valor de “k” indicado es una variable de va desde 2,00 para estructuras de periodo igual o mayor de 2,5 segundos, hasta 1,00 para estructuras de periodo menor o igual de 0,50 segundos, permitiéndose la interpolación lineal entre estos dos valores. En nuestro caso, considerando un valor de “k” igual a 1,25, la relación Vp/(Vn/k) es siempre mayor a 1,00 para los casos de columnas cortas, y siempre menor a 0,60 para las columnas largas, por lo que nos encontraríamos en la condición ii para las columnas de 300-360 cm y condición iii para las columnas de altura libre menor a 200 cm.

| | Transverse Reinforcement Details | | |
|------------------------------|--|-----------------------------|--|
| | ACI conforming details with 135° hooks | Closed hoops with 90° hooks | Other (including lap spliced transverse reinforcement) |
| $V_p/(V_n/k) \leq 0.6$ | i* | ii | ii |
| $1.0 \geq V_p/(V_n/k) > 0.6$ | ii | ii | iii |
| $V_p/(V_n/k) > 1.0$ | iii | iii | iii |

* To qualify for condition i, a column must have $\rho \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within the flexural plastic hinge region. Otherwise, the column shall be assigned to condition ii.

Figura 4.8.21 – Condiciones de desempeño en columnas de acuerdo al Refuerzo Transversal o detallado según Propuesta de Revisión del ASCE/SEI 41.

En cuanto a las Columnas, debido a la característica regular de la estructura la relación $P/(A_g f'c)$ es constante para todas las columnas y tiende a 0,40-0,50. La relación $A_v/(b_w S)$ es aproximadamente 0,0005. La relación $V/(b_w d \sqrt{f'c})$ en la mayoría de los casos da mayor a 6. A esto sumamos que el refuerzo transversal al igual que en las vigas no cumple “NC” al no estar separado a menos de d/3, mucho menos permite un comportamiento dúctil ya que no existe zona confinada y las barras de acero son de apenas Ø1/4”. Por todos los resultados obtenidos y utilizando las opciones de la tabla 6-8, se decidió usar los valores de a=0,004, b=0,004 y c=0,00 para las todas las columnas “largas” condición ii, considerando que estas estarían en la posibilidad de tener una pequeña capacidad de disipar energía, mientras que para el resto de los casos se optaría por el uso de los valores a=0,000, b= 0,000 y c=0,00 para todas las columnas “cortas” condición iii, pues es clara su incapacidad para disipar energía.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures- Reinforced Concrete Columns

| Conditions | Modeling Parameters ³ | | | Acceptance Criteria ^{3,4} | | | | | | |
|--|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Plastic Rotations Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotations Angle, radians | | | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | | | |
| Primary | | | | | Secondary | | | | | |
| | | | | LS | CP | LS | CP | | | |
| Condition i.¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | | 0.035 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.026 | 0.035 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | | 0.010 | 0.010 | 0.0 | 0.003 | 0.008 | 0.009 | 0.009 | 0.010 |
| ≤ 0.1 | = 0.002 | | 0.027 | 0.034 | 0.2 | 0.005 | 0.020 | 0.027 | 0.027 | 0.034 |
| ≥ 0.6 | = 0.002 | | 0.005 | 0.005 | 0.0 | 0.002 | 0.003 | 0.004 | 0.004 | 0.005 |
| Condition ii.¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | ≤ 3 | 0.032 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.024 | 0.032 | 0.045 | 0.060 |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | ≥ 6 | 0.025 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.019 | 0.025 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | ≤ 3 | 0.010 | 0.010 | 0.2 | 0.003 | 0.008 | 0.009 | 0.009 | 0.010 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | ≥ 6 | 0.008 | 0.008 | 0.2 | 0.003 | 0.006 | 0.007 | 0.007 | 0.008 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | ≤ 3 | 0.012 | 0.012 | 0.0 | 0.005 | 0.009 | 0.010 | 0.010 | 0.012 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | ≥ 6 | 0.006 | 0.006 | 0.0 | 0.004 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.006 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | ≤ 3 | 0.004 | 0.004 | 0.0 | 0.002 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.004 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | ≥ 6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Condition iii.¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.060 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.008 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.007 | 0.008 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.006 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.006 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.060 | 0.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.008 | 0.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.007 | 0.008 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.006 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.006 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Figura 4.8.22 - Tabla 6-8 de la Propuesta de Revisión del ASCE/SEI 41

Para las vigas se posee una curva Momento-Rotación a, cuya falla es controlada por corte debido a la falta de confinamiento, similar a la mostrada en la Figura 4.8.23. Para las columnas se posee una curva Momento-Rotación con una falla netamente frágil debido a su geometría (efecto columna corta), a la falta de confinamiento en la sección y su poca ductilidad, similares a las mostradas en la Figura 4.8.24. Para las bielas equivalentes que representan a las paredes de tabiquería se posee una curva similar a la mostrada en la Figura 4.8.25.

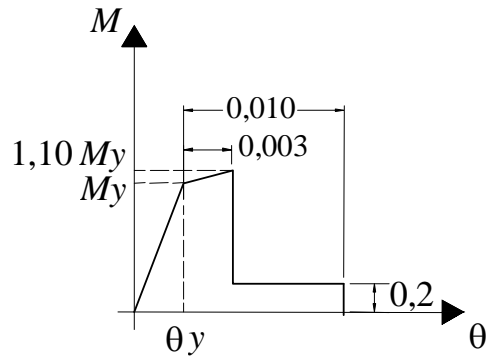


Figura 4.8.23. Relación Momento-Rotación para las vigas, falla controlada por la resistencia a corte.

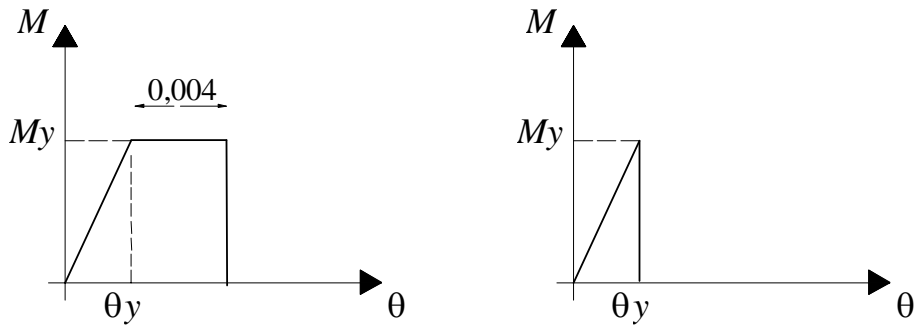


Figura 4.8.24. Relación Momento- Rotación para las columnas, a) falla en columnas altas, b) falla en columnas cortas.

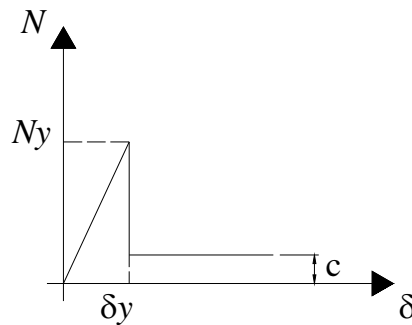


Figura 4.8.25. Relación fuerza axial-deformación, falla a compresión. El valor de Ny viene dado por la fuerza a compresión de la pared (Rc).

Se tomaron para el Análisis Estático No Lineal las cargas provenientes del estudio de cargas gravitacionales, en donde se consideraron las acciones permanentes y variables. Para la acción sísmica, se utilizó un arreglo de cargas, en la dirección a estudiar de la estructura,

distribuida de manera triangular creciente hacia arriba, cónsone con la forma del modo fundamental de la estructura.

Se efectuaron varios Análisis Estático No Lineal espacial de la estructura, en ambas direcciones ortogonales de la edificación, tomando en cuenta el efecto de las paredes y además variando la disposición geométrica de dichas paredes dentro del pórtico.

Con los resultados obtenidos (ver Figura 4.8.29 y 4.8.30) se comprobó que en efecto las paredes aumentan drásticamente tanto la rigidez de la estructura al igual que su capacidad a cortante, pero como era de esperarse se pierde enormemente la capacidad para deformarse, fragilizándose el sistema.

Se estimó la demanda de desplazamiento requerida para una zona sísmica igual a 7 con el uso del método de los coeficientes estipulado en el FEMA [FEMA, 2000] [FEMA, 2005] para diferentes periodos de retorno (50, 500 y 1000 años), como indicadores del daño a permitir a la estructura. Sea un movimiento sísmico definido por su espectro de aceleraciones. La demanda de desplazamiento que impone dicho sismo se puede estimar como:

$$U_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a(T_e) \cdot \left(\frac{T_e}{2 \cdot \pi}\right)^2 \cdot g \quad [4.8.16]$$

Donde:

U_d : Máximo desplazamiento en el último nivel de la estructura

$S_a(T_e)$: Aceleración espectral del sistema elástico de periodo efectivo T_e y amortiguamiento de 5%

C_0 : Factor de corrección que correlaciona el desplazamiento del último piso con el de un sistema de un grado de libertad, el cual es igual al factor definido previamente: $C_0=1,00$ 1,15, 1,20, y 1,25 para 1, 2, 3 y 4 pisos, respectivamente.

C_1 : Factor de corrección que correlaciona el máximo desplazamiento del sistema inelástico con el del sistema elástico. C_1 es función de la intensidad del movimiento sísmico y esta dado por:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{b \cdot T_c^2} \quad [4.8.17]$$

$$R = \frac{S_a \cdot (T_e) / g}{V_y / W} \cdot C_m \quad [4.8.18]$$

R es el cociente entre la demanda elástica y la capacidad, en términos de la fuerza cortante basal, $b=130$, 90 y 60 para roca, suelo muy denso y suelo denso, respectivamente, y C_m es la fracción de la masa participando en el modo fundamental dada por la Ec. (5.6 b). Para $T_e < 0,2s$, C_1 se toma igual al valor que tiene para $T_e=0,2$. Para $T_e > 1s$, $C_1=1$.

C_2 : es el factor de corrección que representa el efecto de la degradación de rigidez y de resistencia y el estrangulamiento de las curvas fuerza-deformación. Para $T_e < 0,2s$, C_2 se toma igual al valor que tiene para $T_e = 0,2$. Para $T_e > 0,7s$, $C_2 = 1$. C_2 es también función de la intensidad del sismo (incorporada en R) y esta dado por:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad [4.8.19]$$

C_3 : es el factor de corrección para representar los efectos P- Δ dinámicos. Para los edificios escolares de no más de cuatro pisos, adoptaremos $C_3 = 1$

Sustituyendo tendríamos que para 500 años, dirección transversal y sin paredes ($T_e = 1,30s$):

$$R = \frac{S_a \cdot (T_e) / g}{V_y / W} \cdot C_m = \frac{0,60}{120/1450} \cdot 0,84 = 6,09$$

$$C_3 = 1$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{6,09-1}{1,3} \right)^2 = 1,02$$

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{b \cdot T_e^2} = 1 + \frac{6,09-1}{60 \cdot 1,3^2} = 1,05$$

$$C_0 = 1,15$$

$$U_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a(T_e) \cdot \left(\frac{T_e}{2 \cdot \pi} \right)^2 = 1,15 \cdot 1,05 \cdot 1,02 \cdot 1 \cdot 0,60 \cdot \left(\frac{1,30}{2 \cdot \pi} \right)^2 = 31,02 \text{ cm}$$

Sustituyendo tendríamos que para 500 años, dirección longitudinal y sin paredes ($T_e = 1,24s$):

$$R = \frac{S_a \cdot (T_e) / g}{V_y / W} \cdot C_m = \frac{0,70}{90/1450} \cdot 1 = 10,15$$

$$C_3 = 1$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 = 1 + \frac{1}{800} \cdot \left(\frac{10,15-1}{1,24} \right)^2 = 1,07$$

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{b \cdot T_e^2} = 1 + \frac{10,15-1}{60 \cdot 1,24^2} = 1,10$$

$$C_0 = 1,15$$

$$U_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a(T_e) \cdot \left(\frac{T_e}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 1,15 \cdot 1,10 \cdot 1,07 \cdot 1 \cdot 0,70 \cdot \left(\frac{1,24}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 36,11 \text{ cm}$$

De la misma forma se realizó para 1000, 500 y 50 años, en la dirección transversal y longitudinal, con paredes y sin paredes. En la siguiente tabla 4.8.13 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 4.8.13. Demanda de Desplazamiento (mm) para zona sísmica 7.

| | Sin Paredes | | Con Paredes | |
|------------------|-------------|--------------|-------------|--------------|
| | Transversal | Longitudinal | Transversal | Longitudinal |
| 1000 años | 41,66 | 50,74 | 5,28 | 15,13 |
| 500 años | 31,02 | 36,11 | 3,87 | 7,43 |
| 50 años | 14,83 | 16,28 | 1,79 | 1,72 |

4.8.5. Refuerzo Estructural

Según lo muestran los resultados del análisis no lineal, la rigidez y la resistencia adicionada por las paredes es fundamental para la estabilidad de la estructura, debido al pobre desempeño de los pórticos ante la acción de sismos. Pero la capacidad es aún pobre para resistir por sí sola la demanda introducida por un sismo de moderada a alta amenaza.

La opción más expedita de adecuación estructural para estas escuelas consistiría en utilizar las paredes como elementos sismorresistentes. Resolviendo el problema de las indeseadas “columnas cortas” se observa que la capacidad de la estructura aumenta a casi el doble y puede llegar a ser 450 toneladas en el sentido longitudinal y 600 toneladas en el sentido transversal (ver Figura 4.8.29 y 4.8.30), lo cual sería mayor a la demanda hasta para la zona sísmica 3. Por lo tanto, un método rehabilitación consistente en únicamente la eliminación de las columnas cortas podría ser llevado a cabo para escuelas en zona sísmica 0 a 3 (ver Tabla 4.8.14).

En este trabajo también se plantea como método de rehabilitación la sustitución de las paredes de mampostería por muros armados a toda la altura del vano, eliminando también las columnas cortas, esta opción brinda mayor rigidez y aumenta la resistencia de la estructura. El método a utilizar se conoce como “mampostería con friso armado”, el cual es una técnica de rehabilitación económica y de sencilla implementación (ver figura 4.8.26). Según normativas de mampostería y experiencias realizadas en la región latinoamericana se puede estimar el aumento en la capacidad a compresión de las paredes reforzadas con “friso armado” [Gobierno del Distrito Federal, Mexico, 2004] obteniendo una resistencia adicional de hasta 10 toneladas como valor conservador en cada vano de pared. Esto fue introducido en el modelo no lineal obteniéndose un aumento considerable en cuanto a la capacidad a cortante de la estructura (ver Figura 4.8.29 y 4.8.30). Se observa claramente el como la resistencia de la estructura alcanza las 800 toneladas en ambas direcciones, esto indica que la estructura con paredes reforzadas está en capacidad de resistir la demanda, sólo en términos de cortante basal, de cualquier zona sísmica del país.

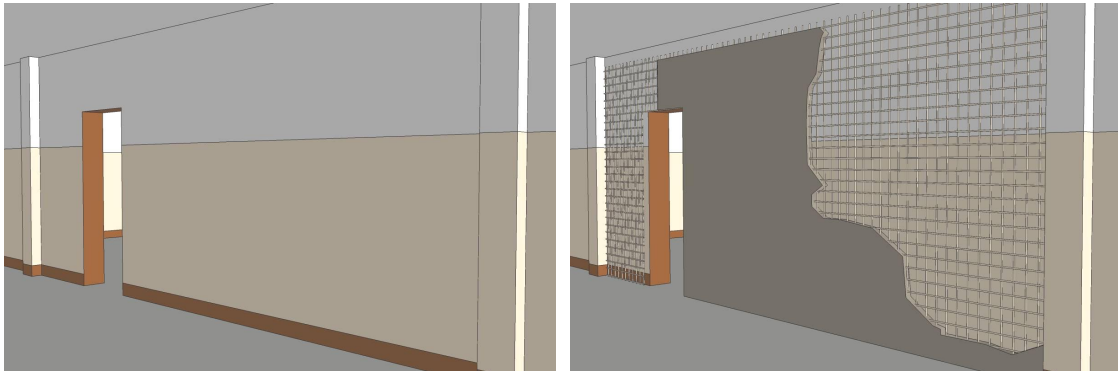


Figura 4.8.26. Eliminación de columnas cortas y uso de mampostería con friso armado.

Pero, para lograr que la edificación resista la demanda de una zona sísmica 7, se requiere que posea la capacidad para resistir cortante y además la capacidad a deformarse dúctilmente. Si observamos los resultados obtenidos se ve necesario implementar otros métodos de reforzamiento adicionales en la estructura que brinden un comportamiento menos frágil, den la capacidad de disipar energía dúctilmente y brinde un factor de seguridad mayor. Se propone el uso de un sistema estructural adicional resistente a cargas horizontales, consistente en muros de concreto armado conectados con vigas de acople que colaboren con la estructura a resistir las cargas sísmicas y brinden el comportamiento dúctil esperado (ver figura 4.8.27). Este método sería acompañado de la eliminación de las columnas cortas y el uso de la mampostería con friso armado, mencionado anteriormente.



Figura 4.8.27. Sistema estructural adicional de muros de concreto armado.

De esta forma y extrapolando los resultados obtenidos a las demás zonas sísmicas del país, se plantea tentativamente tres tipos de niveles de rehabilitación para las escuelas Tipo Antiguo II en todo el país. Un nivel en donde sólo se requeriría la eliminación de las columnas cortas como método de rehabilitación por el bajo peligro, otra en la que se usaría el friso armado para peligro intermedio y por último, en la escuela de mayor peligro, el uso al unísono de muros adicionales, friso armado y la eliminación de las columnas cortas (ver Tabla 4.8.14).

En las siguientes Figuras 4.8.28 y 4.8.29 se muestran las curvas Pushover obtenidas con el programa SAP2000, en donde se muestra el comportamiento de la estructura sin paredes en sus dos direcciones ortogonales, con el efecto de las paredes según el estado actual de la mampostería, eliminando los efectos de columna corta llenando completamente los vanos, y con la adición del friso armado, mostrándose además las demandas de desplazamiento calculadas.

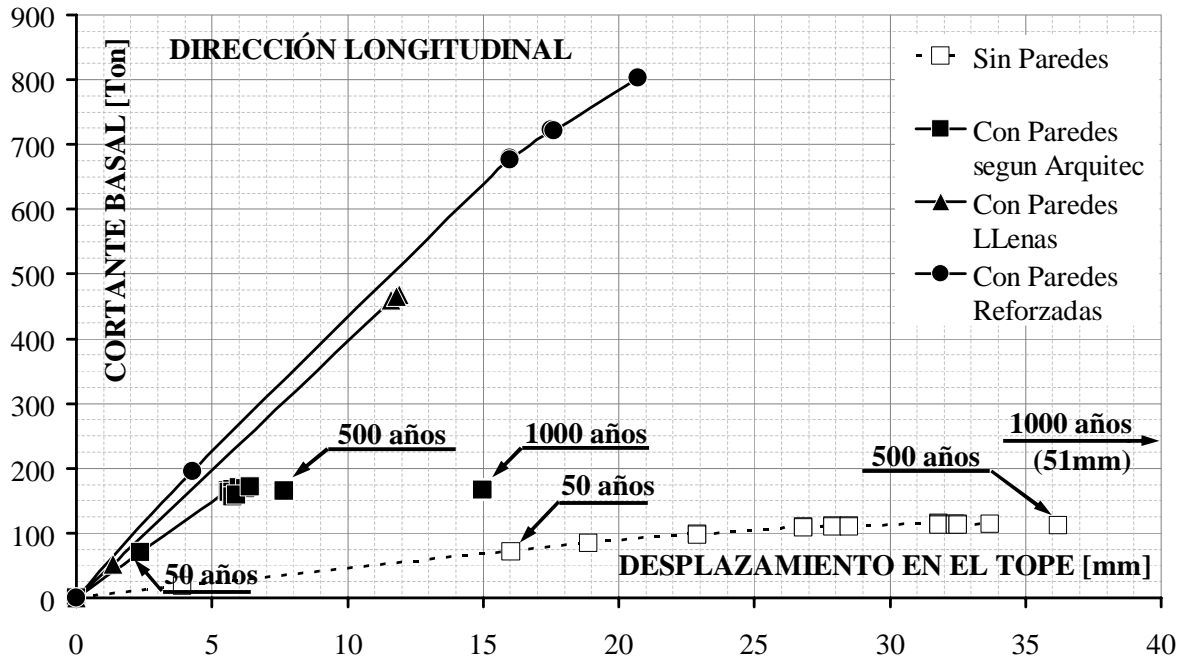


Figura 4.8.28. Comportamiento de la estructura en la dirección longitudinal.

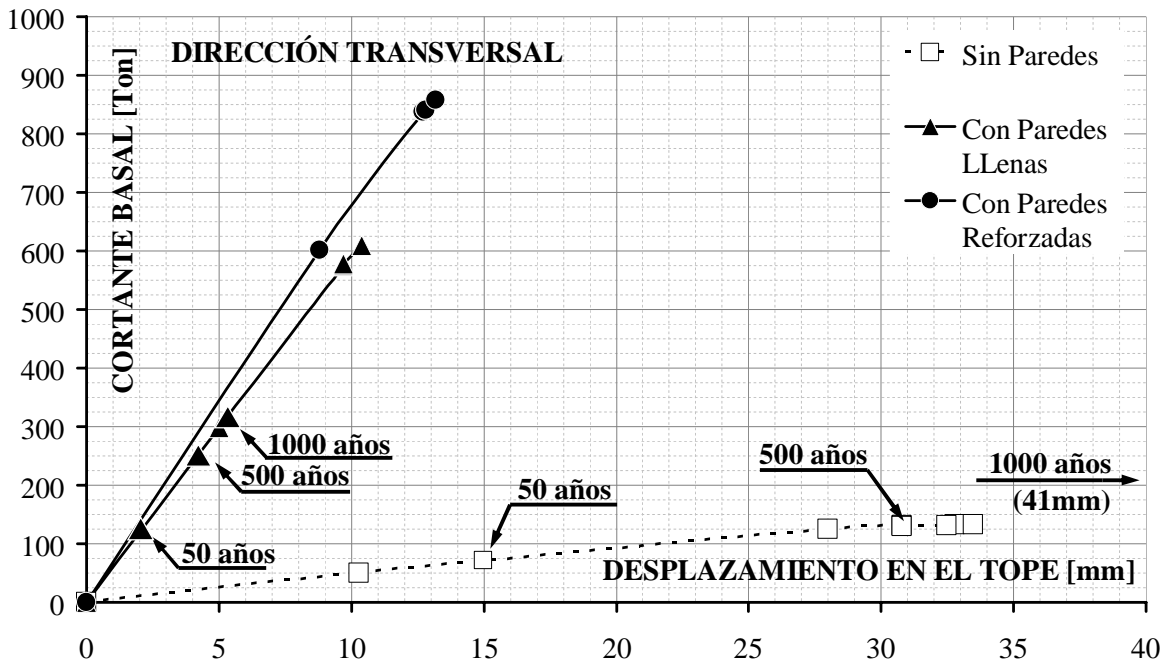


Figura 4.8.29. Comportamiento de la estructura en la dirección transversal.

Tabla 4.8.14. Métodos de Rehabilitación propuestos para escuelas Tipo Antiguo II a nivel nacional

| Zona Sísmica | Peligro Sísmico | Ao (g) | Demanda de Cortante Basal (Tf) | Método de Rehabilitación |
|--------------|-----------------|--------|--------------------------------|---|
| 7 | Elevado | 0,40 | 800 | Uso de Muros Resistentes, Friso Armado & "ECC" |
| 6 | | 0,35 | 700 | |
| 5 | | 0,30 | 600 | |
| 4 | Intermedio | 0,25 | 500 | Friso Armado & Eliminación de Columnas Cortas (ECC) |
| 3 | | 0,20 | 400 | |
| 2 | Bajo | 0,15 | 300 | Eliminación de Columnas Cortas (ECC) |
| 1 | | 0,10 | 200 | |
| 0 | | 0,00 | 0 | |

4.8.6 - Conclusiones y Recomendaciones

Con este trabajo queda comprobada la existencia del tipo de edificación escolar, denominado “Tipo Antiguo II”, el cual posee carácter repetitivo a nivel nacional. En todas las escuelas estudiadas no se hallaron diferencias estructurales ni arquitectónicas significativas.

Se observó que para una zona sísmica 7 el desplazamiento máximo en el tope estimado es de 32 cm para el modelo sin paredes y de unos 5 cm para los modelos con paredes. Las derivas máximas, en el modelo sin paredes, se encuentran cuatro veces por encima de lo admitido por la normativa vigente. En los modelos con paredes, las derivas cumplen las máximas permitidas, demostrando el efecto de las paredes al aumentar la rigidez global de la estructura.

La relación demanda/capacidad excede casi seis veces la capacidad estimada para el edificio. Por otro lado en los modelos con la rigidez dada por las paredes, en donde no se considera el aumento en resistencia brindado por las mismas, se observan valores de demanda/capacidad cercanos a 3 en ambas direcciones de la estructura, aún cuando debe destacarse que pesar de ser más resistente que el modelo sin paredes, su comportamiento pasa a ser indeseablemente más frágil.

Los resultados del análisis dinámico muestran que el Módulo Principal posee un mejor comportamiento por ser más regular y simétrica cuando se encuentra desconectado del Módulo Anexo, ya que se evitan comportamientos torsionales indeseados. Se recomienda su separación en aquellas escuelas donde se encuentren rígidamente conectadas.

Se concluye con los resultados del análisis no lineal que la rigidez y la resistencia adicionada por las paredes es fundamental para la estabilidad de la estructura, debido al pobre desempeño de los pórticos ante la acción de sismos, se ve notoria la necesidad de reforzar las estructuras ubicadas en zonas con peligro sísmico de intermedio a elevado. Una opción atractiva de adecuación estructural de estas escuelas consistiría en utilizar las paredes como elementos sismorresistentes, resolviendo previamente las indeseadas situaciones de “columna corta”. La opción estudiada es la sustitución de las paredes de mampostería por muros armados a toda la altura del vano, brindado mayor rigidez y aumentando la resistencia de las mismas por medio del uso del “friso armado”, el cual es un método de rehabilitación económico y de sencilla implementación.

Además de poseer capacidad suficiente para resistir los niveles de carga y esfuerzos debido a sismos, también se deberá permitir a la estructura la capacidad de deformarse dúctilmente. Se propone el uso de un sistema estructural adicional, resistente a cargas horizontales, consistente en muros de concreto armado que colaboren con la estructura a resistir las cargas sísmicas, adicionalmente al uso de la mampostería con el friso armado.

4.8.7 - Referencias

- Abou F., Lee C. (2005) *Evaluación del Riesgo Sísmico en Escuelas del Tipo Antiguo II*. Tesis de Pregrado. Facultad de Ingeniería. UCV. Caracas 2005.
- López O. A., Hernández JJ, Del RE G, Puig J. (2004). Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Boletín Técnico IMME Vol.42, N° 3.
- Alonso J., Bermúdez, M. (1998) El Te Terremoto de Cariaco. Revista CIV 370, 17-44.
- Rangel A. (1999). Crónicas de Desastres-Terremoto de Cariaco, Venezuela. Organización Panamericana de la Salud. Quito.
- Del Re G. (2006) Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No Lineal para verificar el desempeño sísmico en estructuras aporricadas de concreto armado. Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería. UCV. Caracas 2006.
- Fundación Ica. (1999) Edificaciones de Mampostería para Vivienda. Ciudad de México. México.
- COVENIN. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 2002-88 (1988), COVENIN-MINDUR Caracas.
- COVENIN. Edificaciones Sismorresistentes. Norma 1756:2001 (2001), MCT-MINDUR-FUNVISIS, Caracas.
- COVENIN. Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño. Norma 1753:1987 (1987), COVENIN-MINDUR, Caracas.
- Computer and Structures Inc. CSI (2004). SAP2000 Nonlinear 8.3.3. Structural Analysis Program. Computer and Structures Inc., Berkeley, California, Estados Unidos.
- Pauley T., Priestley M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, INC.
- ININVI (2006). Norma Técnica de Edificación E-070. Albañilería. Albañilería Ministerio de Vivienda. Lima.
- FEMA (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. FEMA 356. Federal Emergency Management Agency. Wahington D.C.
- FEMA (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA 440, ATC-55. Federal Emergency Management Agency. Wahington D.C.
- ASCE/SEI 41 (2007). Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- Gobierno del Distrito Federal (2004). Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería. Ciudad de México, México

4.9.- Evaluación Sismorresistente de la E. B. Playa Grande

4.9.1.- Participantes

- Profesor ----- Norberto Fernández
- Estudiante de postgrado----- Eliud Hernández.
- Técnico----- Juan Robert Burgos

4.9.2.- Inspecciones Efectuadas

En el mes de Marzo del año 2008, se visitó la Escuela Bolivariana Playa Grande, de tipo STAC, ubicado en la Ciudad de Carúpano, Estado Sucre.

4.9.3.- Descripción de la Edificación.

a) *Descripción General y Localización*

La Escuela Bolivariana Playa Grande está ubicada en Carúpano, Estado Sucre. La misma está constituida por tres (3) módulos prácticamente iguales. Cada módulo consta de doce (12) ejes con una separación constante de 3,6 m en dirección transversal, y dos ejes en dirección longitudinal separados una distancia de 7,20 m. Entre los módulos existen patios como áreas recreacionales.

Cada módulo consta de dos plantas con techo a dos aguas. En uno de los módulos se tiene una escalera de acceso ubicada en el extremo del mismo. A través de dicha escalera se ingresa al primer piso de la edificación, y luego a través de otras estructuras intermedias se genera la comunicación a los otros dos módulos.

Mediante la inspección se pudo observar que las paredes son de bloques de arcilla y el espesor del friso es de 4 cm aproximadamente.

La altura de entrepiso es de 3,50 m en todos los módulos. En dirección transversal presenta pórticos sin paredes y pórticos con paredes en toda la altura que dividen los salones, mientras que en dirección longitudinal predominan las paredes a media altura, ventanas y bloques de ventilación, y se destaca la presencia de una viga de amarre ubicada 90 cm por debajo del nivel de la losa lo cual propicia el efecto de columna corta. El espesor de la losa maciza es de 12 cm y el espesor de la pared es de 15 cm.

La sección típica de las columnas es de 25x40 cm. Las vigas en dirección transversal ubicadas en el primer nivel, entre ejes de columnas, son de sección 20x65 cm. A cada de lado de las columnas en dirección transversal se tienen vigas en volado de 1,20 m y 2,20 m, cuya sección final es de 20x40 cm. El volado de 2,20 m sirve de pasillo para entrar a los salones.

b) Fotografías



Figura 4.9.1.- Entrada Principal de la Escuela



Figura 4.9.2.- Fachada Principal y Patio del Módulo 1



Figura 4.9.3.- Fachada Posterior del Módulo 1



Figura 4.9.4.- Vista Frontal del Módulo 2



Figura 4.9.5.- Vista de escalera del Módulo 1



Figura 4.9.6.- Fachada Principal y Patio del Módulo 2



Figura 4.9.7.- Vista Interna Salón del Módulo 1



Figura 4.9.8.- Vista Interna Salón del Módulo 1



Figura 4.9.9.- Fachada Principal del Módulo 3



Figura 4.9.10.- Maqueta General de la Unidad Educativa



Figura 4.9.11.- Fachada Posterior del Módulo 3.



Figura 4.9.12.- Vista Frontal del módulo 3.

c) Planos de Arquitectura

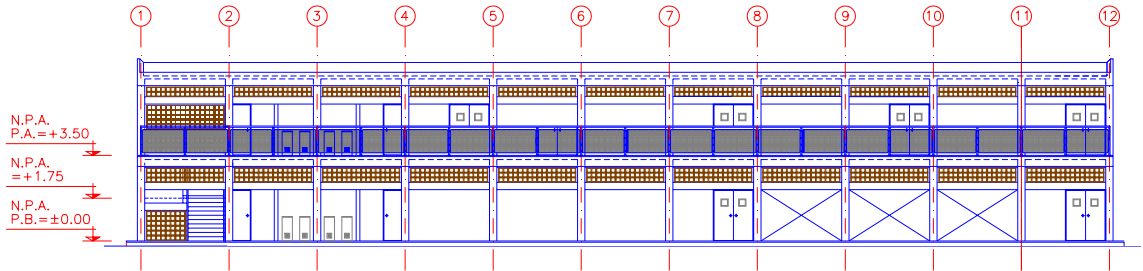


Figura 4.9.13.- Fachada Principal.

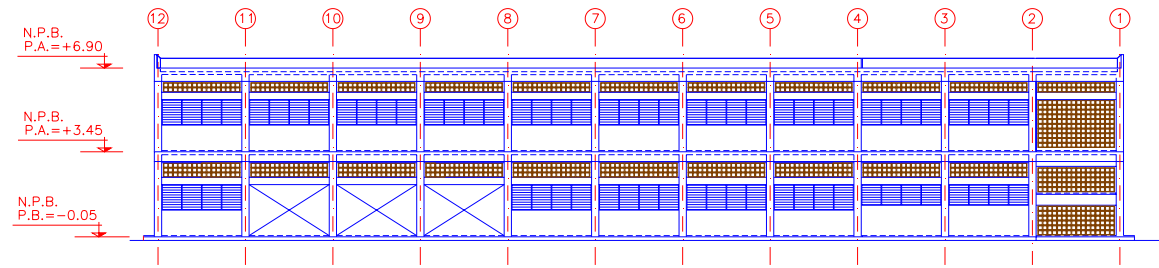


Figura 4.9.14.- Fachada Posterior.

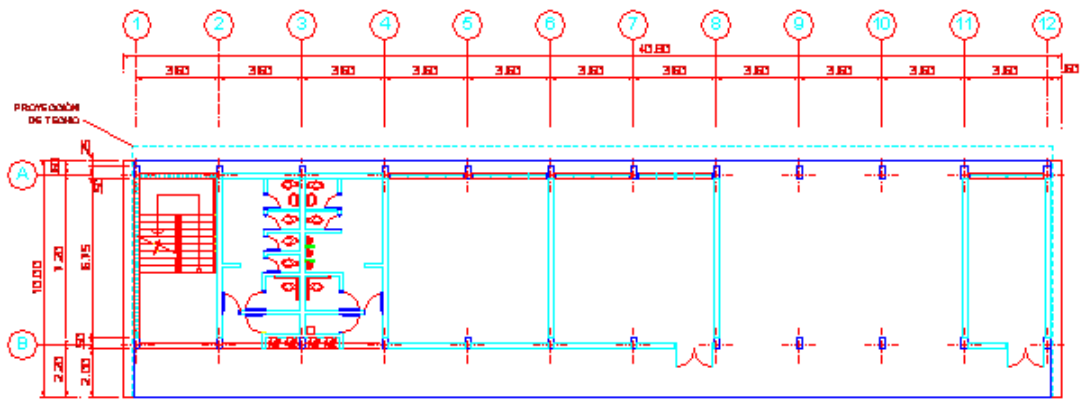


Figura 4.9.15.- Planta Piso 1.

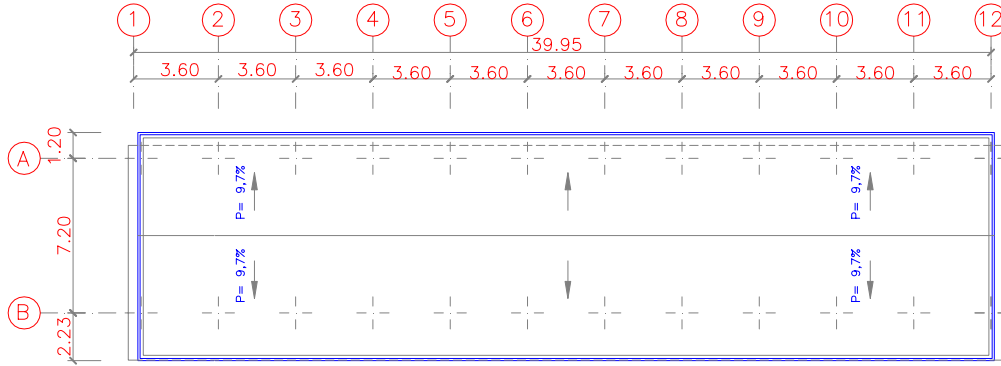


Figura 4.9.16.- Planta Techo.

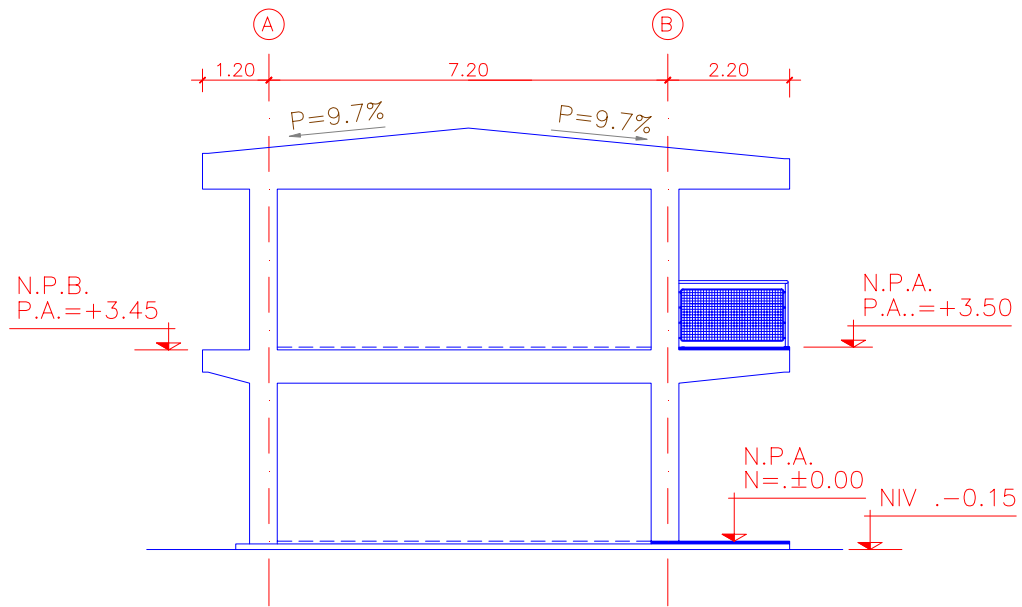


Figura 4.9.17.- Pórtico Transversal Tipo.

d) Planos de Estructura

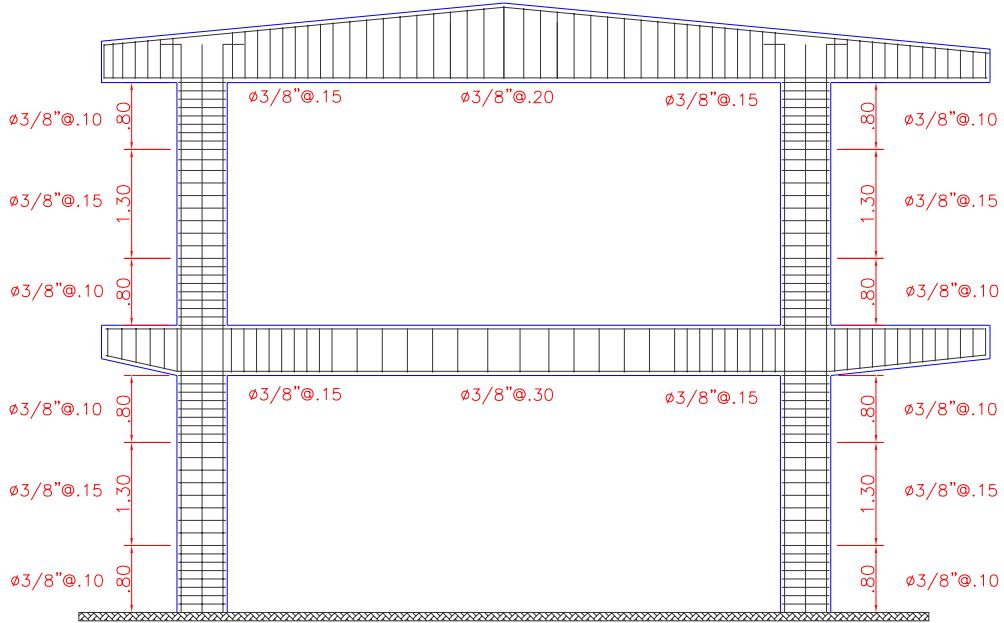


Figura 4.9.18.- Detalle Estructural del Pórtico.

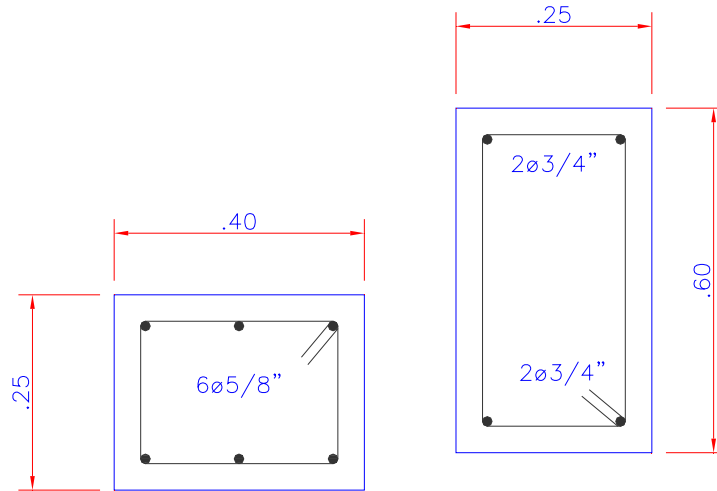


Figura 4.9.19.- Secciones de Vigas y Columnas.

4.9.4.- Evaluación Sismorresistente

a) Modelos Matemáticos

Se procedió a realizar cuatro (4) modelos matemáticos en 3D a través del programa ETABS, donde se han dispuesto de objetos de líneas para idealizar las vigas y columnas, mientras que las losas, muros y mampostería se han modelado utilizando objetos de área, los cuales son discretizados a fin de obtener resultados muy aproximados al comportamiento real esperado de los componentes estructurales. La acción de las cargas se realiza de manera distribuida directamente en las losas (kgf/m^2). La acción sísmica se obtiene a través de un espectro de diseño. Se realiza un análisis matricial con el método de los elementos finitos. Se desarrollaron cuatro (4) modelos matemáticos de la estructura los se describen a continuación:

Modelo 1: Condición Actual con Inercia Gruesa (I_g) sin Mampostería.
Código: STAC-M1-ACT-IG-SM

Modelo 2: Condición Actual con Inercia Agrietada (I_a) sin Mampostería.
Código: STAC-M2-ACT-IA-SM ($I_a = 0,40I_g$ para Vigas y $I_a = 0,60I_g$ para Columnas)

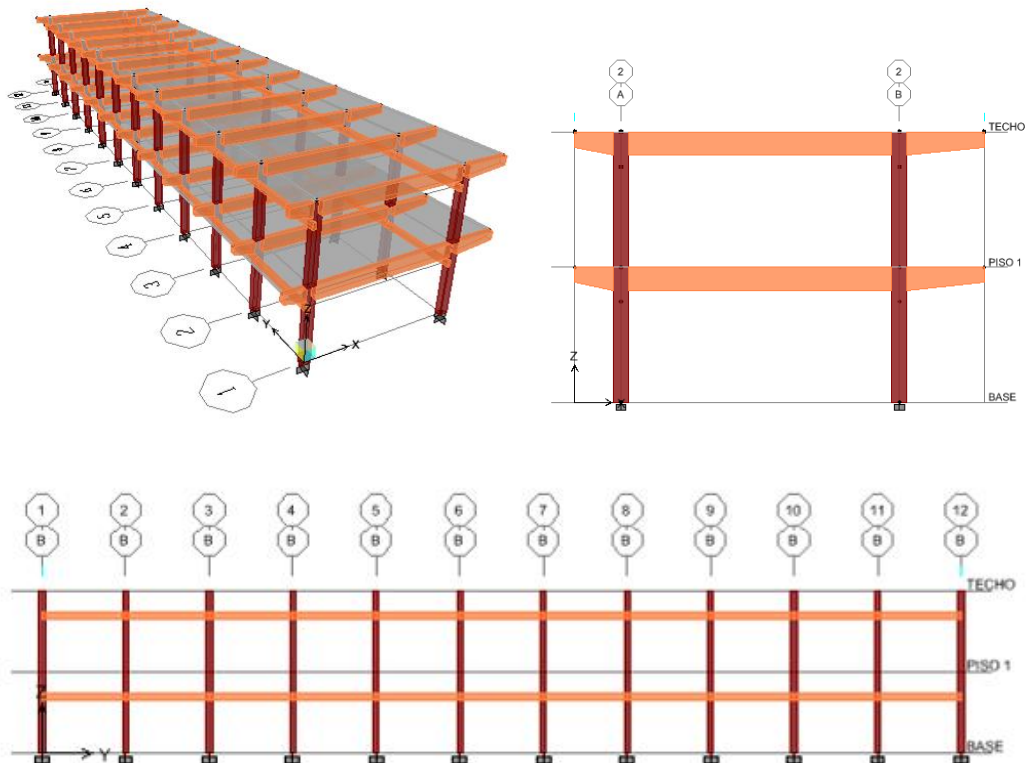


Figura 4.9.20.- Vista 3D y Pórticos de los Modelos 1 y 2.

Modelo 3: Condición Actual con Inercia Gruesa (I_g) y Mampostería.
Código: STAC-M3-ACT-IG-CM

Modelo 4: Condición Actual con Inercia Agrietada (I_a) y Mampostería
Código: STAC-M4-ACT-IA-CM ($I_a = 0,40I_g$ para Vigas y $I_a = 0,60I_g$ para Columnas)

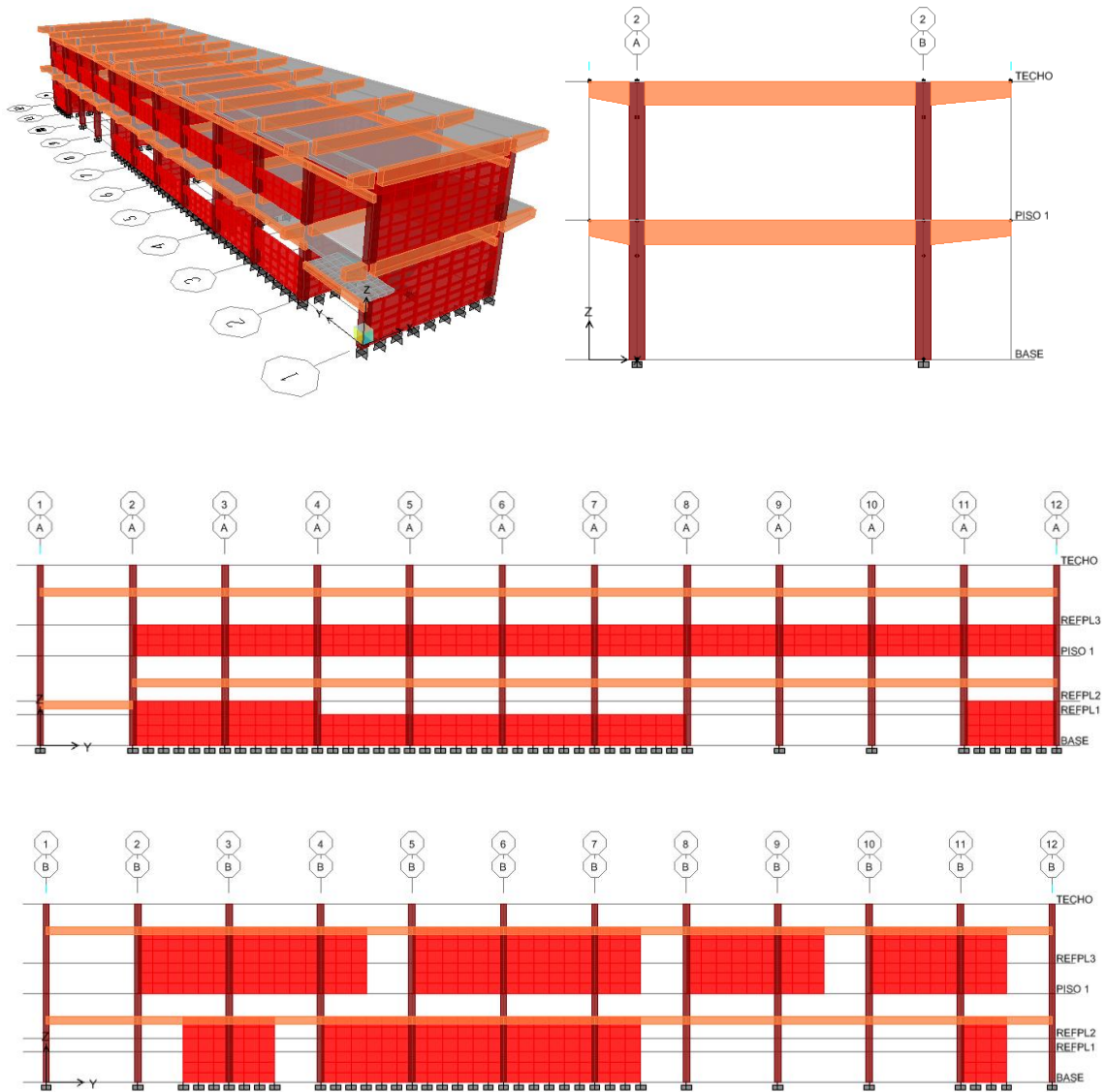


Figura 4.9.21.- Vista 3D y Pórticos de los Modelos 3 y 4.

b) Acciones Gravitacionales

Las acciones gravitacionales son asignadas de manera directa a los elementos de área utilizados para idealizar la losa de entrespiso.

Tabla 4.9.1.- Acciones Gravitacionales.

| <i>Definición de Acciones</i> | <i>Planta Baja (kgf/m²)</i> | <i>Primer Piso (kgf/m²)</i> | <i>Techo (kgf/m²)</i> |
|---|--|--|----------------------------------|
| <i>Variable</i> | | | |
| Áreas Públicas en Edificaciones Educativas (Escuelas, Liceos, Universidades, Institutos Técnicos y Similares) | 400 | 400 | |
| Escaleras y Balcones para Edificaciones distintas de Viviendas | 500 | 500 | |
| Áreas Privadas en Edificaciones Educativas (Escuelas, Liceos, Universidades, Institutos Técnicos y Similares) | 300 | 300 | |
| Techos sin acceso con CP > 50kgf/m ² y pendientes menores de 15% | | | 100 |
| <i>Permanente</i> | | | |
| Losa Maciza de concreto (espesor 12 cm) | 290 | 290 | 290 |
| Base de Pavimento de Cemento con Arena Amarilla de espesor promedio 2.0cm | 40 | 40 | 40 |
| Granito artificial con un espesor total de 5 cm | 100 | 100 | |
| Tabiquería Mínima Repartida. | 150 | 150 | |
| Pendientes de Bombeo de Cemento con Arena Amarilla de espesor promedio 3.0cm | | | 65 |
| Manto asfáltico hasta tres capas espesor promedio 4mm | | | 15 |

c) Materiales

- Concreto en Losas, Columnas, Escaleras y Vigas existentes, $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- Concreto en Muros y Losas de Refuerzo, $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$
- Acero de Refuerzo existente, $f'y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad de Mampostería existente, $E_m = 9000 \text{ kgf/cm}^2$

d) Acción Sísmica

- Grupo "A"
- Zona Sísmica 7
- $A_o = 0,40$
- $\alpha = 1,30$

- Suelo S2, $\varphi = 0,90$
- $R = 1,50$

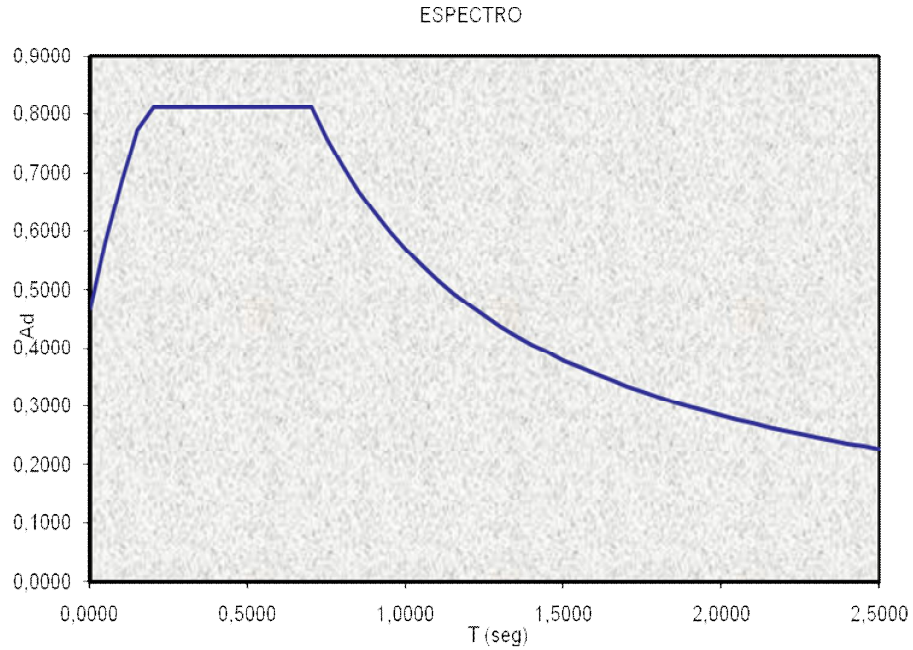


Figura 4.9.22.- Espectro de Diseño.

e) Respuesta Estructural

Tabla 4.9.2.- Períodos T1, T2 y T3 de cada modelo.

| DESCRIPCION | PERIODOS (SEG) | | |
|------------------|----------------|-------|-------|
| | T1 | T2 | T3 |
| STAC-M1-CA-IG-SM | 0,765 | 0,622 | 0,589 |
| STAC-M2-CA-IA-SM | 0,991 | 0,837 | 0,79 |
| STAC-M3-CA-IG-CM | 0,380 | 0,246 | 0,210 |
| STAC-M4-CA-IA-CM | 0,405 | 0,255 | 0,216 |

Tabla 4.9.3.- Corte Resistente en Columnas (Dirección Longitudinal).

| DESCRIPCION | Ancho (b) | Altura (h) | f _c (Kg/cm ²) | Pu (Ton) | ϕMn (Ton-m) | H Libre (m) | Vp (Ton) |
|------------------|-----------|------------|--------------------------------------|----------|-------------|-------------|----------|
| COLUMNA TIPO 1-L | 40 | 25 | 210 | 70 | 5,4 | 2,9 | 3,72 |
| COLUMNA TIPO 2-L | 40 | 25 | 210 | 70 | 5,4 | 0,6 | 18,00 |
| COLUMNA TIPO 3-L | 40 | 25 | 210 | 70 | 5,4 | 1,0 | 10,80 |

| DESCRIPCION | ϕVc (Ton) | Av/S | Fy (Kg/Cm ²) | Vs (Ton) | ϕVn (Ton) | Vp/ϕVn | DESEMPEÑO | ϕVn Max (Ton) |
|------------------|-----------|------|--------------------------|----------|-----------|--------|-----------|---------------|
| COLUMNA TIPO 1-L | 5,22 | 0,14 | 4200 | 11,96 | 17,18 | 0,22 | DUCTIL | 3,72 |
| COLUMNA TIPO 2-L | 5,22 | 0,14 | 4200 | 11,96 | 17,18 | 1,05 | FRAGIL | 17,18 |
| COLUMNA TIPO 3-L | 5,22 | 0,14 | 4200 | 11,96 | 17,18 | 0,63 | DUCTIL | 10,80 |

Tabla 4.9.4.- Corte Resistente en Columnas (Dirección Transversal).

| DESCRIPCION | Ancho (b) | Altura (h) | f c (Kg/cm2) | Pu (Ton) | ϕ Mn (Ton-m) | H Libre (m) | Vp (Ton) |
|------------------|-----------|------------|--------------|----------|-------------------|-------------|----------|
| COLUMNA TIPO 1-T | 25 | 40 | 210 | 70 | 8 | 2,9 | 5,52 |

| DESCRIPCION | ϕ Vc (Ton) | Av/S | Fy (Kg/Cm2) | Vs (Ton) | ϕ Vn (Ton) | Vp/ ϕ Vn | DESEMPEÑO | ϕ Vn Max (Ton) |
|------------------|-----------------|------|-------------|----------|-----------------|---------------|-----------|---------------------|
| COLUMNA TIPO 1-T | 5,71 | 0,14 | 4200 | 20,93 | 26,65 | 0,21 | DUCTIL | 5,52 |

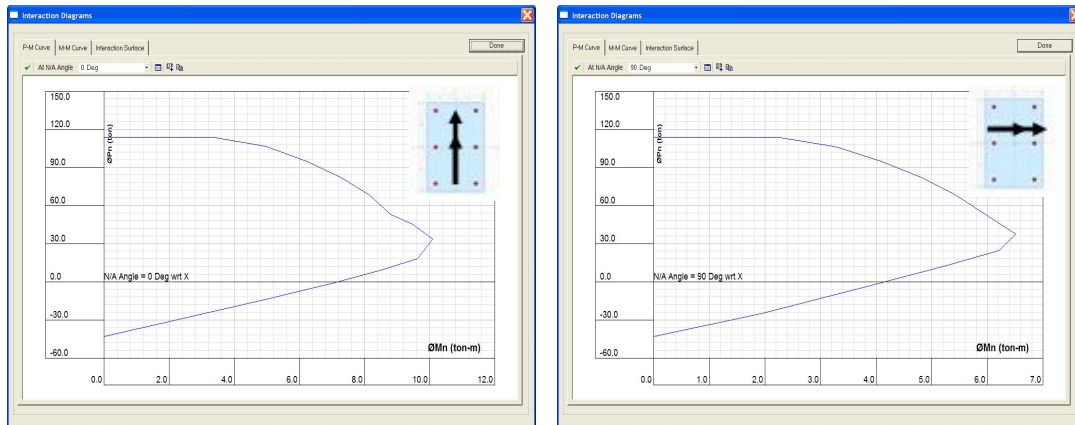


Figura 4.9.23.- Diagramas de Interacción de Columnas.

Tabla 4.9.5.- Demanda/Capacidad a Corte en Columnas (Dirección Longitudinal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | Vb (Ton) | Vu col (Ton) | $\Sigma \phi$ Vn (Ton) | Vu col / $\Sigma \phi$ Vn col | CONDICION |
|------------------|------------|----------|--------------|------------------------|-------------------------------|-----------|
| STAC-M1-CA-IG-SM | 1,5 | 661 | 661 | 89 | 7,40 | NC |
| STAC-M2-CA-IA-SM | 1,5 | 520 | 520 | 89 | 5,82 | NC |
| STAC-M3-CA-IG-CM | 1,5 | 868 | 806 | 185 | 4,36 | NC |
| STAC-M4-CA-IA-CM | 1,5 | 867 | 807 | 185 | 4,36 | NC |

Tabla 4.9.6.- Demanda/Capacidad a Corte en Columnas (Dirección Transversal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | Vb (Ton) | Vu col (Ton) | $\Sigma \phi$ Vn (Ton) | Vu col / $\Sigma \phi$ Vn col | CONDICION |
|------------------|------------|----------|--------------|------------------------|-------------------------------|-----------|
| STAC-M1-CA-IG-SM | 1,5 | 727 | 727 | 132 | 5,49 | NC |
| STAC-M2-CA-IA-SM | 1,5 | 607 | 607 | 132 | 4,58 | NC |
| STAC-M3-CA-IG-CM | 1,5 | 833 | 291 | 132 | 2,20 | NC |
| STAC-M4-CA-IA-CM | 1,5 | 832 | 290 | 132 | 2,20 | NC |

Tabla 4.9.7.- Revisión de Derivas (Dirección Longitudinal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | δl Tope (cm) | DERIVAS x1000 | | | $\Delta l/\Delta m$ | CONDICION |
|------------------|------------|----------------------|---------------|------------|------------|---------------------|-----------|
| | | | Δe | Δi | Δm | | |
| STAC-M1-CA-IG-SM | 1.5 | 16.644 | 21.340 | 25.608 | 6.000 | 4.268 | NC |
| STAC-M2-CA-IA-SM | 1.5 | 21.480 | 28.700 | 34.440 | 6.000 | 5.740 | NC |
| STAC-M3-CA-IG-CM | 1.5 | 4.248 | 8.190 | 9.828 | 6.000 | 1.638 | NC |
| STAC-M4-CA-IA-CM | 1.5 | 4.824 | 9.230 | 11.076 | 6.000 | 1.846 | NC |

Tabla 4.9.8.- Revisión de Derivas (Dirección Transversal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | δl Tope (cm) | DERIVAS x1000 | | | $\Delta l/\Delta m$ | CONDICION |
|------------------|------------|----------------------|---------------|------------|------------|---------------------|-----------|
| | | | Δe | Δi | Δm | | |
| STAC-M1-CA-IG-SM | 1.5 | 15.204 | 19.900 | 23.880 | 6.000 | 3.980 | NC |
| STAC-M2-CA-IA-SM | 1.5 | 23.160 | 29.300 | 35.160 | 6.000 | 5.860 | NC |
| STAC-M3-CA-IG-CM | 1.5 | 2.628 | 4.190 | 5.028 | 6.000 | 0.838 | OK |
| STAC-M4-CA-IA-CM | 1.5 | 2.820 | 4.500 | 5.400 | 6.000 | 0.900 | OK |

f) Análisis Estático No Lineal

Se definieron las propiedades no lineales de los elementos a partir de la capacidad a flexión, flexo compresión y corte, de vigas y columnas. En el caso de las vigas estas propiedades fueron asignadas en los extremos del miembro, mientras que para las columnas las propiedades correspondientes a flexo compresión fueron asignadas en los extremos y las de corte en la mitad de la altura libre del mismo. La ubicación de estas secciones de fallas corresponde al lugar más probable de incursión en el rango no lineal de cada elemento, para una combinación de carga gravitacional y carga lateral.

Los valores que determinan la forma del diagrama momento curvatura, para vigas y columnas fueron tomados como referencia del FEMA 356. Estos valores dependen en el caso de las vigas del acero de refuerzo longitudinal y el corte resistente, y en el caso de la columna depende de la carga axial y el corte resistente. En ambos casos, columnas y vigas, son catalogadas como conformes (C) con respecto al refuerzo transversal, según FEMA 356.

El análisis se realizó en la dirección más larga de la estructura, por ser esta la más vulnerable al presentar columnas cortas ocasionadas por la presencia de mampostería a media altura. El patrón de carga fue triangular, considerando el modo de vibración principal, y se tomó a partir de la deformada por carga lateral.

Una vez calculada la capacidad de la estructura, a través de análisis no lineal, la misma se compara con la demanda calculada utilizando el FEMA 440.

A continuación se presentan para cada uno de los modelos las Curvas de Capacidad (cortante en la base vs. desplazamiento en el techo), patrón de rótulas plásticas, demandas de desplazamiento y corte de conformidad al FEMA 440.

Modelo 1 No Lineal: Condición Actual con Inercia Gruesa sin Mampostería.
Código: STAC-NL-MI-ACT-IG-SM

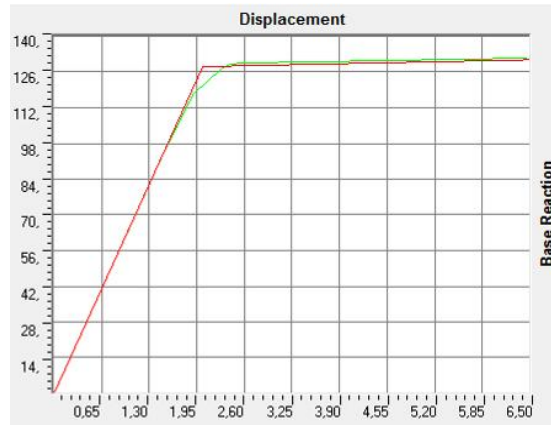


Figura 4.9.24.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

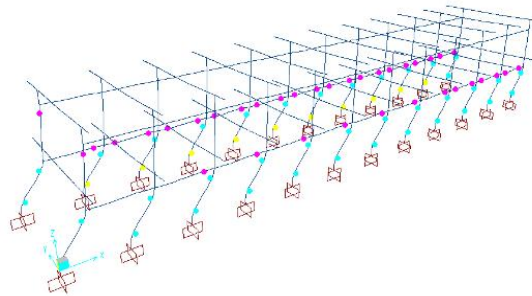


Figura 4.9.25.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 500 años | | Periodo de Retorno: 50 años | | Periodo de Retorno: 1000 años | |
|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|----------|
| Item | Value | Item | Value | Item | Value |
| C0 | 1,050 | C0 | 1,050 | C0 | 1,050 |
| C1 | 1,047 | C1 | 1,031 | C1 | 1,068 |
| C2 | 1,011 | C2 | 1,005 | C2 | 1,023 |
| C3 | 1,000 | C3 | 1,000 | C3 | 1,000 |
| Sa/g | 0,624 | Sa/g | 0,480 | Sa/g | 0,812 |
| Te | 0,700 | Te | 0,700 | Te | 0,700 |
| Ti | 0,700 | Ti | 0,700 | Ti | 0,700 |
| Ki | 62,85 | Ki | 62,85 | Ki | 62,85 |
| Ke | 62,85 | Ke | 62,85 | Ke | 62,85 |
| Alpha | 0,009357 | Alpha | 0,009357 | Alpha | 0,009357 |
| R | 3,061 | R | 2,355 | R | 3,980 |
| Vy | 128,1092 | Vy | 128,11 | Vy | 128,11 |
| Uy | 2,04 | Uy | 2,04 | Uy | 2,04 |
| Weight | 628,28 | Weight | 628,28 | Weight | 628,28 |
| Cm | 1 | Cm | 1 | Cm | 1 |
| U _d | 8,44 | U _d | 6,36 | U _d | 11,33 |
| V _d | 415 | V _d | 312 | V _d | 557 |
| U _d /U _y | 4,143 | U _d /U _y | 3,119 | U _d /U _y | 5,557 |
| V _d /V _y | 3,239 | V _d /V _y | 2,439 | V _d /V _y | 4,345 |

Figura 4.9.26.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

Modelo 2 No Lineal: Condición Actual con Inercia Agrietada sin Mampostería.
 Código: STAC-NL-M2-ACT-IA-SM

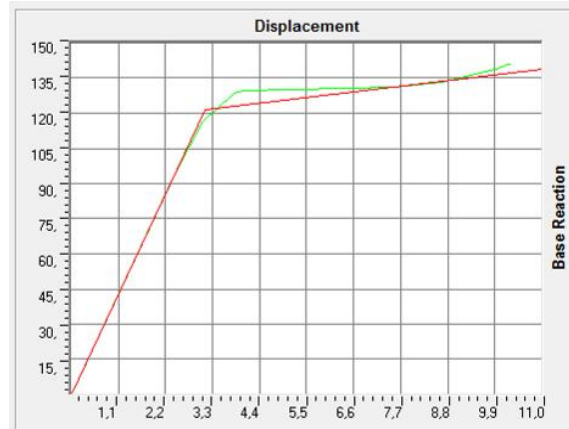


Figura 4.9.27.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

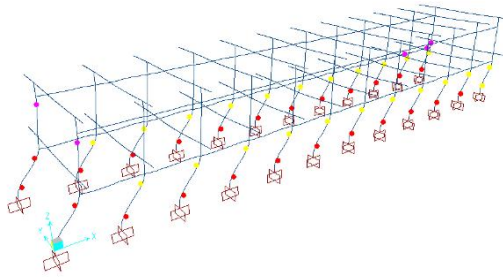


Figura 4.9.28.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Período de Retorno: 1000 años | | Período de Retorno: 500 años | | Período de Retorno: 50 años | |
|--------------------------------|--------|--------------------------------|---------|--------------------------------|--------|
| Item | Value | Item | Value | Item | Value |
| C0 | 1,098 | C0 | 1,098 | C0 | 1,098 |
| C1 | 1,039 | C1 | 1,027 | C1 | 1,018 |
| C2 | 1,000 | C2 | 1,000 | C2 | 1,000 |
| C3 | 1,000 | C3 | 1,000 | C3 | 1,000 |
| Sa/g | 0,811 | Sa/g | 0,624 | Sa/g | 0,480 |
| Te | 0,950 | Te | 0,950 | Te | 0,950 |
| Ti | 0,950 | Ti | 0,950 | Ti | 0,950 |
| Ki | 38,92 | Ki | 38,92 | Ki | 38,92 |
| Ke | 38,92 | Ke | 38,92 | Ke | 38,92 |
| Alpha | 0,0567 | Alpha | 0,0567 | Alpha | 0,0567 |
| R | 4,193 | R | 3,226 | R | 2,481 |
| Vy | 121,52 | Vy | 121,524 | Vy | 121,52 |
| Uy | 3,12 | Uy | 3,12 | Uy | 3,12 |
| Weight | 628,28 | Weight | 628,28 | Weight | 628,28 |
| Cm | 1 | Cm | 1 | Cm | 1 |
| U _d | 20,76 | U _d | 15,79 | U _d | 12,04 |
| V _d | 530 | V _d | 403 | V _d | 307 |
| U _d /U _y | 6,649 | U _d /U _y | 5,056 | U _d /U _y | 3,854 |
| V _d /V _y | 4,358 | V _d /V _y | 3,314 | V _d /V _y | 2,527 |

Figura 4.9.29.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

Modelo 3 No Lineal: Condición Actual con Inercia Gruesa y Mampostería.
Código: STAC-NL-M3-ACT-IG-CM



Figura 4.9.30.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

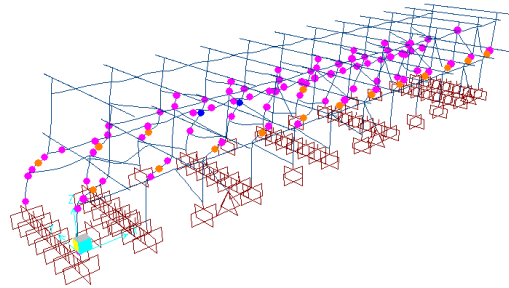


Figura 4.9.31.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 1000 años | | Periodo de Retorno: 500 años | | Periodo de Retorno: 50 años | |
|--------------------------------|---------|--------------------------------|----------|--------------------------------|---------|
| Item | Value | Item | Value | Item | Value |
| C0 | 1,681 | C0 | 1,681 | C0 | 1,681 |
| C1 | 1,167 | C1 | 1,112 | C1 | 1,070 |
| C2 | 1,044 | C2 | 1,020 | C2 | 1,008 |
| C3 | 1,000 | C3 | 1,000 | C3 | 1,000 |
| Sa/g | 0,811 | Sa/g | 0,624 | Sa/g | 0,480 |
| Te | 0,396 | Te | 0,396 | Te | 0,396 |
| Ti | 0,396 | Ti | 0,396 | Ti | 0,396 |
| Ki | 226,23 | Ki | 226,23 | Ki | 226,23 |
| Ke | 226,23 | Ke | 226,23 | Ke | 226,23 |
| Alpha | 0,0593 | Alpha | 0,0593 | Alpha | 0,0593 |
| R | 3,360 | R | 2,585 | R | 1,988 |
| Vy | 279,78 | Vy | 279,7833 | Vy | 279,78 |
| Uy | 1,24 | Uy | 1,24 | Uy | 1,24 |
| Weight | 1158,87 | Weight | 1158,87 | Weight | 1158,87 |
| Cm | 1 | Cm | 1 | Cm | 1 |
| U _d | 6,47 | U _d | 4,63 | U _d | 3,39 |
| V _d | 1146 | V _d | 820 | V _d | 600 |
| U _d /U _y | 5,235 | U _d /U _y | 3,748 | U _d /U _y | 2,740 |
| V _d /V _y | 4,096 | V _d /V _y | 2,933 | V _d /V _y | 2,144 |

Figura 4.9.32.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

Modelo 4 No Lineal: Condición Actual con Inercia Agrietada y Mampostería.
 Código: STAC-NL-M4-ACT-IA-CM



Figura 4.9.33.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

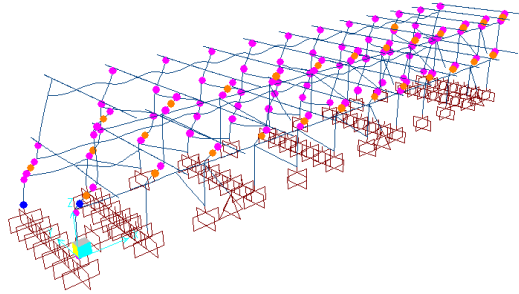


Figura 4.9.34.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 1000 años | | Periodo de Retorno: 500 años | | Periodo de Retorno: 50 años | |
|--------------------------------|-----------|--------------------------------|-----------|--------------------------------|-----------|
| Item | Value | Item | Value | Item | Value |
| C0 | 1,289 | C0 | 1,289 | C0 | 1,289 |
| C1 | 1,115 | C1 | 1,075 | C1 | 1,044 |
| C2 | 1,026 | C2 | 1,011 | C2 | 1,004 |
| C3 | 1,000 | C3 | 1,000 | C3 | 1,000 |
| Sa/g | 0,811 | Sa/g | 0,624 | Sa/g | 0,480 |
| Te | 0,436 | Te | 0,436 | Te | 0,436 |
| Ti | 0,436 | Ti | 0,436 | Ti | 0,436 |
| Ki | 186,78 | Ki | 186,78 | Ki | 186,78 |
| Ke | 186,78 | Ke | 186,78 | Ke | 186,78 |
| Alpha | -0,009481 | Alpha | -0,009481 | Alpha | -0,009481 |
| R | 2,973 | R | 2,287 | R | 1,759 |
| Vy | 316,19 | Vy | 316,187 | Vy | 316,19 |
| Uy | 1,69 | Uy | 1,69 | Uy | 1,69 |
| Weight | 1158,87 | Weight | 1158,87 | Weight | 1158,87 |
| Cm | 1 | Cm | 1 | Cm | 1 |
| U _d | 5,66 | U _d | 4,13 | U _d | 3,07 |
| V _d | 1075 | V _d | 786 | V _d | 583 |
| U _d /U _y | 3,340 | U _d /U _y | 2,442 | U _d /U _y | 1,812 |
| V _d /V _y | 3,400 | V _d /V _y | 2,486 | V _d /V _y | 1,844 |

Figura 4.9.35.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

4.9.5.- Refuerzo Estructural.

De los resultados obtenidos en las secciones anteriores de este informe, se plantea la necesidad de ejecutar un refuerzo que sea capaz de resistir la demanda sísmica y que a su vez limite la desplazabilidad, ante la misma, para así evitar la aparición de fallas frágiles en las columnas que puedan comprometer la estabilidad de la estructura.

Se propone colocar un sistema de Muros y losas de Concreto Armado en sentido longitudinal y transversal, a fin de resistir toda la demanda sísmica y generar la rigidez necesaria para limitar los desplazamientos laterales. Los muros externos tienen una longitud de 2,30 m medidos desde la cara de la columna.

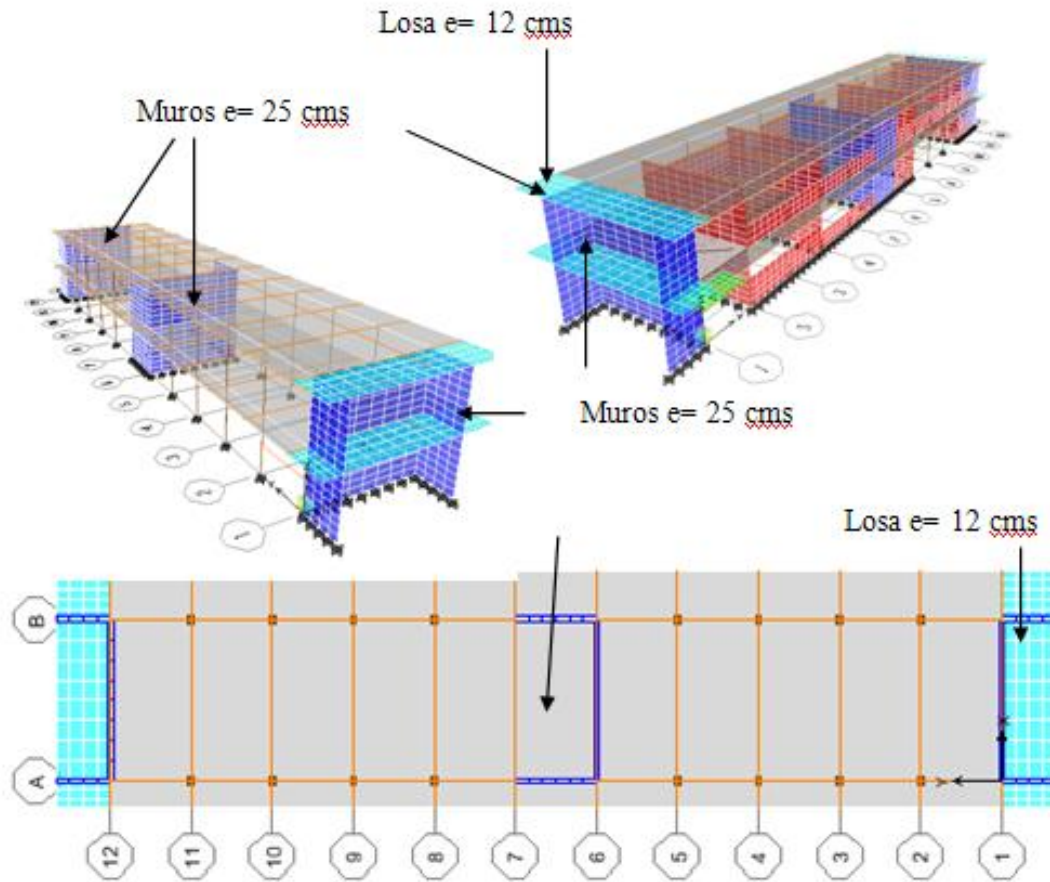


Figura 4.9.36.- Vista General de la Estructura Reforzada.

a) Modelos Estructurales

Se desarrollaron cuatro (4) modelos matemáticos para el refuerzo estructural:

Modelo 5: Estructura Reforzada con Inercia Gruesa sin Mampostería.

Código: STAC-M5-REF-IG-SM

Modelo 6: Estructura Reforzada con Inercia Agrietada sin Mampostería

Código: STAC-M6-REF-IA-SM ($I_a=0,40I_g$ para Vigas y $I_a=0,60I_g$ para Columnas)

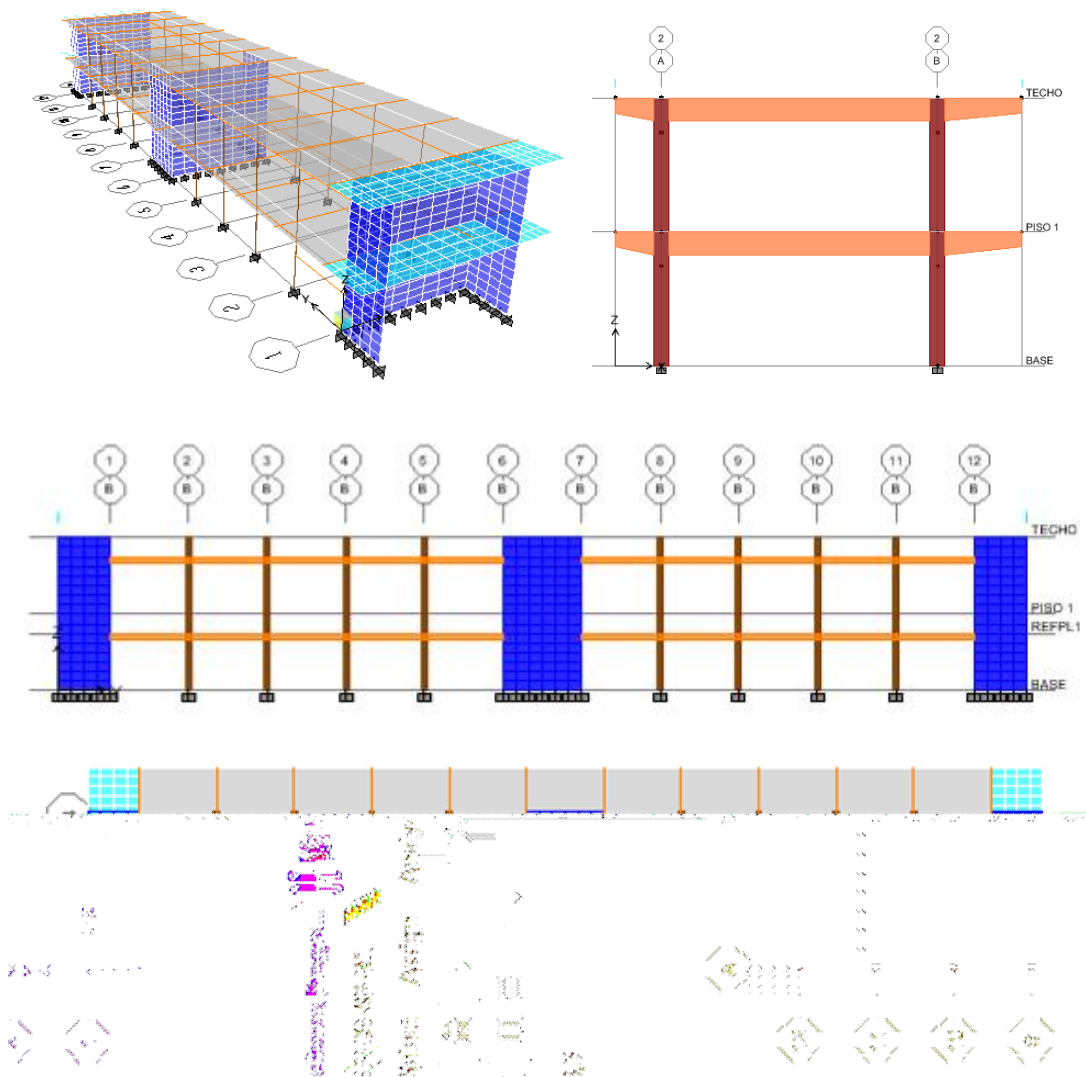


Figura 4.9.37.- Vista 3D, Pórticos y Planta de los Modelos 5 y 6.

Modelo 7: Estructura Reforzada con Inercia Gruesa y Mampostería.
 Código: STAC-M7-REF-IG-SM

Modelo 8: Estructura Reforzada con Inercia Agrietada y Mampostería
 Código: STAC-M8-REF-IA-SM ($I_a=0,40I_g$ para Vigas y $I_a=0,60I_g$ para Columnas)

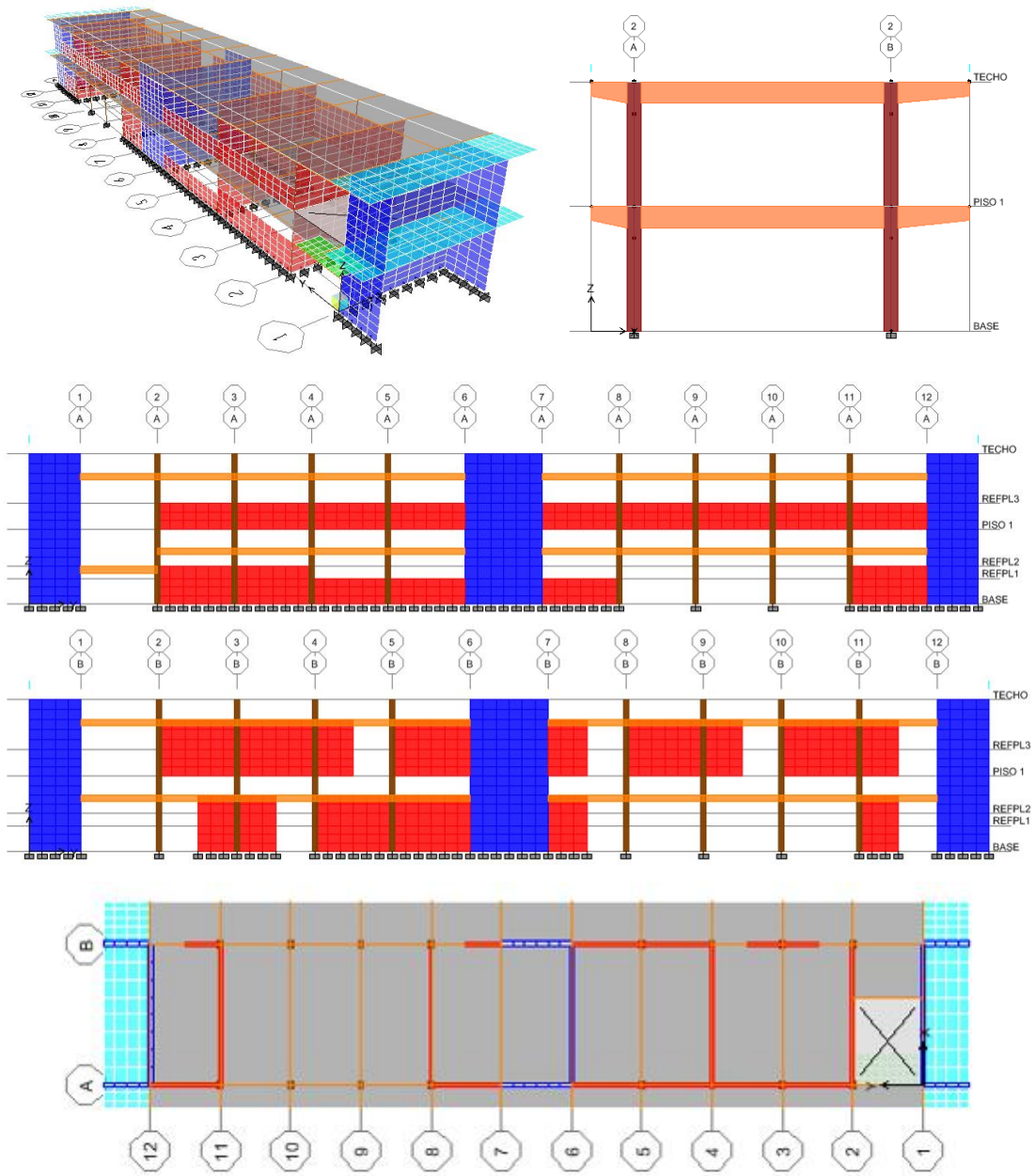


Figura 4.9.38.- Vista 3D, Pórticos y Planta de los Modelos 7 y 8.

b) Respuesta Estructural

Tabla 4.9.9.- Periodos T1, T2 y T3 de cada Modelo.

| DESCRIPCION | PERIODOS (SEG) | | |
|-------------------|----------------|-------|-------|
| | T1 | T2 | T3 |
| STAC-M5-REF-IG-SM | 0,141 | 0,075 | 0,064 |
| STAC-M6-REF-IA-SM | 0,142 | 0,075 | 0,064 |
| STAC-M7-REF-IG-CM | 0,138 | 0,076 | 0,065 |
| STAC-M8-REF-IA-CM | 0,139 | 0,076 | 0,065 |

Tabla 4.9.10.- Demanda/Capacidad a Corte en Columnas (Dirección Longitudinal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | Vb (Ton) | Vu col (Ton) | $\Sigma \phi Vn$ (Ton) | Vu col / $\Sigma \phi Vn$ col | CONDICION |
|-------------------|------------|----------|--------------|------------------------|-------------------------------|-----------|
| STAC-M5-REF-IG-SM | 2,0 | 623 | 25 | 60 | 0,42 | OK |
| STAC-M6-REF-IA-SM | 2,0 | 625 | 26 | 60 | 0,44 | OK |
| STAC-M7-REF-IG-CM | 2,0 | 685 | 46 | 60 | 0,77 | OK |
| STAC-M8-REF-IA-CM | 2,0 | 687 | 48 | 60 | 0,81 | OK |

Tabla 4.9.11.- Demanda/Capacidad a Corte en Columnas (Dirección Transversal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | Vb (Ton) | Vu col (Ton) | $\Sigma \phi Vn$ (Ton) | Vu col / $\Sigma \phi Vn$ col | CONDICION |
|-------------------|------------|----------|--------------|------------------------|-------------------------------|-----------|
| STAC-M5-REF-IG-SM | 2 | 611 | 7 | 88 | 0,08 | OK |
| STAC-M6-REF-IA-SM | 2 | 612 | 8 | 88 | 0,09 | OK |
| STAC-M7-REF-IG-CM | 2 | 673 | 12 | 88 | 0,14 | OK |
| STAC-M8-REF-IA-CM | 2 | 671 | 10 | 88 | 0,11 | OK |

Tabla 4.9.12.- Revisión de Derivas (Dirección Longitudinal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | δ l Tope (cm) | DERIVAS x1000 | | | | CONDICION |
|-------------------|------------|----------------------|---------------|------------|------------|---------------------|-----------|
| | | | Δe | Δl | Δm | $\Delta l/\Delta m$ | |
| STAC-M5-REF-IG-SM | 2 | 0.608 | 0.647 | 1.035 | 6.000 | 0.173 | OK |
| STAC-M6-REF-IA-SM | 2 | 0.614 | 0.654 | 1.046 | 6.000 | 0.174 | OK |
| STAC-M7-REF-IG-CM | 2 | 0.579 | 0.606 | 0.970 | 6.000 | 0.162 | OK |
| STAC-M8-REF-IA-CM | 2 | 0.590 | 0.620 | 0.992 | 6.000 | 0.165 | OK |

Tabla 4.9.13.- Revisión de Derivas (Dirección Transversal).

| DESCRIPCION | FACTOR "R" | δ l Tope (cm) | DERIVAS x1000 | | | | CONDICION |
|-------------------|------------|----------------------|---------------|------------|------------|---------------------|-----------|
| | | | Δe | Δl | Δm | $\Delta l/\Delta m$ | |
| STAC-M5-REF-IG-SM | 2 | 0.221 | 0.245 | 0.392 | 6.000 | 0.065 | OK |
| STAC-M6-REF-IA-SM | 2 | 0.226 | 0.246 | 0.394 | 6.000 | 0.066 | OK |
| STAC-M7-REF-IG-CM | 2 | 0.235 | 0.261 | 0.418 | 6.000 | 0.070 | OK |
| STAC-M8-REF-IA-CM | 2 | 0.237 | 0.262 | 0.419 | 6.000 | 0.070 | OK |

c) *Análisis Estático No Lineal.*

De conformidad a lo realizado en los modelos 1, 2, 3 y 4 para la estructura en su condición actual con mampostería y sin mampostería, se procedió a generar un elemento lineal equivalente para idealizar de manera simple los muros de refuerzo con el objeto de incorporar la rigidez y resistencia correspondientes. En cada uno de ellos se definió una rótula a corte de acuerdo a su capacidad y ductilidad.

Por otra parte, la mampostería se idealizó a través de Bielas Equivalentes a Compresión con la rigidez y resistencia correspondientes, tanto para paredes completas o a media altura. En las bielas equivalentes las propiedades no lineales fueron asignadas en la mitad del miembro. El ancho efectivo de estas bielas equivalentes se determinó a través de un modelo representativo donde se logró obtener la misma rigidez que la proporcionada por un elemento de área discretizado.

El análisis se realizó en la dirección más larga de la estructura, por ser esta la más vulnerable al presentar columnas cortas ocasionadas por la presencia de mampostería a media altura. El patrón de carga fue triangular, considerando el modo de vibración principal, y se tomó a partir de la deformada por carga lateral.

Una vez calculada la capacidad de la estructura, a través de análisis no lineal, la misma se compara con la demanda calculada con el FEMA 440.

A continuación se presentan para cada uno de los modelos las Curvas de Capacidad (cortante en la base vs. desplazamiento en el techo), patrón de rótulas plásticas, demandas de desplazamiento y corte, de conformidad al FEMA 440.

Modelo 5 No Lineal: Estructura Reforzada con Inercia Gruesa sin Mampostería.

Código: STAC-NL-M5-REF-IG-SM

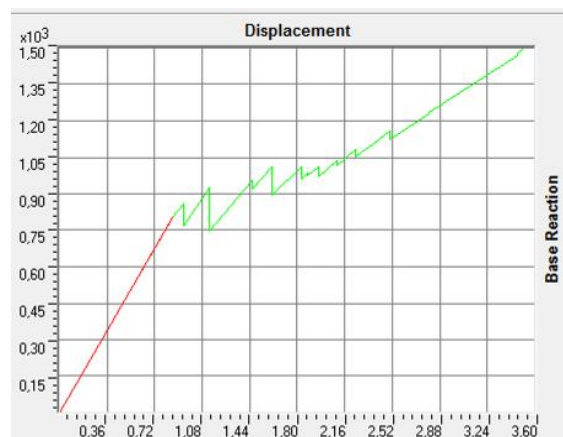


Figura 4.9.39.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

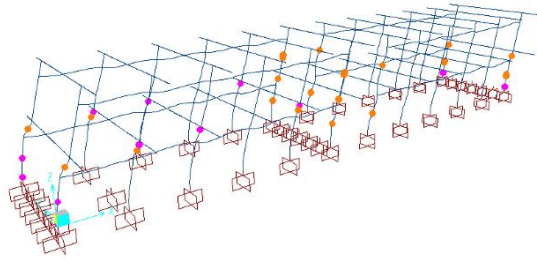


Figura 4.9.40.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 1000 años | | | Periodo de Retorno: 500 años | | | Periodo de Retorno: 50 años | | |
|--------------------------------|--------|--------|--------------------------------|--------|--------|--------------------------------|--------|--------|
| Item | Value | | Item | Value | | Item | Value | |
| C0 | 1,195 | | C0 | 1,195 | | C0 | 1,195 | |
| C1 | 0,983 | | C1 | 0,923 | | C1 | 0,876 | |
| C2 | 1,000 | | C2 | 1,002 | | C2 | 1,006 | |
| C3 | 1,000 | | C3 | 1,000 | | C3 | 1,000 | |
| Sa/g | 0,604 | | Sa/g | 0,465 | | Sa/g | 0,357 | |
| Te | 0,1833 | seg | Te | 0,1833 | seg | Te | 0,1833 | seg |
| Ti | 0,1833 | seg | Ti | 0,1833 | seg | Ti | 0,1833 | seg |
| Ki | 934,29 | Ton/cm | Ki | 934,29 | Ton/cm | Ki | 934,29 | Ton/cm |
| Ke | 934,29 | Ton/cm | Ke | 934,29 | Ton/cm | Ke | 934,29 | Ton/cm |
| Alpha | 1,00 | | Alpha | 1,00 | | Alpha | 1,00 | |
| R | 0,939 | | R | 0,722 | | R | 0,555 | |
| Vy | 802,21 | Ton | Vy | 802,21 | Ton | Vy | 802,21 | Ton |
| Uy | 0,8586 | cm | Uy | 0,8586 | cm | Uy | 0,8586 | cm |
| Weight | 1246 | Ton | Weight | 1246 | Ton | Weight | 1246 | Ton |
| Cm | 1,00 | | Cm | 1,00 | | Cm | 1,00 | |
| U _d | 0,593 | cm | U _d | 0,429 | cm | U _d | 0,315 | cm |
| V _d | 740 | Ton | V _d | 536 | Ton | V _d | 393 | Ton |
| U _d /U _y | 0,690 | | U _d /U _y | 0,500 | | U _d /U _y | 0,366 | |
| V _d /V _y | 0,923 | | V _d /V _y | 0,668 | | V _d /V _y | 0,490 | |

Figura 4.9.41.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

Modelo 6 No Lineal: Estructura Reforzada con Inercia Agrietada sin Mampostería.
Código: STAC-NL-M6-REF-IA-SM

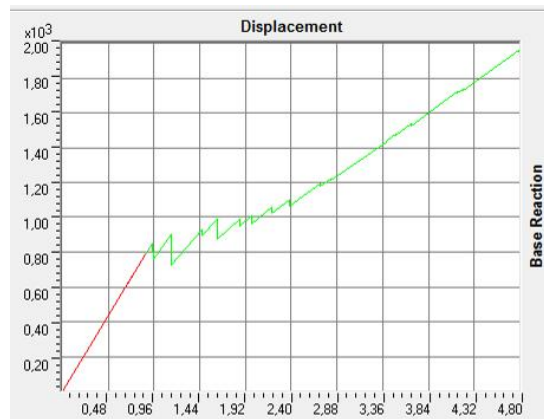


Figura 4.9.42.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

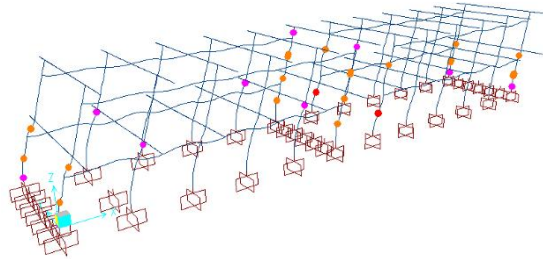


Figura 4.9.43.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 1000 años | | Periodo de Retorno: 500 años | | Periodo de Retorno: 50 años | |
|--------------------------------|--------|--------------------------------|--------|--------------------------------|--------|
| Item | Value | Item | Value | Item | Value |
| C0 | 1,195 | C0 | 1,195 | C0 | 1,195 |
| C1 | 0,983 | C1 | 0,923 | C1 | 0,876 |
| C2 | 1,000 | C2 | 1,002 | C2 | 1,006 |
| C3 | 1,000 | C3 | 1,000 | C3 | 1,000 |
| Sa/g | 0,604 | Sa/g | 0,465 | Sa/g | 0,357 |
| Te | 0,1833 | Te | 0,1833 | Te | 0,1833 |
| Ti | 0,1833 | Ti | 0,1833 | Ti | 0,1833 |
| Ki | 934,29 | Ki | 934,29 | Ki | 934,29 |
| Ke | 934,29 | Ke | 934,29 | Ke | 934,29 |
| Alpha | 1,00 | Alpha | 1,00 | Alpha | 1,00 |
| R | 0,939 | R | 0,722 | R | 0,555 |
| Vy | 802,21 | Vy | 802,21 | Vy | 802,21 |
| Uy | 0,8586 | Uy | 0,8586 | Uy | 0,8586 |
| Weight | 1246 | Weight | 1246 | Weight | 1246 |
| Cm | 1,00 | Cm | 1,00 | Cm | 1,00 |
| U _d | 0,593 | U _d | 0,429 | U _d | 0,315 |
| V _d | 740 | V _d | 536 | V _d | 393 |
| U _d /U _y | 0,690 | U _d /U _y | 0,500 | U _d /U _y | 0,366 |
| V _d /V _y | 0,923 | V _d /V _y | 0,668 | V _d /V _y | 0,490 |

Figura 4.9.44.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

Modelo 7 No Lineal: Estructura Reforzada con Inercia Gruesa y Mampostería.
 Código: STAC-NL-M7-ACT-IG-CM

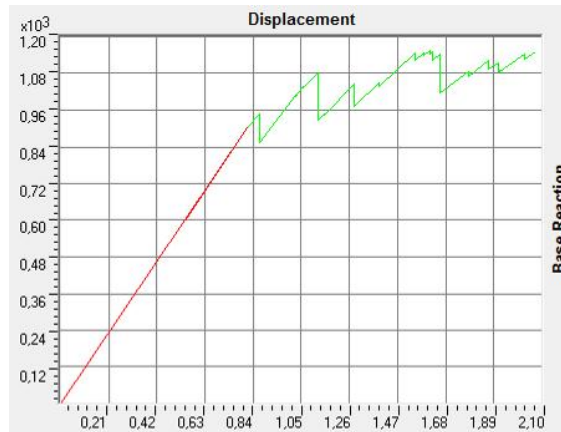


Figura 4.9.45.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

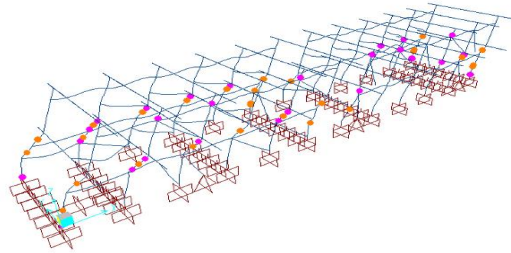


Figura 4.9.46.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 1000 años | | Periodo de Retorno: 500 años | | Periodo de Retorno: 50 años | |
|---------------------------------|---------|---------------------------------|---------|---------------------------------|---------|
| Item | Value | Item | Value | Item | Value |
| C0 | 1,198 | C0 | 1,198 | C0 | 1,198 |
| C1 | 0,975 | C1 | 0,917 | C1 | 0,872 |
| C2 | 1,000 | C2 | 1,003 | C2 | 1,007 |
| C3 | 1,000 | C3 | 1,000 | C3 | 1,000 |
| Sa/g | 0,602 | Sa/g | 0,463 | Sa/g | 0,356 |
| Te | 0,1756 | Te | 0,1756 | Te | 0,1756 |
| Ti | 0,1756 | Ti | 0,1756 | Ti | 0,1756 |
| Ki | 1104,79 | Ki | 1104,79 | Ki | 1104,79 |
| Ke | 1104,79 | Ke | 1104,79 | Ke | 1104,79 |
| Alpha | 1,00 | Alpha | 1,00 | Alpha | 1,00 |
| R | 0,910 | R | 0,700 | R | 0,538 |
| Vy | 902,21 | Vy | 902,21 | Vy | 902,21 |
| Uy | 0,8166 | Uy | 0,8166 | Uy | 0,8166 |
| Weight | 1364 | Weight | 1364 | Weight | 1364 |
| Cm | 1,00 | Cm | 1,00 | Cm | 1,00 |
| U _d | 0,539 | U _d | 0,391 | U _d | 0,287 |
| V _d | 800 | V _d | 580 | V _d | 426 |
| U _d / U _y | 0,660 | U _d / U _y | 0,478 | U _d / U _y | 0,351 |
| V _d / V _y | 0,887 | V _d / V _y | 0,643 | V _d / V _y | 0,472 |

Figura 4.9.47.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

Modelo 8 No Lineal: Estructura Reforzada con Inercia Agrietada y Mampostería.
 Código: STAC-NL-M8-REF-IA-CM

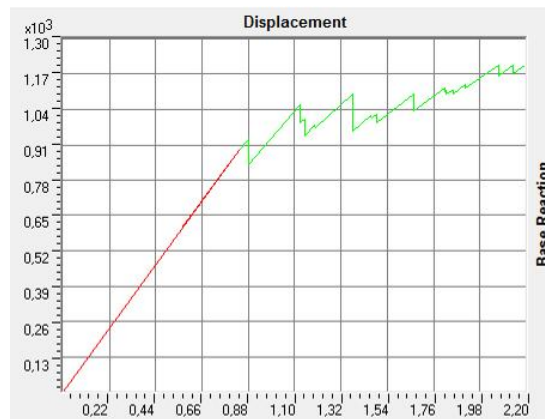


Figura 4.9.48.- Curva de Capacidad. Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton).

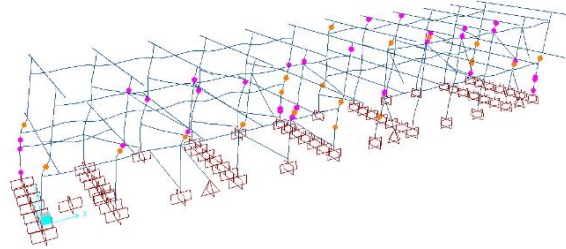


Figura 4.9.49.- Patrón de Rótulas Plásticas.

| Periodo de Retorno: 1000 años | | | Periodo de Retorno: 500 años | | | Periodo de Retorno: 50 años | | |
|---------------------------------|---------|--------|---------------------------------|---------|--------|---------------------------------|---------|--------|
| Item | Value | | Item | Value | | Item | Value | |
| C0 | 1,201 | | C0 | 1,201 | | C0 | 1,201 | |
| C1 | 0,979 | | C1 | 0,919 | | C1 | 0,874 | |
| C2 | 1,000 | | C2 | 1,003 | | C2 | 1,006 | |
| C3 | 1,000 | | C3 | 1,000 | | C3 | 1,000 | |
| Sa/g | 0,603 | | Sa/g | 0,464 | | Sa/g | 0,357 | |
| Te | 0,1783 | seg | Te | 0,1783 | seg | Te | 0,1783 | seg |
| Ti | 0,1783 | seg | Ti | 0,1783 | seg | Ti | 0,1783 | seg |
| Ki | 1068,79 | Ton/cm | Ki | 1068,79 | Ton/cm | Ki | 1068,79 | Ton/cm |
| Ke | 1068,79 | Ton/cm | Ke | 1068,79 | Ton/cm | Ke | 1068,79 | Ton/cm |
| Alpha | 1,00 | | Alpha | 1,00 | | Alpha | 1,00 | |
| R | 0,923 | | R | 0,710 | | R | 0,546 | |
| Vy | 890,49 | Ton | Vy | 890,49 | Ton | Vy | 890,49 | Ton |
| Uy | 0,8332 | cm | Uy | 0,8332 | cm | Uy | 0,8332 | cm |
| Weight | 1364 | Ton | Weight | 1364 | Ton | Weight | 1364 | Ton |
| Cm | 1,00 | | Cm | 1,00 | | Cm | 1,00 | |
| U _d | 0,560 | cm | U _d | 0,405 | cm | U _d | 0,298 | cm |
| V _d | 804 | Ton | V _d | 583 | Ton | V _d | 428 | Ton |
| U _d / U _y | 0,672 | | U _d / U _y | 0,487 | | U _d / U _y | 0,357 | |
| V _d / V _y | 0,903 | | V _d / V _y | 0,654 | | V _d / V _y | 0,480 | |

Figura 4.9.50.- Demanda/Capacidad, FEMA 440.

d) Gráficas de Curvas de Capacidad.

A continuación se presenta las curvas de capacidad en sentido longitudinal de la estructura modelada incluyendo la mampostería representadas por los desplazamientos en el tope (cm) y el corte basal (Ton), tanto para la estructura actual como para la estructura con el refuerzo propuesto a fin de comparar la respuesta bajo la acción de un Análisis Estático No Lineal.

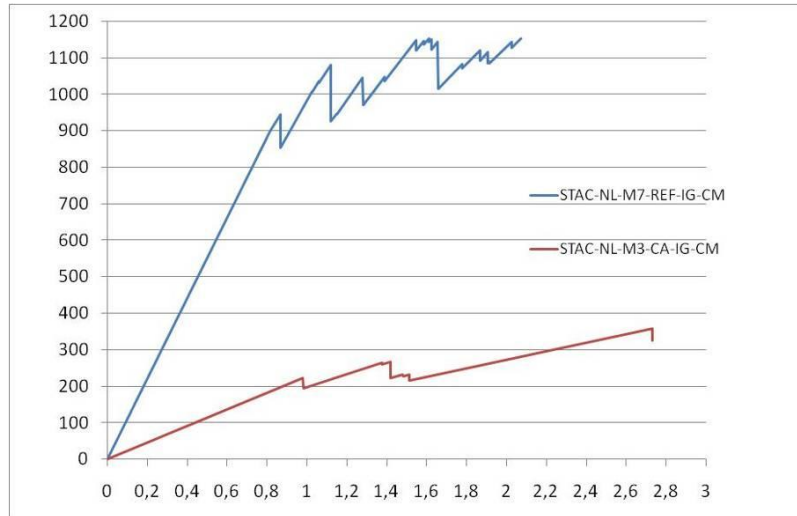


Figura 4.9.51.- Curvas de Capacidad del Modelo con Inercia Gruesa y Mampostería para la Estructura Actual y Reforzada

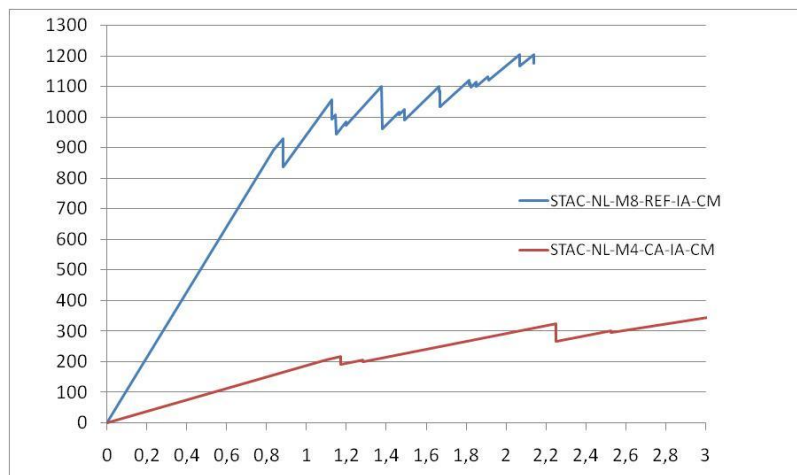


Figura 4.9.52.- Curvas de Capacidad. Modelo con Inercia Agrietada y Mampostería para la Estructura Actual y Reforzada

e) Planos del Refuerzo Propuesto.

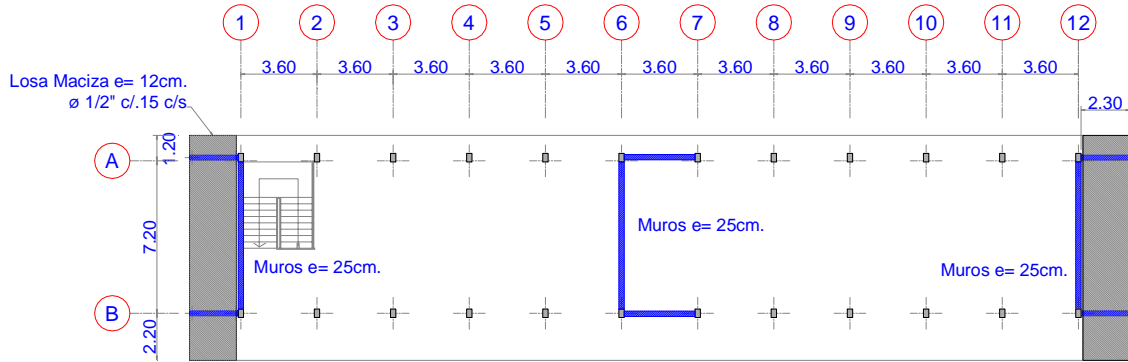


Figura 4.9.53.- Planta General del Refuerzo

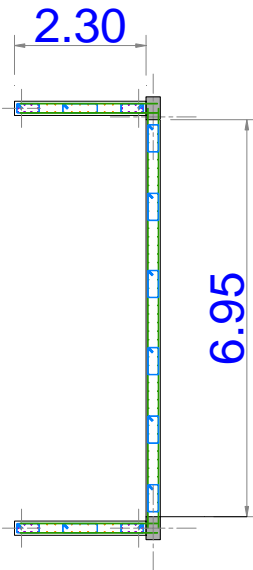


Figura 4.9.54.- Refuerzo Tipo 1
 Muros de espesor 25 cms.

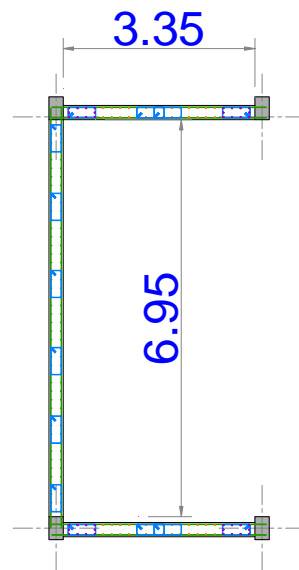


Figura 4.9.55.- Refuerzo Tipo 2
 Muros de espesor 25 cms.

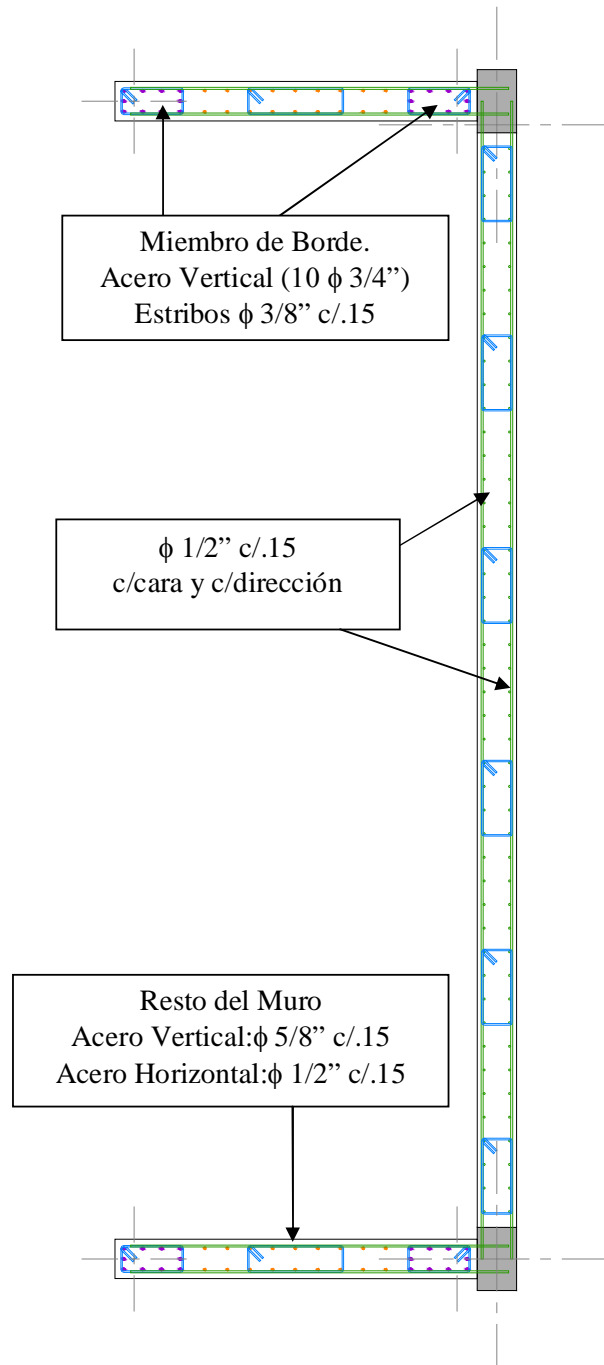


Figura 4.9.56.- Detalle del Refuerzo Tipo 1 y Tipo 2 muy similar.

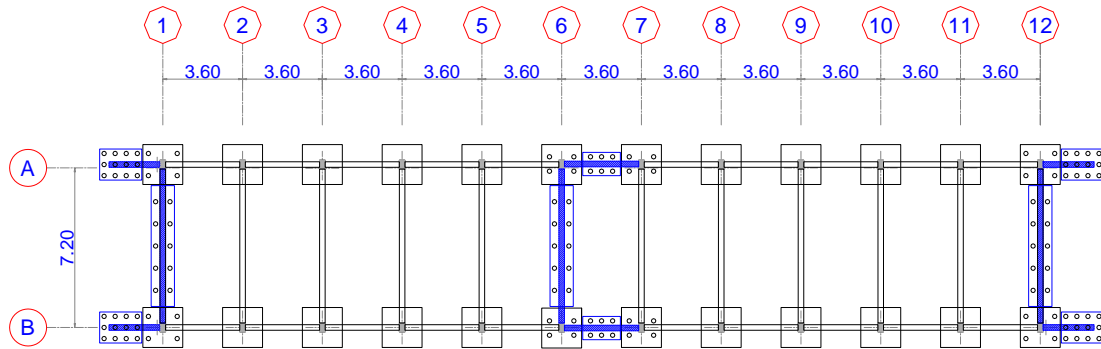


Figura 4.9.57.- Planta General. Propuesta Conceptual del Recalce de Fundaciones a través de Micropilotes.

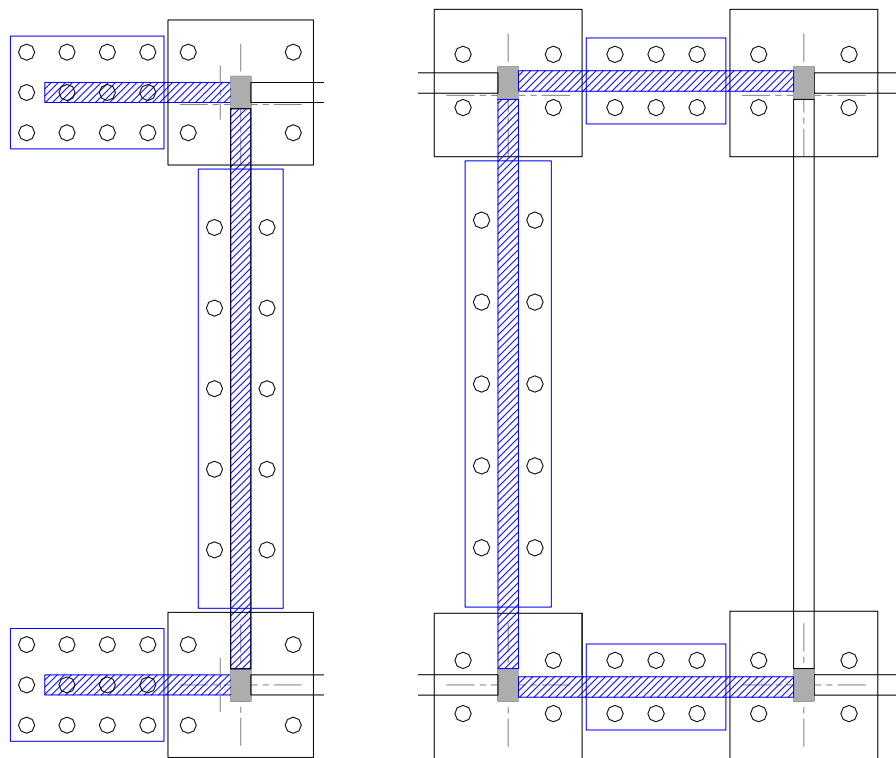


Figura 4.9.58.- Detalle General. Propuesta Conceptual del Recalce de Fundaciones a través de Micropilotes.

f) Cómputos y Costos del Refuerzo Propuesto.

A continuación se presentan los costos asociados al refuerzo estructural de muros y losas de concreto armado con su respectivo acero de refuerzo.

**Tabla 4.9.14.- Cómputos y Costos del Refuerzo Propuesto para el año 2011
(no incluye sistema de fundaciones ni obras adicionales)**

| Descripción | Unidad | Cantidad | P.U | Bs. |
|--|----------------|----------|--------------------|-------------------|
| Suministro Transporte y Colocación de Concreto en Losas, $f_c=250$ kgf/cm ² (Incluye Encofrado) | m ³ | 12 | 2.270,00 | 27.240,00 |
| Suministro Transporte y Colocación de Concreto en Muros, $f_c=250$ kgf/cm ² (Incluye Encofrado) | m ³ | 53 | 2.500,00 | 132.500,00 |
| Suministro Transporte y Colocación de Acero de Refuerzo de 3/8" a 7/8" | kgf | 10.900 | 12,00 | 130.800,00 |
| | | | Total (Bs.) | 290.540,00 |

4.9.6.- Conclusiones y Recomendaciones.

- La Estructura en su condición actual sin mampostería y/o con mampostería no satisface los requerimientos de resistencia ante la demanda impuesta por las cargas gravitacionales y la acción sísmica proveniente de un espectro de diseño de conformidad a la Norma COVENIN 1756-2001 (ver Tablas 4.9.5. y 4.9.6.).
- La Estructura en su condición actual, en dirección longitudinal, presenta derivas inelásticas superiores a las máximas permitidas, ante la demanda impuesta por la acción sísmica proveniente de un espectro de diseño de conformidad a la Norma COVENIN 1756-2001 (ver Tabla 4.9.7.).
- La Estructura en su condición actual, en dirección transversal con mampostería, presenta derivas inelásticas inferiores a las máximas permitidas, ante la demanda impuesta por la acción sísmica proveniente de un espectro de diseño de conformidad a la Norma COVENIN 1756-2001 (ver Tabla 4.9.8.).
- La Estructura en su condición actual, en dirección transversal sin mampostería, presenta derivas inelásticas superiores a las máximas permitidas, ante la demanda impuesta por la acción sísmica proveniente de un espectro de diseño de conformidad a la Norma COVENIN 1756-2001 (ver Tabla 4.9.8.).
- En el análisis Estático No Lineal realizado a los modelos con mampostería se presentó el efecto de Columna Corta en todas aquellas zonas con paredes a media altura, limitando la capacidad y ductilidad de la estructura (ver Figuras 4.9.31 y 4.9.34).

- La demanda de desplazamiento y corte impuesta y calculada mediante el FEMA 440 fue superior a la capacidad de la estructura en todos los modelos donde la misma se encontraba en su condición actual, con mampostería y sin mampostería (ver Figuras 4.9.26, 4.9.29, 4.9.32 y 4.9.35).
- La incorporación del refuerzo propuesto genera un aumento considerable de la capacidad de la estructura, y a su vez, proporciona la adecuada rigidez para limitar los desplazamientos laterales, logrando con ello minimizar la ocurrencia de fallas frágiles ante un evento sísmico (ver Figuras 4.9.39, 4.9.42, 4.9.45 y 4.9.48).
- La capacidad de la estructura en aquellos modelos donde se incorporó el refuerzo propuesto fue superior a la demanda impuesta y calculada con el FEMA 440 (ver Figuras 4.9.41, 4.9.44, 4.9.47 y 4.9.50).
- El desplazamiento máximo inelástico obtenido de los modelos lineales donde se incluye el refuerzo propuesto fue de 0,62 cm. Del análisis realizado a la estructura incluyendo la mampostería se obtiene que el desplazamiento máximo que puede tener la misma en su tope en dirección longitudinal debe ser inferior a 0,85 cm, a fin de que no se produzcan fallas frágiles incluyendo el efecto de columna corta. Esto evidencia que la estructura reforzada satisface los requisitos de resistencia y desplazabilidad requeridos.
- Adicional al refuerzo propuesto es recomendable, en la medida de lo posible, eliminar el efecto de columna corta separando las paredes a media altura de las columnas, y también rellenar los bloques de ventilación cercanos a las columnas, ubicados por encima de la viga de amarre longitudinal.

4.10.- Evaluación Sismorresistente de la U.E.N Padre Sojo

4.10.1.- Participantes

- Profesor Oscar Andrés López
- Mary Ann Olivo (Tesisista de pregrado)
- María Carolina Sucre (Tesisista de pregrado)
- Luis Fernando Espinosa (Tesisista de Postgrado)
- Denis Rodríguez (Tesisista de Postgrado)

4.10.2.- Inspecciones efectuadas

En primer lugar se seleccionó la edificación escolar Tipo Módulo Base que va a ser objeto de un estudio detallado: La U. E. N. Padre Sojo la cual se encuentra ubicada en la Avenida Caroní, Calle Humboldt, Bello Monte, Caracas. Fue inspeccionada de manera preliminar el Miércoles, 16 de Agosto de 2006; en esta visita se pudo observar algunos de los elementos estructurales y no estructurales pertenecientes a la edificación. También se tomaron algunas fotografías y mediciones preliminares. Es importante señalar que la escuela se encontraba cerrada ese día debido al período vacacional reglamentario para todas las instituciones escolares del país. Ese día se visitó de manera análoga la U. E. N. Julio Bustamante, la cual comparte la entrada principal con la U. E. N. Padre Sojo. Dicha unidad educativa es independiente de la escuela en estudio, sin embargo presentan una geometría bastante similar.

La segunda visita a la U. E. N. Padre Sojo se realizó el *Miércoles, 11 de Octubre de 2006*, donde se procuró tomar la mayor cantidad de fotografías posibles, con el fin de elaborar el Informe Fotográfico de la edificación de manera ordenada y concisa. En dicha visita se inspeccionó la escuela de manera detallada, se visitaron todas las áreas del edificio, y se fotografiaron aquellas que caracterizan el Sistema Tipo Módulo Base. En esta visita se observaron las grietas que presenta la edificación, sobre todo al nivel de las juntas de construcción. Se aprovechó la ocasión para tomar fotografías de las fachadas externas de la U. E. N. Julio Bustamante.

Para llevar a cabo el levantamiento geométrico de la edificación, fue necesario realizar una tercera inspección a la U. E. N. Padre Sojo, pero esta vez se llevaron 2 cintas métricas para tomar las medidas de la geometría del edificio. En esta visita, realizada el día *Jueves, 2 de Noviembre de 2006*, se midieron todas las distancias que definen el espacio de la edificación, tal como luz libre, altura de entrepiso, altura de ventanas y puertas, entre otros. Se aprovechó la visita para tomar fotografías de las grietas de la edificación, usando como referencia la cinta métrica, lo cual indica el tamaño de estas aberturas.

Una cuarta inspección a la U. E. N. Padre Sojo, fue llevada a cabo el *Jueves, 14 de Diciembre de 2006*, donde un técnico del IMME asistió a la escuela con el objeto de aportar su ayuda en la identificación de los elementos de concreto armado del edificio, mediante el uso del detector de metales o "Ferroskan". Este instrumento, constituido por un dispositivo deslizante y una pantalla, semejante a la de un computador, fue utilizado en algunas columnas

del edificio para ubicar la posición del refuerzo transversal y longitudinal de las mismas, también fue utilizado en algunas vigas altas de la escalera y en sitios donde se presumía la existencia de vigas planas.

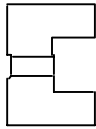
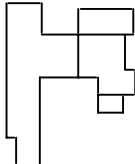
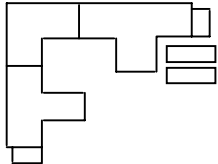
El día *Miércoles, 7 de Febrero de 2007*, se realizó la quinta visita a la U. E. N. Padre Sojo, donde se volvió a llevar el detector de metales, solo para ser usado en algunas losas y en lugares donde se presumía la existencia de vigas planas. El técnico del IMME asistió de nuevo a esta inspección.

La sexta inspección a la U. E. N. Padre Sojo fue llevada a cabo el *Sábado, 14 de Abril de 2007*, donde una vez más se llevó el detector de metales para corroborar algunas imágenes dadas por el detector de metales en las dos visitas anteriores.

El *Viernes, 20 de abril de 2007*, se llevó a cabo una visita a la edificación escolar E. B. N. Fernando Peñalver, la cual se encuentra ubicada en la Urbanización Campo Alegre, 3° avenida, Caracas. En esta inspección se tomaron algunas fotografías, con las cuales se pudiera comparar su similitud con la U. E. N. Padre Sojo (Tabla 4.10.1). También se realizaron algunas mediciones, tal como distancia entre ejes de columnas y altura de la viga alta de la escalera, con el mismo objeto de encontrar semejanzas y diferencias con la U. E. N. Padre Sojo, y determinar si se trata de un Sistema Tipo Módulo Base.

Otra escuela inspeccionada fue la E. B. N. Elías Rodríguez, la cual se encuentra ubicada en Vuelta del Casquillo, San Agustín del Sur, Caracas. Fue visitada el día *Lunes, 21 de Mayo de 2007*, con el objeto de llevar a cabo su comparación con la U. E. N. Padre Sojo (Tabla 4.10.1). En esta visita se observaron los elementos estructurales y no estructurales del plantel, los cuales se fotografiaron y algunos de ellos fueron medidos.

Tabla 4.10.1.- Comparación entre planteles inspeccionados

| U. E. N. PADRE SOJO | E. B. N. FERNANDO PEÑALVER | E. B. N. ELÍAS RODRÍGUEZ |
|--|---|---|
|  |  |  |
| Fue construida en 1.987 | Fue construida en 1.958 | Fue construida en la década de 1980 a 1990 |
| Rehabilitada por FEDE en el año 2.001 | Remodelada en el año 2.006 y 2.007 | Remodelada en el año 2.005 |
| Ubicada en Bello Monte | Ubicada en Campo Alegre | Ubicada en San Agustín del Sur |
| Planta Baja Libre en Edificio Norte | Planta Baja Libre en Edificio Oeste en el centro de la estructura | Planta Baja Libre en Edificio Este en el centro de la estructura |
| U. E. N. PADRE SOJO | E. B. N. FERNANDO PEÑALVER | E. B. N. ELÍAS RODRÍGUEZ |
| Columnas de iguales dimensiones en toda la edificación 40x40, a excepción del módulo de la escalera 30x40. Mantienen su dimensión incluso en los niveles superiores | Columnas de 40x40, a excepción de la columna central de la PB libre (50x50) y una esquinera de la PB libre (45x45), ambas reducen su dimensión en los niveles superiores. Las columnas de la escalera tienen dimensiones mayores de 50x50 | Columnas de iguales dimensiones en toda la edificación 45x45, a excepción del módulo de la escalera 30x40. Mantienen su dimensión incluso en los niveles superiores. |
| La escalera es un módulo independiente | La escalera forma parte del edificio oeste | Hay dos módulos independientes de escaleras con geometría idéntica a la U. E. N. Padre Sojo. |
| Hay 2 juntas, por lo tanto 3 edificios, incluyendo el módulo independiente de la escalera. No presenta estructuras anexas | Hay una sola junta, por lo tanto 2 edificios. Hay 2 estructuras anexas de un solo nivel | Hay 4 juntas, por lo tanto 5 edificios, incluyendo los módulos de las escaleras. Hay 2 estructuras anexas de un solo nivel. Todos los edificios están adosados tal como la U. E. N. Padre Sojo. |
| Paredes de ventilación solamente en un área del patio central en los niveles superiores, con misma altura de entrepiso en el módulo de la escalera y altura 1,10 m a los lados del mismo. Presencia de columnas cortas | Paredes de ventilación por todo el patio central en los niveles superiores con altura aprox. De 1,10 m. Presencia de columnas cortas | Rejas de ventilación en todo el patio central con misma altura de entrepiso. |
| Vigas planas en una sola dirección | Vigas planas en ambas direcciones | Posiblemente presencia de vigas planas |
| Longitudes de 6,90 m x 6,90 m y volados de 3,40 m | Longitudes de 6,70 m x 6,70 m y volados de 3,40 m | Longitudes de 6,80 m x 6,30 m y volados de 2,10 m y 2,50 m. |
| Presencia de volados en las fachadas Este y Oeste | Presencia de volados en las fachadas Este y Oeste | Presencia de volados en todas las fachadas |
| Edificios unidos. En el último nivel se observa separación en la junta. | Ambos edificios están separados aproximadamente 7 cm. | Las 2 juntas de los 3 edificios principales se visualizan en la unión de las columnas. |
| Paredes de bloques de arcilla frisadas | Paredes de ladrillos | Paredes frisadas |
| El módulo independiente de la escalera no presenta ningún tipo de variación en su geometría | En la escalera se observa del 2º al 3º nivel una variación no lineal, es probable que se haya añadido posteriormente al diseño y construcción el último nivel | Los módulos independientes de las escaleras no presentan ningún tipo de variación en su geometría |
| No se observan columnas falsas | Columna falsa en la escalera del 2º al 3º nivel | No se observan columnas falsas |
| Presencia de parasoles de concreto armado en el patio central. En alguno de ellos se observa el acero de refuerzo. | | Parasoles metálicos en el patio central |
| Vigas altas en la escalera con altura de 30 cm. | | Vigas altas en las escaleras con altura 50 cm. |
| Presentan el mismo número de niveles: PB, 1er piso, 2do piso y 3er piso | | |
| Patio Central | | |
| Ventanas y puertas con dimensiones muy similares | | |
| Entrada a la escuela con paredes de ventilación a los lados y una reja, e igual altura de entrepiso. | | |
| Paredes de ventilación en la escalera | | |

4.10.3.- Descripción de las Edificaciones

a) Sistemas Tipo Módulo Base

Las edificaciones escolares Tipo Módulo Base son aquellas estructuras de concreto armado agrupadas entre sí de manera continua, diseñadas con una estructura modular que permite no solo adaptarse a cualquier tipo de terreno, sino realizar futuras expansiones de la edificación, por unidades, en cualquier dirección. En la Figura 4.10.1, tomada de la referencia [1], se muestra la geometría y dimensiones básicas de estas edificaciones. No ha sido posible hasta esta fecha, conseguir planos completos de estas décadas de 1980.

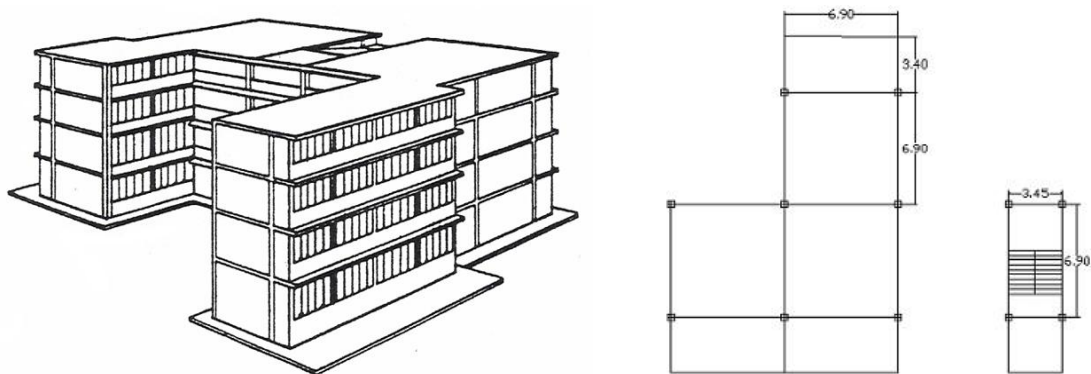


Figura 4.10.1.- Esquema de un Sistema Tipo Módulo Base. A la derecha, dimensiones típicas de una agrupación L – 1 y del módulo de la escalera [1]

Generalmente este tipo de sistema está constituido de la siguiente manera:

- Sistema aporricado de 3 ó 4 niveles estructurales, con altura de entrepiso de 3,30 m.
- Módulo Estructural con dimensiones de 6,90 m x 6,90 m
- Pasillos simples o dobles con longitud de circulación de 1,85 m.
- Volados de 3,40 m.
- Escalera con dimensiones de 3,45 m x 6,90 m.
- Fundación directa, losa de fundación o pilotes, dependiendo del tipo de suelo.
- Elementos estructurales:
 - Vigas y columnas de sección variable
 - Losas nervadas para entrepiso y cubiertas de espesor 30 cm.
- Los elementos no estructurales dependen del proyecto.
- Nodo estructural de columnas y vigas.

b) U. E. N. Padre Sojo

Esta edificación escolar es un Sistema Módulo Base constituido por pos edificios denominados L – 1 [1] en forma de “C”, la cual se presume que fue construida en el año 1.987, de acuerdo a unos planos de fundación con fecha 1.986. La escuela fue rehabilitada por FEDE en Mayo del 2.001, pero no se intervino su estructura.

Este plantel presenta 3 módulos independientes, separados entre sí mediante juntas de construcción. Dichas juntas se evidencian mediante grietas verticales, sobretodo en los niveles superiores donde se observa claramente la junta como tal (Figura 4.10.2).

La escalera es un módulo independiente con dimensiones de 3,70 m x 6,00 m. Los dos edificios contiguos al módulo de la escalera son similares entre sí; solo se diferencian en la distribución de la tabiquería, la cual varía de acuerdo al nivel y al espacio al cual fueron destinadas las distintas áreas de la escuela. Ambos edificios presentan, cada uno, tres módulos estructurales de dimensiones 6,90 m x 6,90 m y volados de 3,40 m (Figura 4.10.3). La edificación consta de 4 niveles o losas sobre el terreno (Figura 4.10.3).



Figura 4.10.2.- Junta de construcción entre el módulo de la escalera y el edificio Sur de la U. E. N. Padre Sojo. La imagen pertenece al último nivel donde puede observarse la separación que presenta dicha junta.



Figura 4.10.3.- Fachada Norte de la U. E. N. Padre Sojo. Se aprecia la dimensión 6,90 m y el volado de 3,40 m. Al fondo se encuentra la U. E. N. Julio Bustamante.

La edificación cuenta con cinco pórticos transversales denominados por las letras “A”, “B”, “C”, “D” y “E”; y ocho pórticos longitudinales denominados mediante números del “1” al “8”. Dicha escuela presenta 20 columnas en total con dimensiones de 40 cm x 40 cm, sus dimensiones se mantienen constantes en todos los niveles, a excepción de las 4 columnas del módulo de la escalera, las cuales poseen dimensiones de 30 cm x 40 cm, y de igual forma se mantienen constantes en todos los niveles. No se observan vigas, a excepción del módulo de la escalera, el cual presenta vigas altas en ambas direcciones con altura de 50 cm en la dirección longitudinal y 30 cm en la dirección transversal.

La escuela tiene su entrada principal en la fachada Sur, la cual consta de una reja y paredes de ventilación a los lados de la misma. Posee un patio interno en la fachada Este, desde el mismo pueden observarse las paredes de ventilación ubicadas en dicha fachada y los parasoles ubicados en todos los niveles (Figura 4.10.4). El módulo de la escalera es el único que presenta paredes de ventilación en la fachada Oeste (Figura 4.10.5).

El edificio “Norte” por presentar planta baja libre, posee nuevamente paredes de ventilación, pero únicamente en ese nivel. Los baños se encuentran ubicados en el edificio “Sur” junto a la escalera, el último nivel es el único que no posee baño, esa área fue destinada como salón de clase. Se observa la presencia de columnas cortas en las fachadas Norte, Sur y Este. No existe ninguna estructura anexa.



Figura 4.10.4.- Fachada Este de la U. E. N. Padre Sojo. Fotografía tomada desde el patio interno de la escuela. Se observa la presencia de paredes de ventilación, parasoles y planta baja libre del edificio Norte



Figura 4.10.5.- Fachada Oeste de la U. E. N. Padre Sojo. Se observan las paredes de ventilación en el módulo de la escalera.

c) U. E. N. Julio Bustamante

Esta institución escolar se encuentra ubicada en la Avenida Caroní, Calle Humboldt, Bello Monte, Caracas, junto a la U. E. N. Padre Sojo, ambas comparten el acceso a la entrada principal (Figura 4.10.6). De acuerdo a unos planos estructurales de este edificio del año 1.986, se presume que fue construido en 1.987; de hecho es posible que haya sido construido simultáneamente con la U. E. N. Padre Sojo.



Figura 4.10.6.- Fotografía satelital donde se muestra la ubicación relativa de la U. E. N. Padre Sojo y la U. E. N. Julio Bustamante, respecto a los 4 puntos cardinales.

Esta edificación presenta características muy similares a la U. E. N. Padre Sojo. Se diferencian en que la primera presenta un pórtico longitudinal adicional, pero con iguales

dimensiones (Figura 4.10.7). También se diferencian en que la U. E. N. Julio Bustamante se encuentra reforzada (Figura 4.10.8).



Figura 4.10.7.- Fachada Este de la U. E. N. Julio Bustamante. Se observa el pórtico adicional que dicha edificación presenta y el refuerzo colocado en el mismo.



Figura 4.10.8.- Fachada Este de la U. E. N. Julio Bustamante. Se observa el módulo de la escalera y los refuerzos de la edificación.

d) E. B. N. Fernando Peñalver

Esta Unidad Educativa se encuentra ubicada en la Urbanización Campo Alegre, Municipio Chacao, en la ciudad de Caracas. De acuerdo a la directora del plantel, la escuela fue construida en 1.958, y remodelada a finales de 2.006 y principios de 2.007. La escuela cuenta con 2 edificios independientes, unidos entre sí mediante una junta de construcción (Figura 4.10.9); aparte de este par de edificios de 4 niveles, posee 2 estructuras anexas de un solo nivel en PB. Las escaleras de acceso a los niveles superiores forman parte del edificio “Oeste”. La escalera presenta una columna “falsa” del 2º al 3º piso. Es posible que el último nivel haya sido construido posteriormente al diseño original de la edificación.

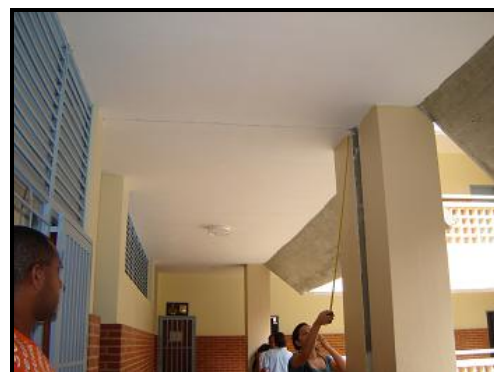


Figura 4.10.9.- Vista general y junta de construcción entre los dos edificios con una separación de 7 cm. E. B. N. Fernando Peñalver

A diferencia de la U. E. N. Padre Sojo y la U. E. N. Julio Bustamante, estos edificios poseen vanos con diferentes longitudes, algunos son módulos de 6,70 m. x 6,70 m, otras luces miden 3,20 m y otras 7,20 m. (Figura 4.10.10); se observa la presencia de volados en las fachadas Este y Oeste con longitud de 3,40 m. Las columnas poseen dimensiones de 40 cm x

40 cm, a excepción de la columna central de la Planta Baja libre que mide 50 cm x 50 cm, una columna esquinera de la misma Planta Baja libre que mide 45 cm x 45 cm, ambas reducen sus dimensiones en los niveles superiores, y las columnas de las escaleras que miden 50 cm x 50 cm. Las escaleras presentan vigas altas con altura de 30 cm (Figura 4.10.11). Se presume la existencia de vigas planas en ambas direcciones a lo largo y ancho de toda la edificación.



Figura 4.10.10.- A la izquierda se encuentran las escaleras, se observa claramente las diferentes distancias entre ejes. E. B. N. Fernando Peñalver.



Figura 4.10.11.- Escaleras de acceso a los niveles superiores. En la imagen se puede apreciar la presencia de vigas altas en ambas direcciones. E. B. N. Fernando Peñalver.

Como se observa en la Figura 4.10.9, el plantel posee un patio interno, similar al de la U. E. N. Padre Sojo, rodeado de paredes de ventilación en toda la edificación, creando el efecto de columnas “cortas”. También se observa la presencia de parasoles en todos los niveles; es importante señalar que en alguno de ellos se aprecia el acero de refuerzo colocado en el mismo. Cabe destacar algunas similitudes con la U. E. N. Padre Sojo, en las medidas de las ventanas y puertas de acceso a los salones de clase, y a otras áreas del plantel; también es similar la entrada principal, la cual posee las mismas características, una reja de acceso y paredes de ventilación a los lados de la misma. Las paredes del plantel son de ladrillo como puede apreciarse en la Figura 4.10.11.

e) E. B. N. Elías Rodríguez

Fue construida en la década de los años 80, y remodelada en el año 2.005, donde no se modificó ningún elemento estructural, según una placa ubicada en la entrada del plantel. Se encuentra ubicada en San Agustín del Sur, Caracas. En base a la visita realizada se puede decir que se trata de un Módulo Base, pues cumple con la mayoría de las características que definen este tipo de edificaciones (Figura 4.10.1); además se observó su gran similitud con la U. E. N. Padre Sojo.

La escuela cuenta con 3 edificios unidos mediante 2 juntas de construcción, localizadas entre 2 columnas de 45 cm. x 45 cm. (Figura 4.10.12). Posee también 2 módulos independientes de escaleras con iguales medidas que el módulo de la escalera de la U. E. N. Padre Sojo, presentando columnas de 30 cm. x 40 cm. y vigas altas en ambas direcciones (Figura 4.10.13). Los 3 edificios que forman el conjunto del plantel poseen columnas de dimensiones 45 cm. x 45 cm., dichas dimensiones se mantienen en los niveles superiores. No

se observan vigas, por lo que puede intuirse la existencia de vigas planas. Dicha escuela posee 4 niveles, al igual que la U. E. N. Padre Sojo.



Figura 4.10.12.- Imagen tomada desde el patio central. Se observa la junta de entre las columnas de 45 cm. x 45 cm. y las rejas de ventilación con parasoles metálicos.



Figura 4.10.13.- A la izquierda se observa uno de los módulos independientes de la escalera, a la derecha se observa el otro; ambos con paredes de ventilación. También se observan las estructuras anexas en la imagen derecha. E. B. N. Elías Rodríguez.

En cuanto a las medidas entre ejes de columnas, se observó que tanto el edificio Este, como el edificio Sur, presentan cada uno de ellos 4 módulos estructurales de 6,80 m. x 6,30 m. y volados de 2,10 m. y 2,50 m. (Figura 4.10.14). En cuanto al edificio Central, posee 3 módulos estructurales y volados de iguales dimensiones. Es importante destacar que este plantel, a diferencia de la U. E. N. Padre Sojo, posee 2 estructuras anexas de un solo nivel, cada una independiente del resto de la edificación (Figura 4.10.13).

Las características generales del plantel son muy similares a la U. E. N. Padre Sojo: planta baja libre en el edificio Este (Figura 4.10.14); patio central con presencia de parasoles metálicos. Una diferencia es que en lugar de paredes de ventilación, hay rejas a lo largo y ancho de dicho patio (Figura 4.10.12).

Las paredes del resto de la edificación son frisadas; la entrada principal de la escuela presenta una reja central y paredes de ventilación a los lados de la misma; las ventanas y puertas poseen dimensiones similares a la U. E. N. Padre Sojo; los 2 módulos independientes de las escaleras cuentan con paredes de ventilación (Figura 4.10.13); a nivel de las juntas no se aprecia evidencia de movimiento entre los cuerpos.



Figura 4.10.14.- Imagen tomada desde el patio central hacia el edificio Este del E. B. N. Elías Rodríguez

4.10.4.- Evaluación Sismorresistente de la U. E. N. Padre Sojo

a) Información recopilada

Se encontraron cuatro planos arquitectónicos de cada uno de los 4 niveles del plantel, los cuales fueron proporcionados por la directora de la unidad educativa; los planos contienen las plantas de la U. E. N. Padre Sojo y de la U. E. N. Julio Bustamante. Dichos planos fueron comparados con los planos elaborados en esta investigación de acuerdo a las mediciones realizadas de la edificación. Dichas mediciones fueron tomadas en las visitas realizadas al plantel, donde se tuvo en cuenta la mayor precisión posible en las distancias entre ejes de columnas, dimensiones de columnas, alturas de entrepiso, entre otros. Todas las longitudes coincidieron con los planos proporcionados. Es importante señalar que también se encontró el plano de Fundaciones del plantel (Plano 4.10.44), así como también algunos planos estructurales de la U. E. N. Julio Bustamante.

Con base a estas mediciones también se elaboró el resto de los planos arquitectónicos de la edificación, tal como los planos de fachadas, pórticos, tabiquería y corte transversal de la escalera. También se construyó la imagen en 3D de dicho plantel. (Plano 4.10.15). En general, las edificaciones Tipo Módulo Base son sistemas aporricados de concreto armado de 3 ó 4 niveles estructurales, con altura de entrepiso de 3,30 m. Este tipo de estructuras, agrupadas entre sí de manera continua, están diseñadas con una estructura modular de dimensiones 6,90 m. x 6,90 m. y volados de 3,40 m. (Figura 4.10.1). Por lo general, el módulo de la escalera presenta dimensiones de 3,45 m x 6,90 m. Se puede decir que son edificios independientes, unidos entre sí mediante un sistema de juntas. La U. E. N. Padre Sojo presenta 4 niveles estructurales con altura de entrepiso libre de 2,90 m (Ver planos en Figuras 4.10.29 a 4.10.44). Los módulos estructurales y los volados presentan las típicas dimensiones de un sistema Tipo Módulo Base; sin embargo, las dimensiones del Módulo de la escalera son de 3,70 m. x 6 m, en lugar de 3,45 m. x 6,90 m.

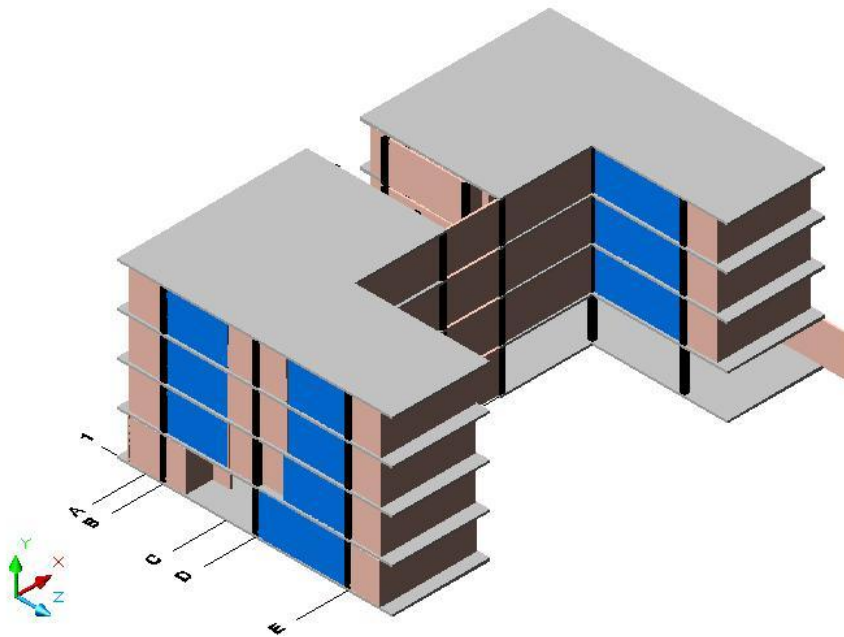


Figura 4.10.15.- Imagen 3D de la U. E. N. Padre Sojo.



Figura 4.10.16.- Imagen de la Fachada Norte, donde se aprecian los 4 niveles estructurales con dimensiones de 6,90 m. y el volado de 3,40 m. U. E. N. Padre Sojo.

Se puede decir que son 3 edificios independientes, unidos entre sí mediante 2 juntas de construcción: dos de ellos tienen forma de “L”, y son similares, a excepción de la distribución de la tabiquería, la cual varía sobretodo en la planta baja, que en el caso del edificio Norte dicha planta no posee paredes, a diferencia del edificio Sur, el cual sí presenta tabiquería usada para distribuir las oficinas administrativas del plantel; dichos edificios presentan 3 módulos estructurales con volados de 3,40 m. cada uno, ambos son usados como edificios de aulas. El edificio Sur también es usado como oficinas administrativas en la planta baja y en una pequeña área del 1er piso. En cuanto al edificio Central se trata del módulo independiente de la escalera.



Figura 4.10.17.- Imagen tomada desde el patio central hacia el edificio Norte de la U. E. N. Padre Sojo. Se observa la planta baja libre.

Los 2 edificios principales, o edificios de aulas, presentan cada uno de ellos 3 pórticos longitudinales (identificados del 1 al 3, y el otro del 6 al 8) y 3 pórticos transversales (identificados de la B a la E), cada pórtico separado a 6,90 m. del siguiente. El edificio de la escalera presenta 2 pórticos longitudinales (identificados como 4 y 5) y 2 pórticos transversales (identificados como A y C) con un “volado” de 2,30 m.

La estructura de los Módulos 1 y 3 no está tipificada en la Norma 1756-01. Está constituida por ocho columnas, sin vigas, y sus pisos están formados por una losa reticular, de nervios rectangulares en ambos sentidos y capiteles planos en cada una de las columnas. La altura de los nervios es de 30 cm y el ancho de los mismos es variable, 10,5, 9,50 y 8,25 cm. En la planta hay tres ejes de resistencia en cada dirección, tres paños entre ejes de dimensión 6,90 m x 6,90 m y tres paños en volado de dimensión 6,90 m x 3,45 m. Las columnas de los Módulos 1 y 3 son todas de sección 40x40 cm² a excepción de la columna del nivel 1, del eje C5 cuya sección es 40x50 cm². Se analizará el Módulo 3, que aun cuando tiene igual estructura que el Módulo 1, se diferencia en la disposición de la mampostería. La mampostería está conformada por paredes de bloques de ventilación y paredes de ladrillo macizo de espesor 20 cm. Las primeras no se considerarán en el análisis de rigidez a las cargas laterales mientras que sí se tomarán en cuenta las paredes de ladrillo que se encuentran confinadas entre columnas. La estructura del Módulo 2 se puede considerar como aporticada tipo I. El espesor de los pisos y las losas de escaleras es de 20 cm. Las columnas del Módulo 2 son de sección 30x40 cm² y sus vigas son de sección 30x40 cm² y 30x50 cm². De acuerdo al plano consultado las fundaciones son profundas, constituidas por pilotes circulares, rotados y vaciados in situ. Los pilotes en su parte superior se empotran a cabezales que son arriostrados por vigas. La losa de piso es maciza de espesor 15 cm, reforzada con cabillas colocadas en ambas direcciones.

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

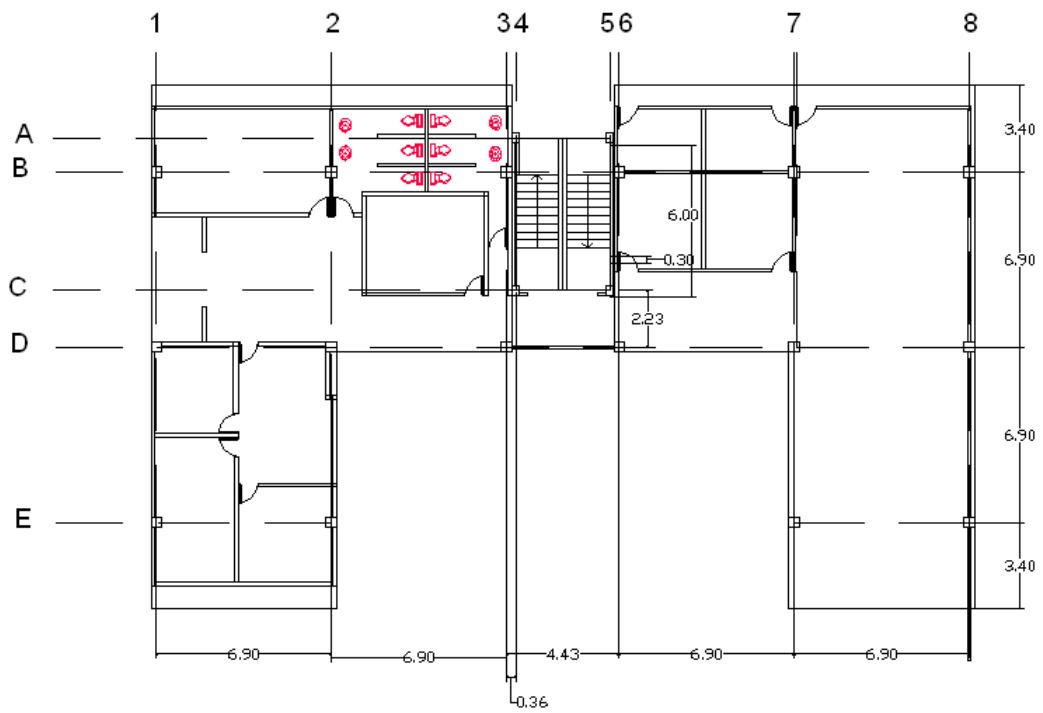


Figura 4.10.18.- Nivel Planta Baja de la U. E. N. Padre Sojo

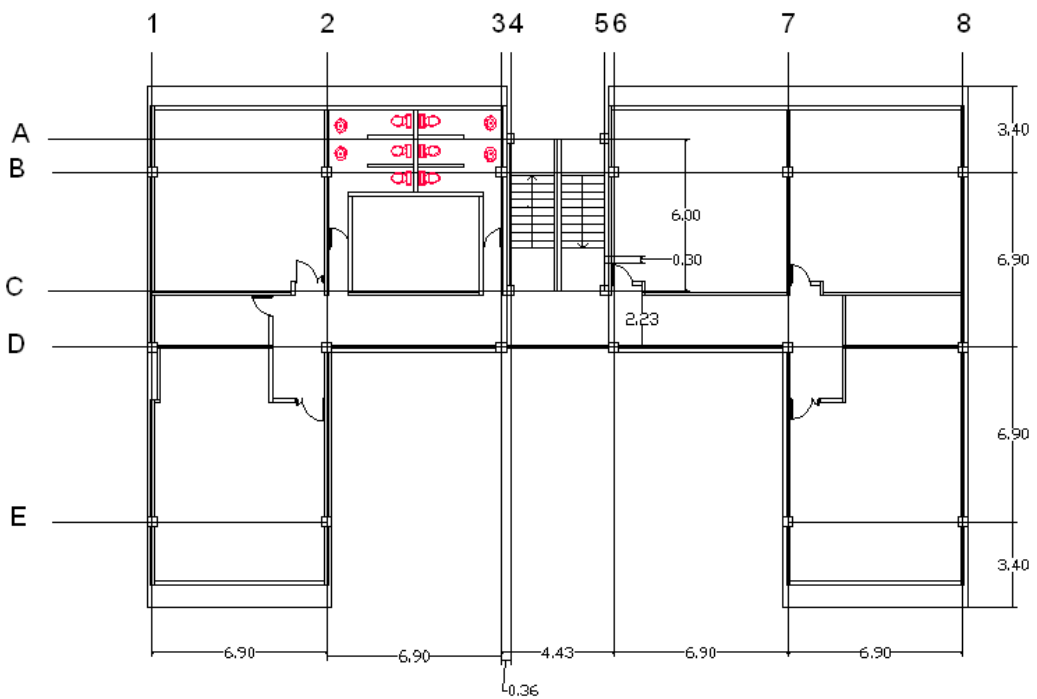


Figura 4.10.19.- Nivel 1 de la U. E. N. Padre Sojo

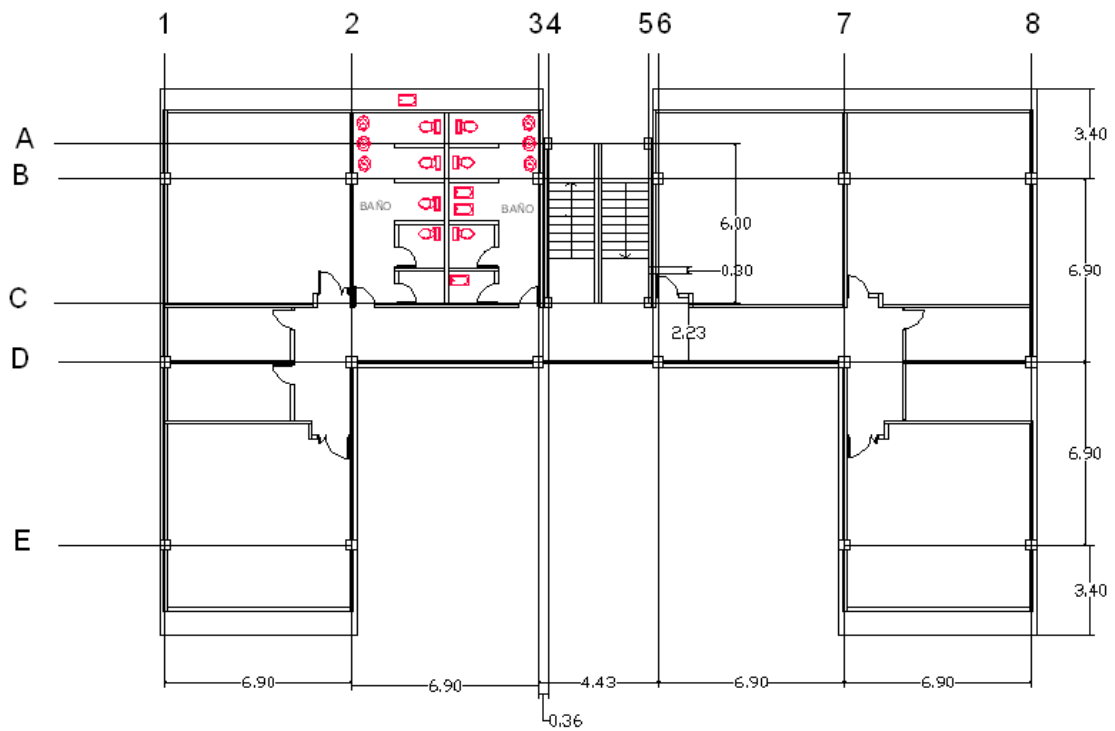


Figura 4.10.20.- Nivel 2 de la U. E. N. Padre Sojo

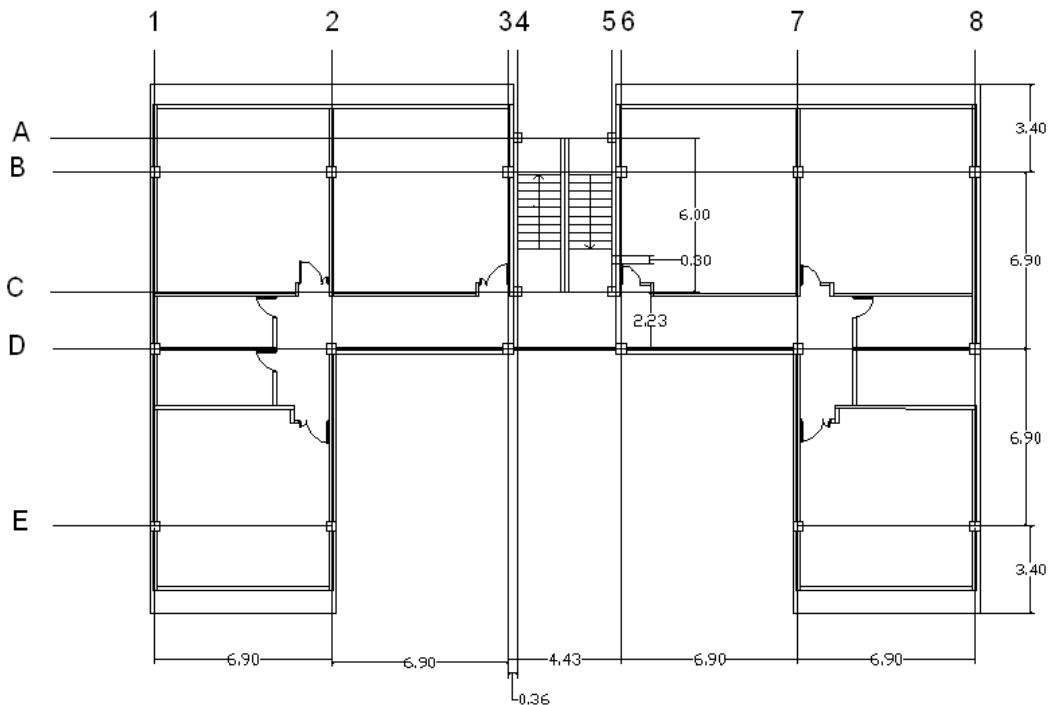


Figura 4.10.21.- Nivel 3 de la U. E. N. Padre Sojo



Figura 4.10.22.- Edificio Central o módulo independiente de la escalera. A los lados del mismo se ubican las dos juntas de construcción, mediante las cuales se conectan los dos edificios contiguos: edificio Norte y edificio Sur, U. E. N. Padre Sojo.



Figura 4.10.23.- Imagen tomada desde el Módulo de la escalera hacia el edificio Sur, donde se aprecian las vigas altas en ambas direcciones y la columna C4.

La edificación es de concreto armado, posee 16 columnas de 40 cm. x 40 cm., ubicadas en los edificios de aulas, y 4 columnas en el edificio de la escalera con dimensiones de 30 cm. x 40 cm. Todas las columnas mantienen sus respectivas dimensiones en todos los niveles superiores. El edificio central o edificio de la escalera es el único que presenta vigas altas en ambas direcciones con altura y ancho de 30 cm. en la dirección transversal, y altura de viga de 50 cm. en la dirección longitudinal. (Figura 4.10.18).

En cuanto a los 2 edificios contiguos, se realizó un estudio exhaustivo de su armado, sin embargo los resultados no fueron los más favorables, debido a la poca precisión que posee el detector de metales, por lo que se recurrió al análisis de algunos planos estructurales que se encontraron de la U. E. N. Julio Bustamante, recordando que la misma fue construida de manera similar y en fechas similares, por lo que se asume la similitud que ambas tienen. En dichos planos se observó la dirección del armado de las losas, las cuales corresponden a losas reticulares o armadas en dos direcciones apoyadas directamente sobre las columnas, las cuales poseen un macizado a su alrededor, debido a la ausencia de vigas en la edificación. Los anchos de los nervios son de 75 cm. x 75 cm; y los anchos de los macizados son de 20 cm. x 20 cm. Se presume que dichos planos estructurales coinciden con los de la U. E. N. Padre Sojo.

Las columnas, en su mayoría poseen 3 cabillas longitudinales en una de sus caras, con separación de 10 cm. a 15 cm (Figura 4.10.24); a excepción de las 4 columnas unidas al módulo de la escalera, las cuales poseen 4 cabillas longitudinales separadas a 10 cm. (Figura 4.10.20) En cuanto al refuerzo transversal puede decirse, que cerca a los nodos, la separación es de 12 cm. y en el medio de la columna la separación cambia a 25 cm. Las columnas de la escalera presentan 3 barras longitudinales en la dimensión más corta de 30 cm. y 4 barras en la otra dimensión de 40 cm. La separación de las ligaduras es igual para todas las columnas del plantel. En cuanto a las vigas altas de la escalera, puede decirse que poseen 2 barras longitudinales con una separación de 40 cm. y estribos separados a 12 cm.

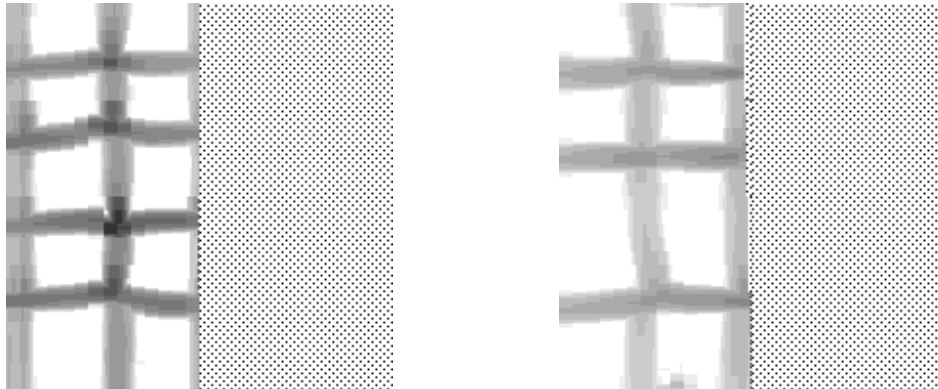


Figura 4.10.24.- A la izquierda imagen del detector de metales sobre la columna D1 en la fachada sur, cerca del nodo. A la derecha, la misma columna pero en el medio, donde puede apreciarse el cambio de separación de las ligaduras.

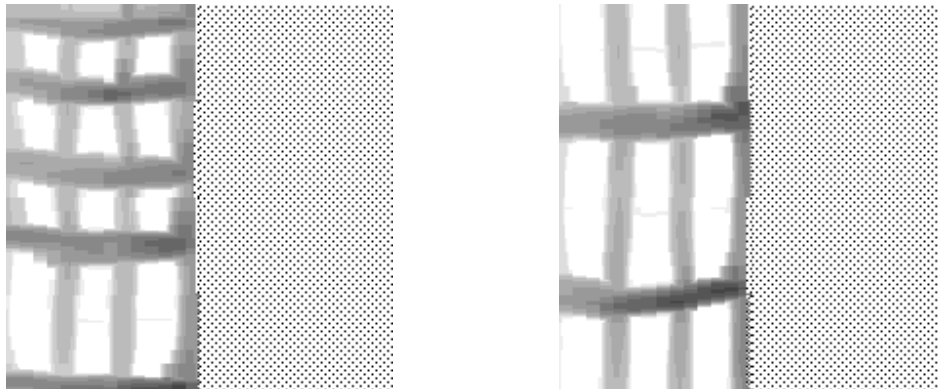


Figura 4.10.25.- A la izquierda imagen del detector de metales sobre la columna D3 en la cara Oeste, cerca del nodo. A la derecha, la misma columna pero en el medio, donde puede apreciarse el cambio de separación de las ligaduras.

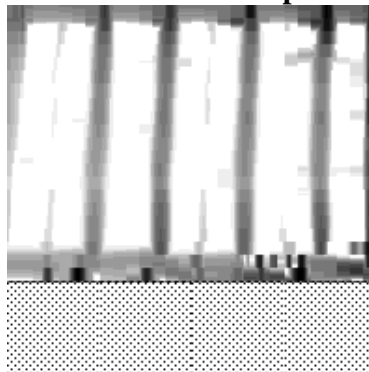


Figura 4.10.26.- Imagen del detector de metales sobre la viga alta del módulo de la escalera 4 (A – C), cerca del nodo en la cara Norte.

Es importante señalar que el material con el cual fueron construidas las paredes es bloques de arcilla, frisadas por ambas caras. Los bloques de arcilla pudieron observarse en una de las visitas realizadas al plantel, donde se encuentra evidente la presencia de este material en la entrada principal de la edificación, debido a la pérdida de friso en una de las paredes.

(Figura 4.10.27) También es evidente que la estructura es de concreto armado, debido al refuerzo expuesto en algunas paredes de ventilación y parasoles del patio central. (Figura 4.10.28).



Figura 4.10.27.- Tabiquería constituida por bloques de arcilla. Imagen tomada en la fachada Sur, entrada principal de la U. E. N. Padre Sojo.



Figura 4.10.28.- Pared de ventilación del 3° piso, donde se pone en evidencia el refuerzo.

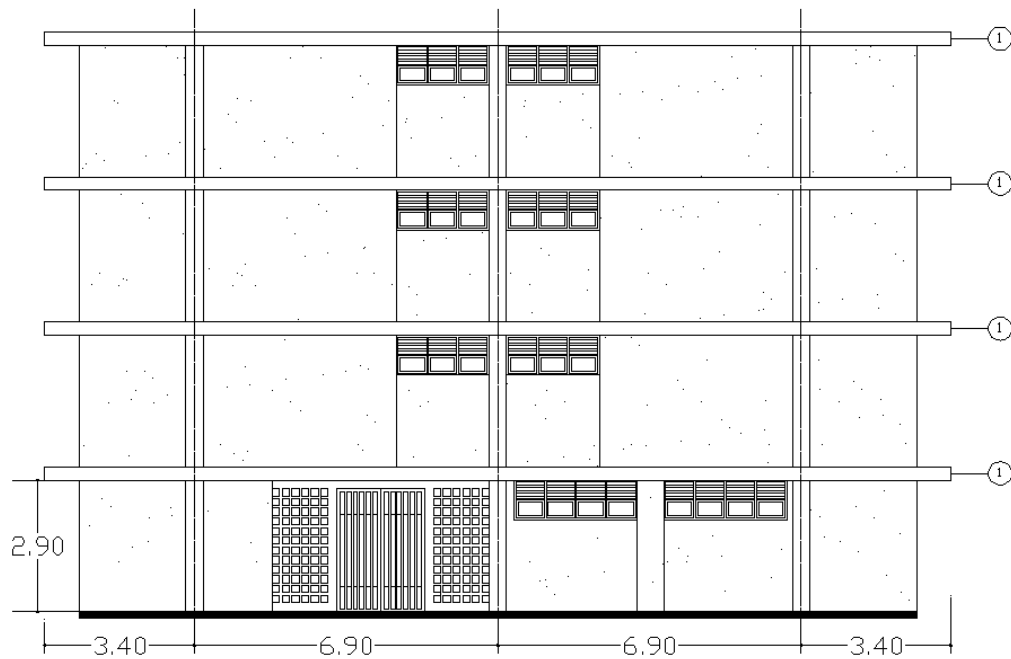


Figura 4.10.29.- Fachada Sur y entrada principal de la U. E. N. Padre Sojo

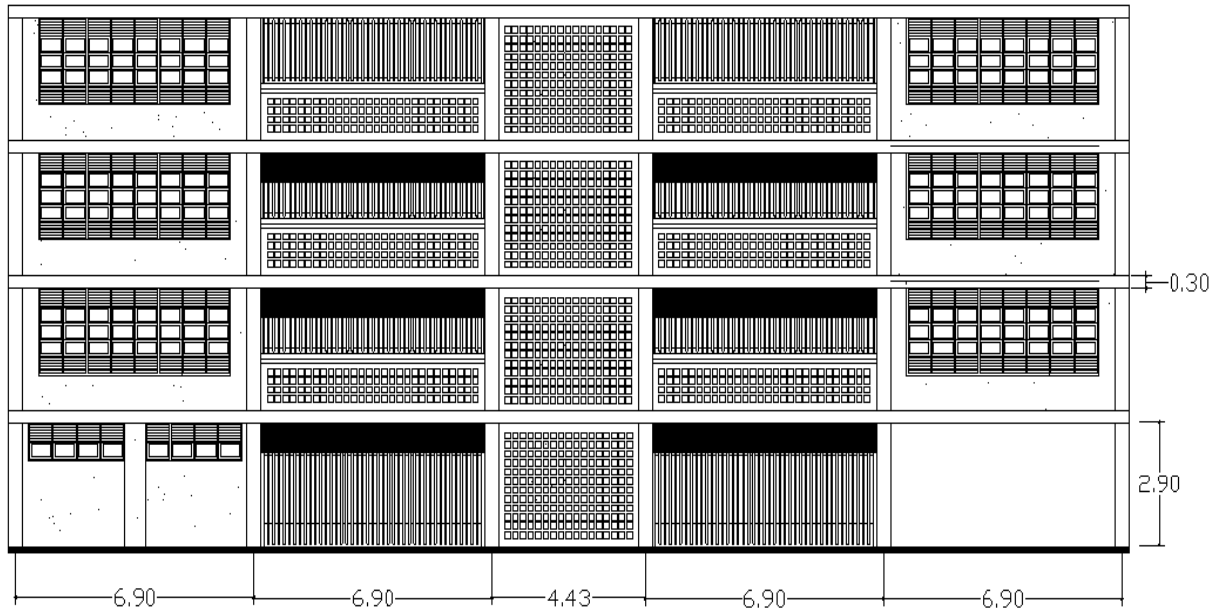


Figura 4.10.30.- Fachada Este de la U. E. N. Padre Sojo. Vista desde el patio central del plantel.

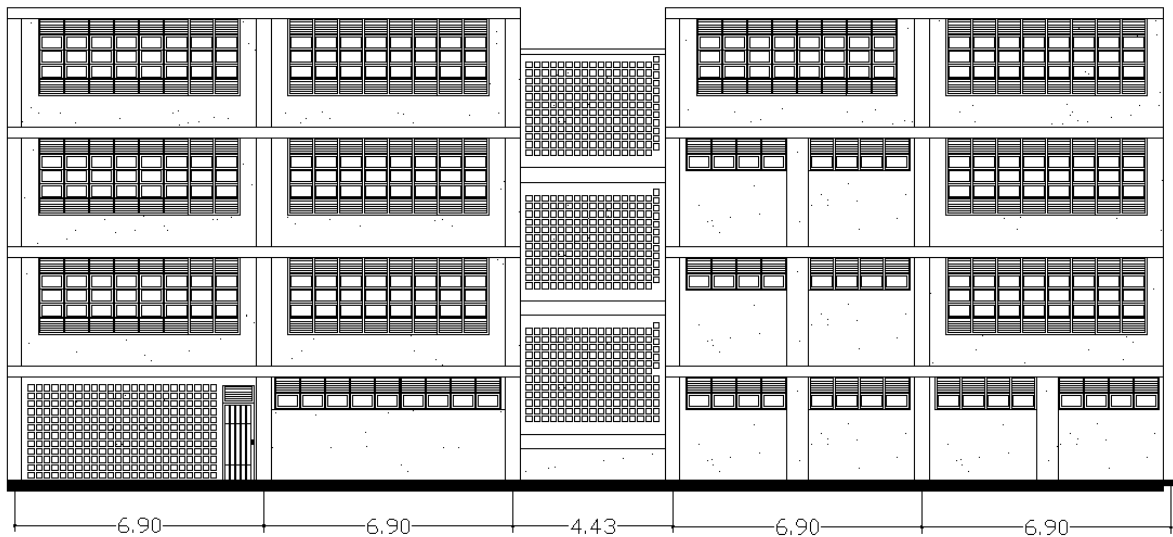


Figura 4.10.31.- Fachada Oeste de la U. E. N. Padre Sojo. En el medio del plano se observa el módulo de la escalera.

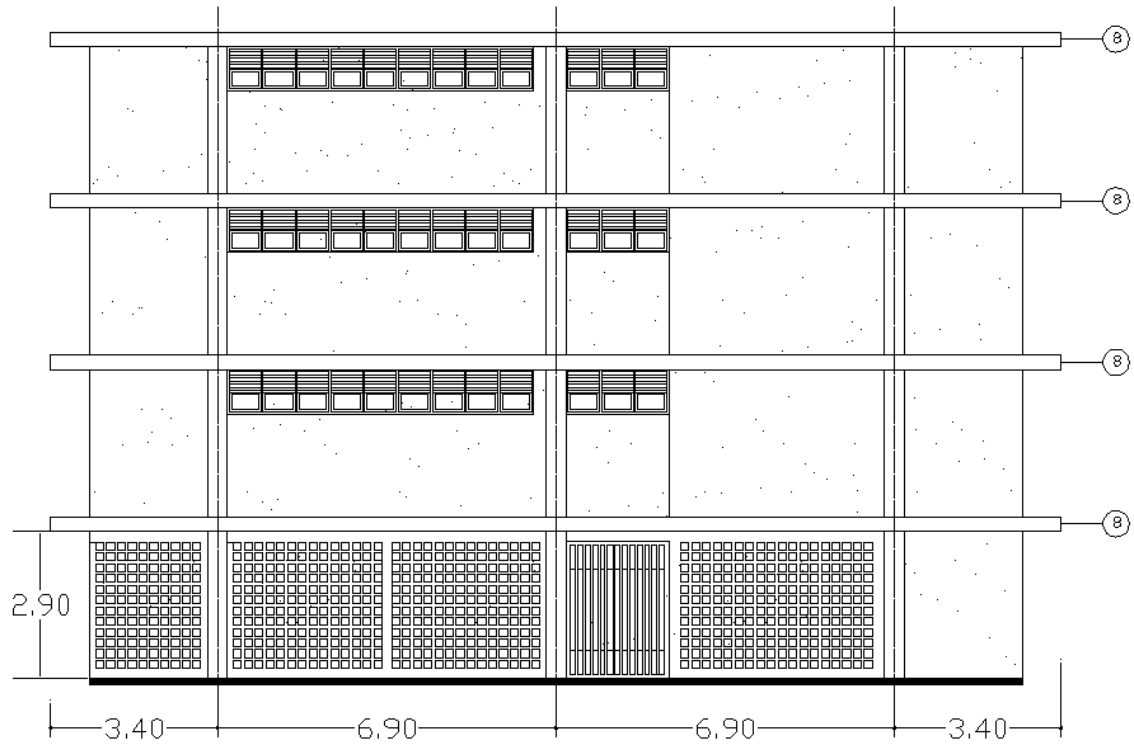


Figura 4.10.32.- Fachada Norte de la U. E. N. Padre Sojo

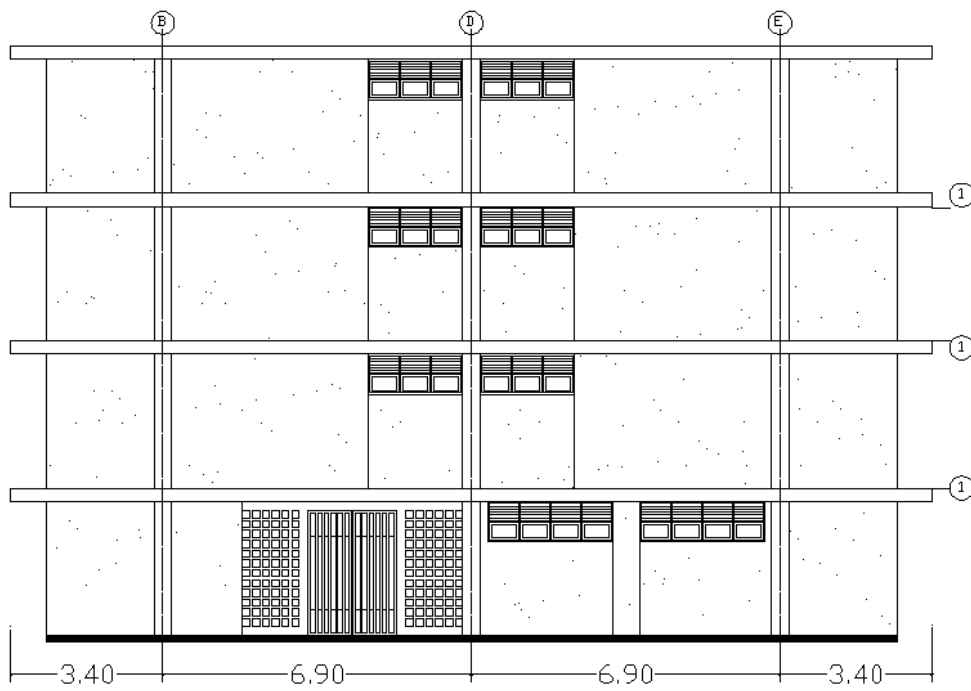


Figura 4.10.33.- Pórtico longitudinal 1 de la U. E. N. Padre Sojo

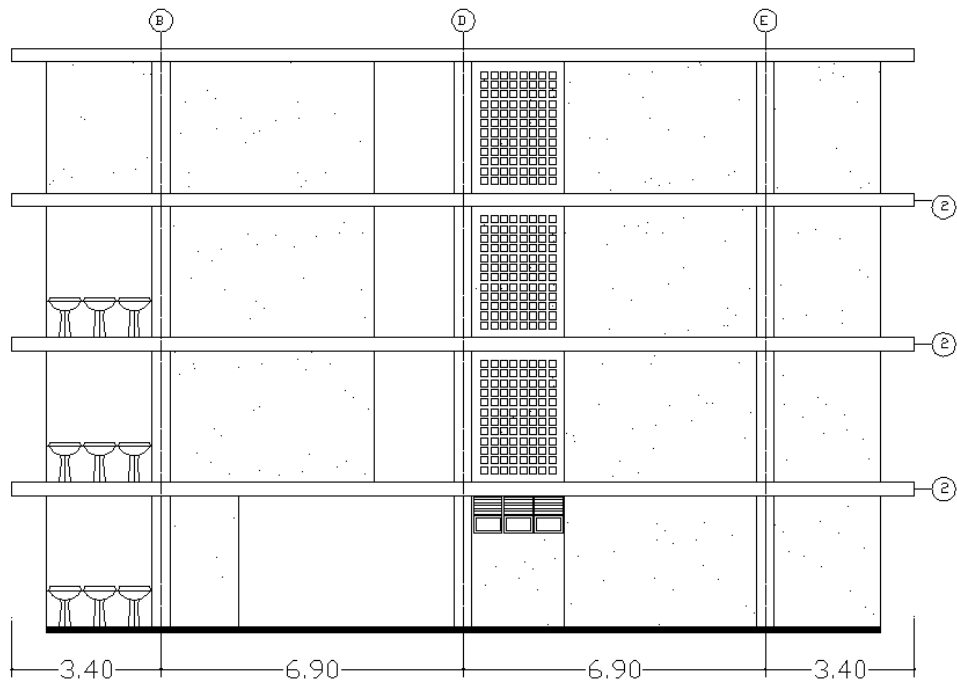


Figura 4.10.34.- Pórtico longitudinal 2 de la U. E. N. Padre Sojo

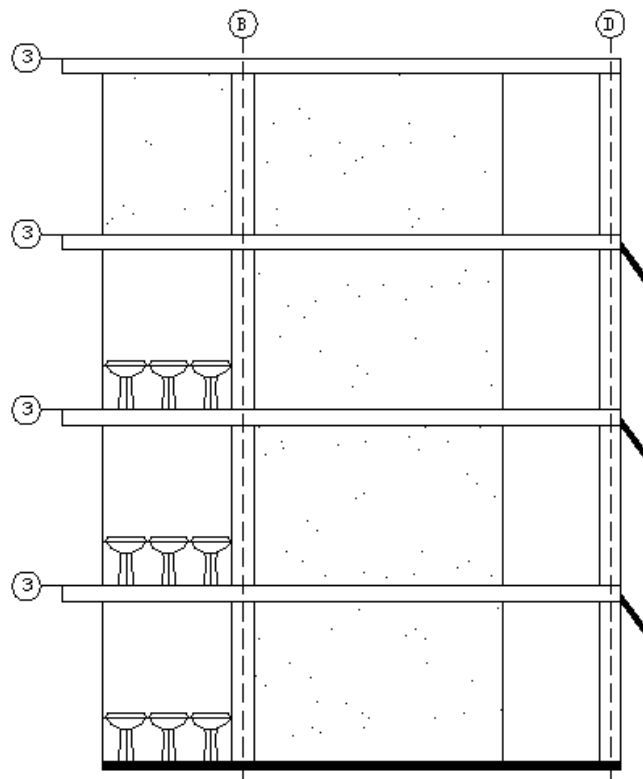


Figura 4.10.35.- Pórtico longitudinal 3 de la U. E. N. Padre Sojo

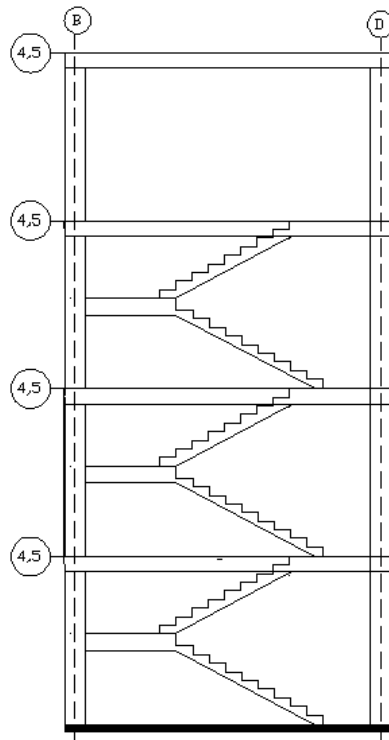


Figura 4.10.36.- Pórticos longitudinales 4 y 5 de la U. E. N. Padre Sojo

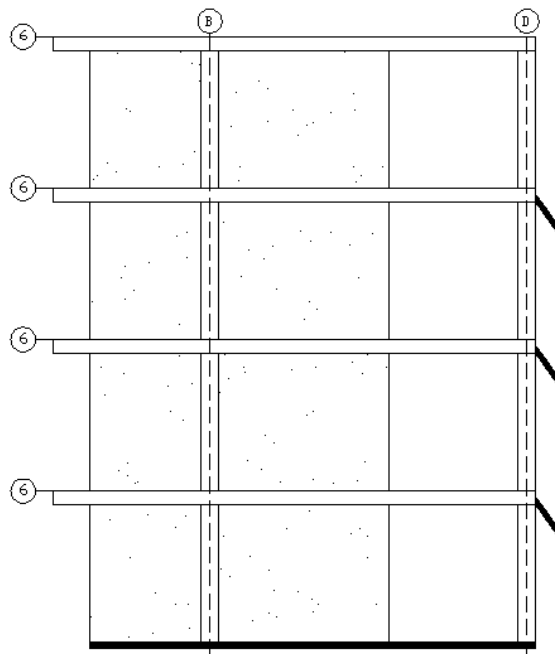


Figura 4.10.37.- Pórtico longitudinal 6 de la U. E. N. Padre Sojo

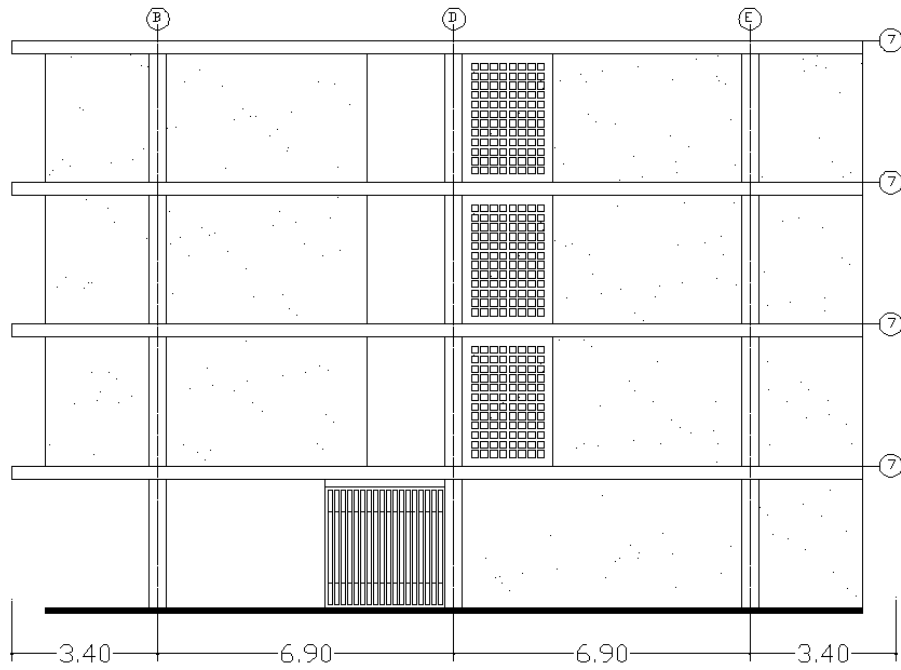


Figura 4.10.38.- Pórtico longitudinal 7 de la U. E. N. Padre Sojo

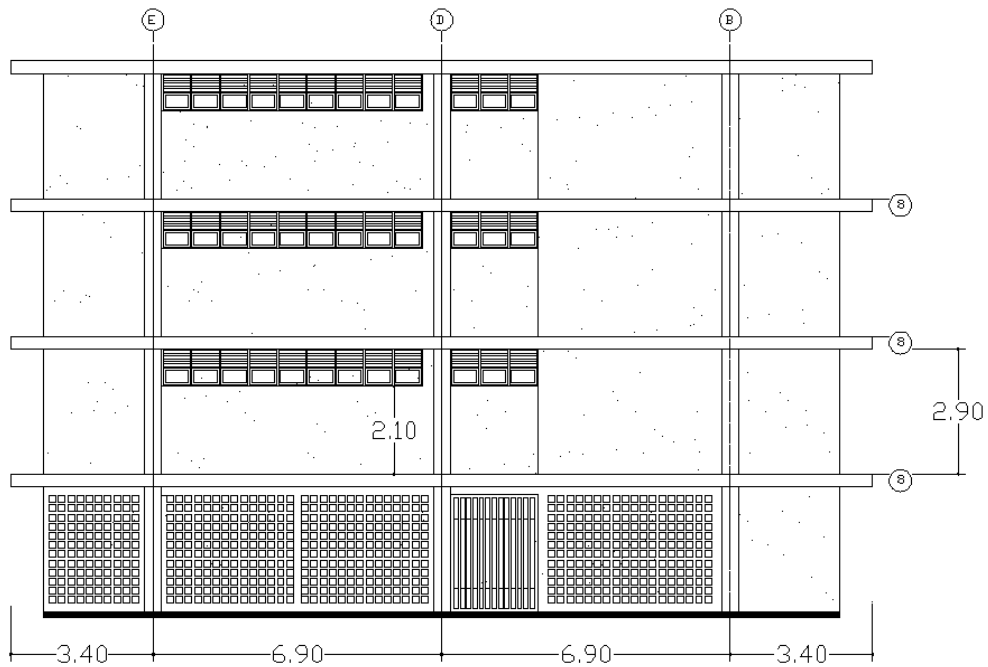


Figura 4.10.39.- Pórtico longitudinal 8 de la U. E. N. Padre Sojo

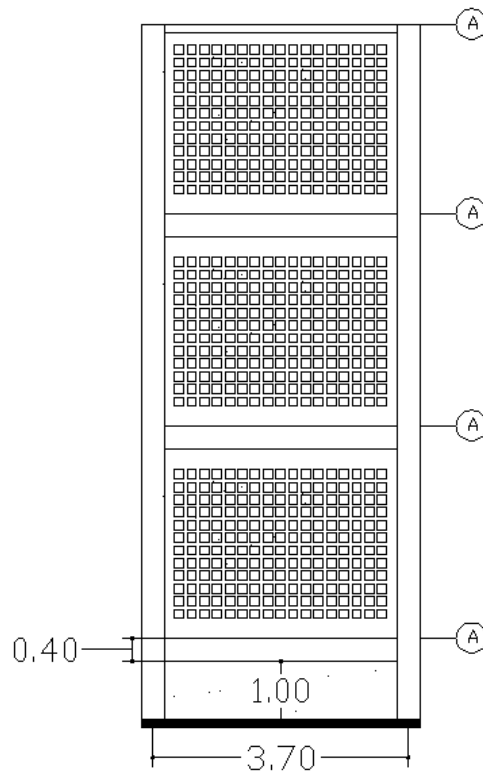


Figura 4.10.40.- Pórtico transversal A y C de la U. E. N. Padre Sojo

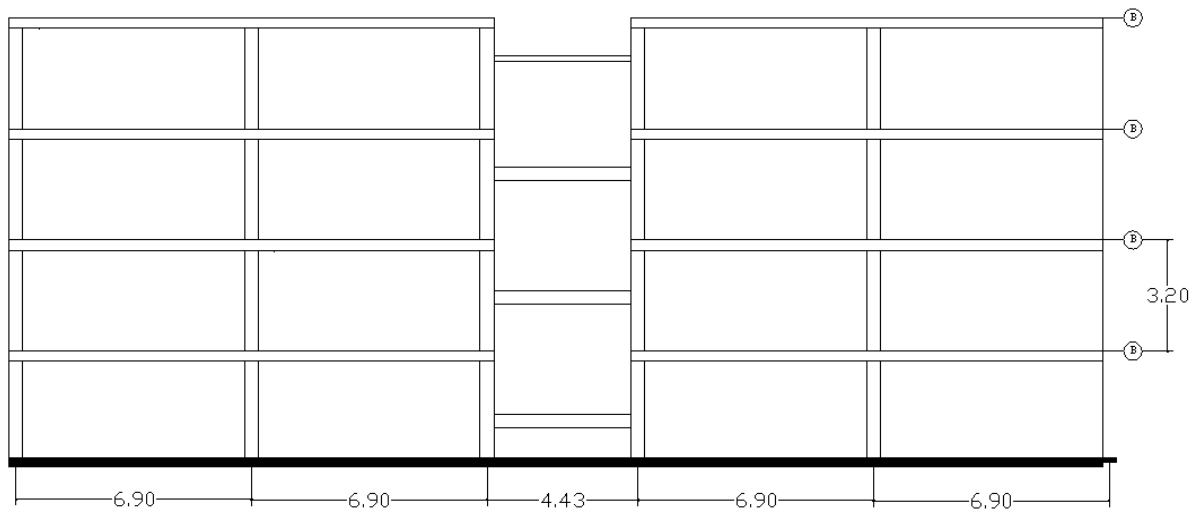


Figura 4.10.41.- Pórtico transversal B de la U. E. N. Padre Sojo

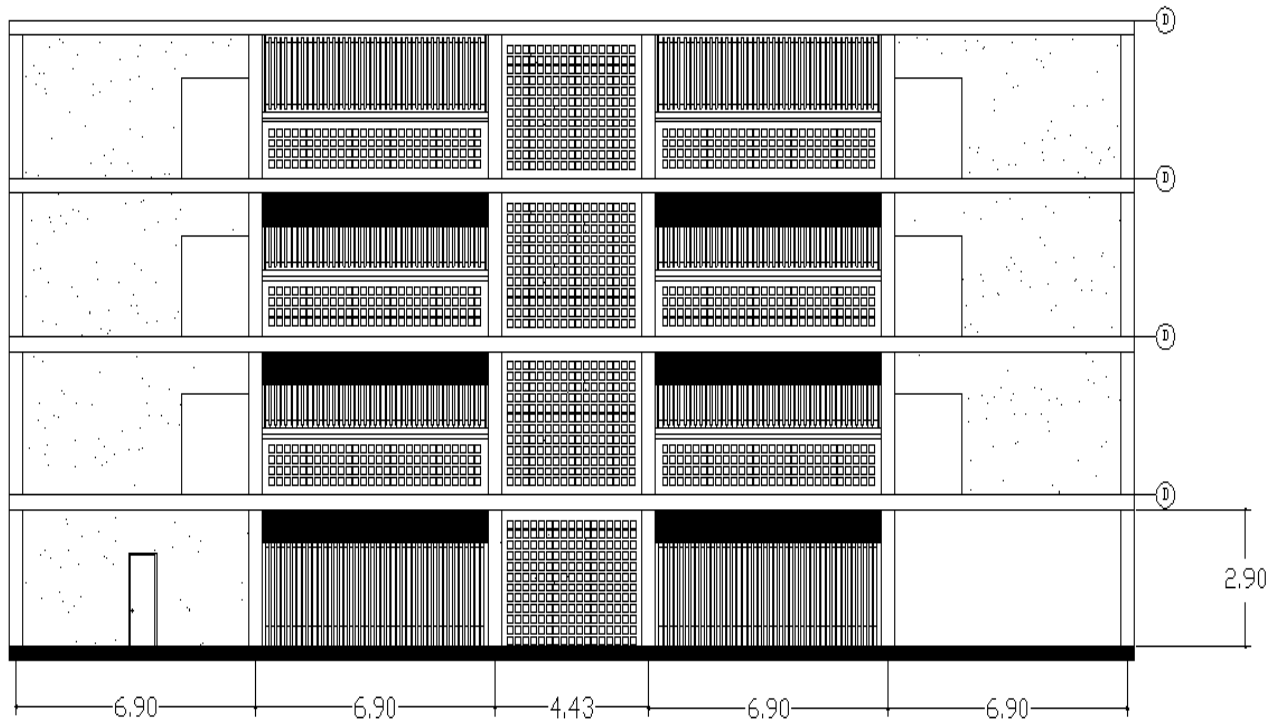


Figura 4.10.42.- Pórtico transversal D de la U. E. N. Padre Sojo

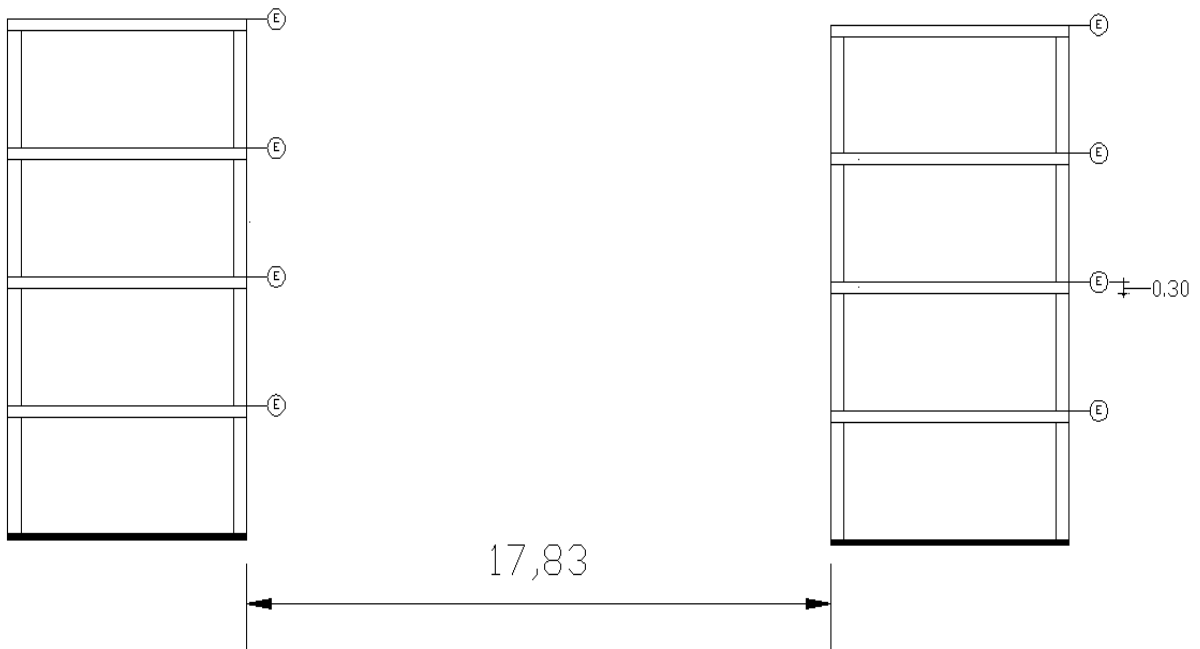


Figura 4.10.43.- Pórtico transversal E de la U. E. N. Padre Sojo

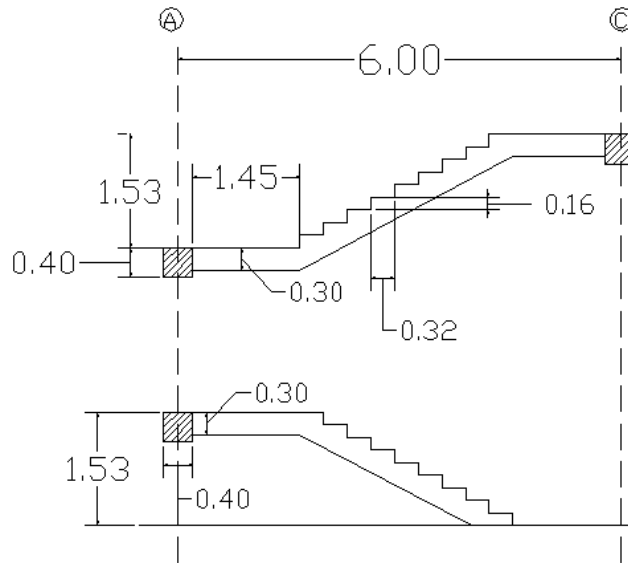


Figura 4.10.44.- Corte transversal del módulo independiente de la escalera

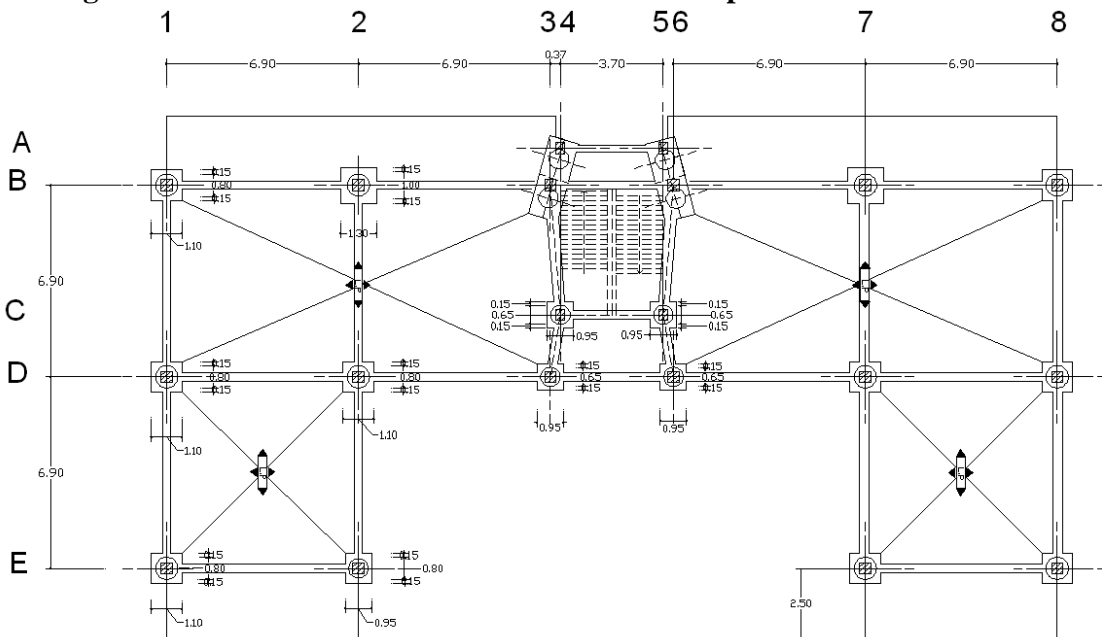


Figura 4.10.45.- Plano estructural de Fundaciones de la U. E. N. Padre Sojo

b) Estado actual de la edificación

A continuación se presenta una serie de fotografías que muestran las condiciones en las cuales se encuentra la U. E. N. Padre Sojo. Este informe fotográfico fue elaborado con la intención de poner en evidencia las grietas que presenta el plantel. La mayoría de dichas grietas se localizan a nivel de las juntas, por lo que no sería conveniente denominarlas grietas,

sino separación natural entre edificios debido a la existencia de juntas de construcción, lo que conlleva a la formación de aberturas por su forma constructiva.



Figura 4.10.46.- Edificio Norte, el cual presenta grietas en el volado del nivel 1 y en la columna que sostiene dicho volado.



Figura 4.10.47.- Grieta en el volado del nivel 1 del Edificio Norte.



Figura 4.10.48.- Grietas en la columna que sostiene parte del volado del nivel 1 del Edificio Norte.



Figura 4.10.49.- Las tres imágenes fueron tomadas desde el patio central hacia el módulo de la escalera. En ellas se aprecian las grietas causadas por la separación natural a nivel de las juntas de construcción, por medio de las cuales se mantienen unidos los 3 edificios.

Las siguientes fotografías muestran las condiciones actuales de las juntas de construcción en la parte interna del plantel tanto en la parte inferior de las losas como en la parte superior, así como también en la tabiquería afectada por dichas juntas. En las fotos se evidencia el aumento en la separación natural de las juntas a medida que se incrementa el número de niveles de la edificación.



Figura 4.10.50.- Junta del Edificio Norte en la parte superior de la losa del nivel 1



Figura 4.10.51.- Junta del Edificio Sur en la parte superior de la losa del nivel 1



Figura 4.10.52.- Junta del Edificio Norte en la parte inferior de la losa del nivel 2



Figura 4.10.53.- Junta del edificio Sur en el nivel 3. En las imágenes se observa la gran separación localizada en el último piso del plantel.

4.10.4.1.- Modelo Matemático y Acciones Sísmicas

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

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

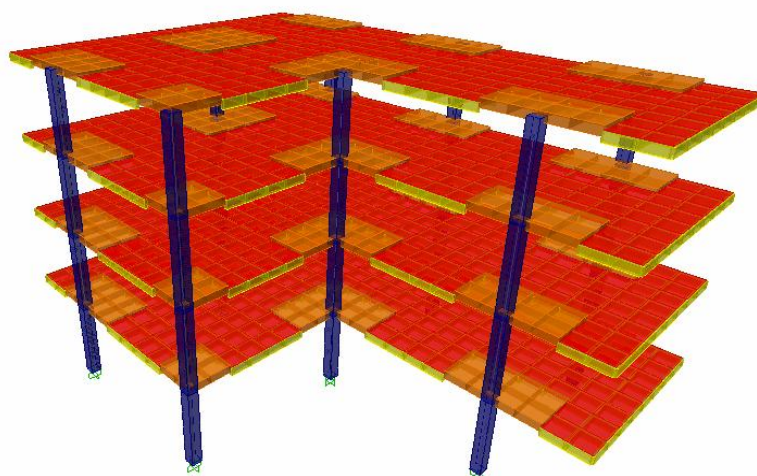


Figura 4.10.54.- Modelo 3D de los Módulos 1 y 3

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

4.10.4.2.- Períodos y Modos de vibración

En las Tablas 4.10.2. y 4.10.3. se presentan los primeros tres períodos de cada uno de los modelos de los Módulos. En la Tabla 4.10.2., referente a los Módulos 1 y 3, el valor del período del primer modo de vibración de los modelos de sección no agrietada y sección agrietada es muy superior al valor estimado dado en las normas sismorresistentes para una estructura de altura similar, debido a la carencia de vigas. Este valor indica que estas estructuras son muy flexibles. En la Tabla 4.10.3., referente al Módulo 2, los valores de los períodos de los primeros modos de vibración están en el orden de los valores estimados por las normas.

Tabla 4.10.2.- Períodos, seg. Módulos 1 y 3

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

Tabla 4.10.3.- Períodos, seg. Módulo 2.

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

4.10.4.3.- Derivas

En las Tablas 4.10.4. y 4.10.5. se muestran los valores de las derivas, expresadas en valores por mil, para cada uno de los modelos estudiados. En la Tabla 4.10.4. (Módulos 1 y 3), se observan valores en algunos entrepisos que exceden el 12%, valor considerado en la Norma 1756 como límite para estructuras esenciales. Estos valores resultantes pueden considerarse grandes debido a que se está analizando una estructura no dúctil. Estudios recientes señalan que valores de derivas mayores de 7% en estructuras no dúctiles pueden conducir al colapso ante una acción sísmica severa. (Ghobarah, 2004).

Tabla 4.10.4.- Demandas de Derivas, Módulos 1 y 3

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

Tabla 4.10.5.- Demandas de Derivas, Módulo 2

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

Por el contrario, en la Tabla 4.10.5. (Módulo 2) se aprecia que en ninguno de los modelos estudiados, los valores de las derivas superan el valor de 7%. El mayor valor es de 6,61% ubicado en el último entrepiso del modelo de sección agrietada. Estos resultados indican que la estructura del Módulo 2 es adecuadamente rígida. Según (Ghobarah, 2008) el mayor resultado de deriva está dentro de un límite asociado a daños moderados. Se concluye por tanto que los Módulos 1 y 3 ameritan una adecuación que contemple un aumento de la rigidez global de su estructura.

4.10.4.4.- Fuerza Cortante

En las Tablas 4.10.6. y 4.10.7. se muestra la demanda de fuerza cortante por entrepiso, en cada dirección (VX, VY), para cada uno de los tres modelos estudiados. Estos valores serán comparados posteriormente con la capacidad a fin de tomar la decisión de si se debe adecuar o no la estructura.

Tabla 4.10.6.- Demanda de fuerza cortante, tonf, Módulos 1 y 3

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

Tabla 4.10.7.- Demanda por Fuerza cortante, tonf, Módulo 2

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

4.10.4.5.- Capacidad

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

4.10.4.6.- Relación Demanda/Capacidad

Las Tablas 4.10.8. y 4.10.9. muestran los resultados de la relación demanda/capacidad para los modelos de sección agrietada y de sección agrietada con paredes. En el caso de los Módulos 1 y 3 (Tabla 4.10.8.) se puede observar que la demanda es superior a la capacidad entre 2,0 y 3, 7 veces, lo cual destaca que la estructura no tiene la capacidad suficiente para soportar las acciones sísmicas previstas en las normas. En la Tabla 4.10.9. se suministran las relaciones demanda/capacidad del Módulo 2 en cada uno de los dos modelos; se observa que en todos los caso la demanda es inferior a la capacidad.

Tabla 4.10.8.- Relación demanda / Capacidad, Módulos 1 y3

| | SECCIÓN AGRIETADA | | SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES | |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| | V _x (tonf) | V _y (tonf) | V _x (tonf) | V _y (tonf) |
| Demanda (D) | 107 | 102 | 208 | 234 |
| Capacidad (C) | 52,7 | 33,0 | 60,2 | 63,8 |
| Relación D/C | 2,03 | 3,09 | 3,45 | 3,67 |

Tabla 4.10.9.- Relación demanda / Capacidad, Módulo 2

| | SECCIÓN AGRIETADA | | SECCIÓN AGRIETADA CON PAREDES | |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| | V _x (tonf) | V _y (tonf) | V _x (tonf) | V _y (tonf) |
| Demanda (D) | 25 | 31 | 34,3 | 43,5 |
| Capacidad (C) | 40 | 56,7 | 40 | 56,7 |
| Relación D/C | 0,63 | 0,53 | 0,86 | 0,77 |

Los resultados de las Tablas 4.10.8. y 4.10.9. (Derivas y Relación Demanda/Capacidad) ponen de manifiesto lo siguiente: a) El Módulo 2 tiene rigidez y resistencia adecuada tal que no necesita de ningún reforzamiento de su estructura, y b) Los Módulos 1 y 3 muestran deficiencias en rigidez y resistencia y por lo tanto la estructura debe ser objeto de un reforzamiento.

4.10.4.7.- Análisis Estático No-Lineal

Adicionalmente al análisis dinámico lineal presentado previamente, se procedió a realizar un análisis estático no lineal, AENL (*pushover*), de los Módulos 1 y 3, utilizando los criterios expresados en las referencias FEMA 356, FEMA 400 y el AICE/SEI 41. Las vigas equivalentes son modeladas con comportamiento frágil, y el comportamiento inelástico de las columnas está controlado por una inadecuada longitud de transferencia de tensiones y de empalmes por solapes a lo largo de su luz libre. Para el análisis AENL se empleó el programa de análisis ETABS NonLinear v9.50. Los resultados del AENL se presentan en las Figuras 4.10.5 y 4.10.6, en las curvas denominadas Estructura Existente. De ellas se pueden hacer las siguientes observaciones: a) El modelo de sección agrietada (Figura 4.10.5) en la dirección X tiene una fuerza cortante resistente en la base de 52,7 tonf para una deformación en el techo de 6,1 cm. En la dirección Y el corte máximo es 33,0 tonf con una deformación en el techo de 6,0 cm; b) El modelo de sección agrietada con paredes (Figura 4.10.6) tiene una fuerza cortante resistente en la base de 60,2 tonf en la dirección X con una deformación máxima en el techo de 5,65 cm, y de 63,8 tonf en la dirección Y con una deformación máxima de 6,22 cm. Las fallas en ambos modelos se inician en las vigas equivalentes.

Adicionalmente, se aplicó el criterio de FEMA 356 y FEMA 440 para el cálculo del desplazamiento máximo en el techo para varios eventos sísmicos con períodos de retornos de 1000, 500, 50 y 10 años, con coeficiente de aceleración horizontal A_0 igual a 0,39, 0,30, 0,14 y 0,084, respectivamente, considerando los modelos de sección agrietada y sección agrietada con paredes. Los resultados muestran en la Tabla 4.10.10.

Tabla 4.10.10.- Desplazamientos Máximos para los Modelos Analizados

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

En la Tabla 4.10.10. se puede observar el resultado para sismo de períodos de retorno de 1000 años en el modelo de sección agrietada, que da una demanda de desplazamiento máximo en el techo de 15,20 cm, superior al valor máximo de 6,02 cm observado en el AENL; esta demanda de desplazamiento se corresponde con una deriva de 11,9%. Aun con un período de retorno de 500 años la demanda de desplazamiento de 11,71 cm excede el máximo valor resultante del AENL tal como se ilustra en la Figura 4.10.56.

4.10.5.- Refuerzo Estructural

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

Con base en estas premisas se realizó un proceso iterativo que permitió seleccionar una solución que cumplía con estas condiciones. Esta solución contempla agregar dos líneas resistentes adicionales "A" y "C", conformadas por muros estructurales en forma de "L" de segmentos de secciones ($40 \times 175 \text{ cm}^2$ y $50 \times 125 \text{ cm}^2$) en todos los entrepisos, conectados por vigas rectangulares igualmente en todos los entrepisos. Adicionalmente, en el eje B, en la mitad de los ejes 4 y 5, y en el eje 5, en la mitad de los ejes A y B, se ubicó un muro rectangular de sección $40 \times 175 \text{ cm}^2$, en todos los entrepisos (Figura 4.10.54 y 4.10.55). Se definieron tres modelos similares a los presentados previamente en el análisis de la estructura existente. Dada la adición de elementos dúctiles se adoptó un factor de reducción igual a 3 para la estructura reforzada.

4.10.5.1.- Períodos y Modos de Vibración

Los períodos de la estructura reforzada se muestran en la Tabla 4.10.11, notándose una reducción significativa en relación a los valores de la estructura existente. Los valores son similares a los dados en la Norma 1756 para estructuras del Tipo III.

Tabla 4.10.11.- Períodos, seg, Módulos 1 y 3 Reforzados

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

El análisis de la estructura reforzada incluyó la acción simultánea de las dos componentes horizontales y la vertical del sismo ($S_v = (0,2\alpha\beta A_0)CP$), y los efectos de un 6% de excentricidad adicional, de acuerdo a lo estipulado en COVENIN 1756.

4.10.5.2.- Derivas

La demanda de deriva dada por la acción sísmica especificada en la Norma 1756 se muestra en la Tabla 4.10.12. Apreciándose que sus valores, en los tres modelos analizados y en cada entrepiso, están considerablemente por debajo del valor de 12% estipulado en la norma, lo cual indica que la solución propuesta de adecuación suministra suficiente rigidez.

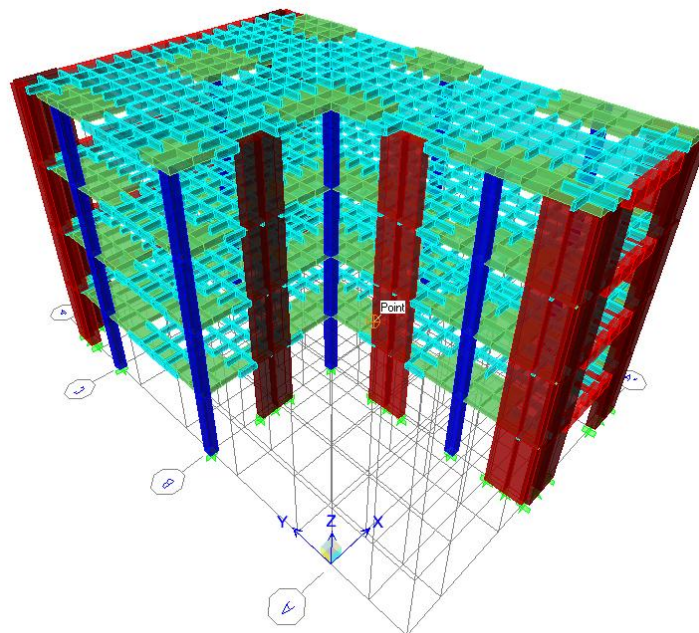


Figura 4.10.55.- Modelo 3D de la estructura reforzada

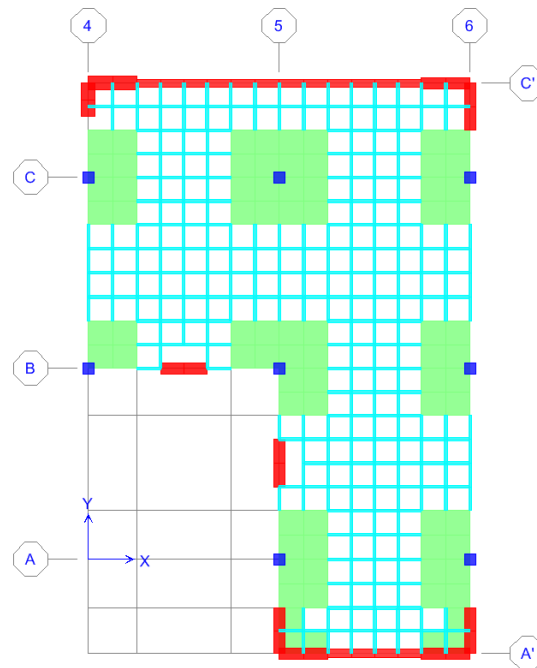


Figura 4.10.56.- Planta de la estructura reforzada

Tabla 4.10.12.- Derivas, Módulos 1 y 3 Reforzados

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

4.10.5.3.- Fuerza Cortante

En la Tabla 4.10.13. se muestra la demanda de fuerza cortante en cada entrepiso y en cada modelo de los Módulos 1 y 3 reforzados.

Tabla 4.10.13.- Demanda de fuerza cortante, tonf, Módulos 1 y 3 Reforzados

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

El diseño de los nuevos miembros estructurales se realizó empleando los requisitos de la norma de concreto 1753 vigente. Una vez realizado el diseño de la estructura reforzada, se verificó la relación demanda/capacidad de las columnas existentes y de los nuevos muros. En la Tabla 4.10.14 correspondiente al modelo de sección agrietada se puede observar que en solo tres columnas sus valores están cercanas al valor de 1; todos los valores demanda/capacidad son menores que 1 en el modelo con paredes (Tabla 4.10.15). Se puede concluir que aplicando los criterios de las normas vigentes, las columnas del edificio existente, aun sin ser reforzadas, muestran una relación demanda/capacidad aceptable.

Con respecto a los muros, para efectos de análisis se detallaron con una cuantía de acero longitudinal de 2,83% en los muros en L, 5A', 6A' y 6C', 2,40% para el muro en L 4C' y 3,15% para los muros rectangulares. Esta cuantía de acero se colocó en todos los entresijos.

4.10.5.4.- Relación Demanda/Capacidad de Muros

La relación demanda/capacidad de los muros se muestran en la Tabla 4.10.16., observándose un valor máximo en el entresijo inferior de 0,86 para los muros en L y de 0,38 para los muros rectangulares.

Tabla 4.10.14.- Relación demanda/capacidad de columnas, Estructura Reforzada. Modelo sección agrietada

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

Tabla 4.10.15.- Relación demanda/capacidad de columnas, Estructura Reforzada. Modelo sección agrietada con paredes

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

Tabla 4.10.16.- Relación demanda/capacidad de muros, Estructura Reforzada. Modelo sección agrietada

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

En el eje 6, debido a la presencia de la mampostería hay dos columnas A6 y B6 en las que pueden presentarse casos de columna corta. Aunque el análisis no evidencia que los valores de corte sean tales que ameriten un reforzamiento de esas columnas, se ha previsto implementar una solución que evite una posible falla frágil, tal como separar la mampostería de las columnas, mejorar su confinamiento añadiendo refuerzo transversal o empresillarlas. Los resultados presentados en las Tablas 4.10.14. a 4.10.16 ponen de manifiesto que el refuerzo proyectado para la estructura de los Módulos 1 y 3 es adecuado y satisface los requerimientos de las normas venezolanas vigentes.

4.10.5.5.- Análisis Estático No-Lineal.

Los muros fueron modelados como columnas de sección rectangular de $(40 \times 175 \text{ cm}^2)$ y $(50 \times 120 \text{ cm}^2)$ y con propiedades del Tipo i para definir sus propiedades no-lineales (Tabla 6-18 del ASCE/SEI 45), correspondiente a muros controlados por flexión. Para las vigas se adoptaron las propiedades de rótulas no-lineales del tipo (i) de la Tabla 6-7 (ASCE 2007). Las curvas denominadas Estructura Reforzada de las Figuras 5 y 6 muestran los resultados del AENL, poniendo de manifiesto el aumento en rigidez y resistencia en relación a la estructura existente. En la Tablas 4.10.17. y 4.10.18. se muestran algunos valores característicos obtenidos de las Figuras 4.10.56 y 4.10.57.

Tabla 4.10.17.- Edificio Reforzado. modelo sección agrietada

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

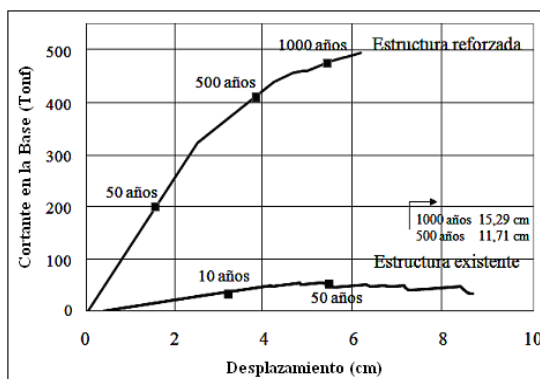
Tabla 4.10.18.- Edificio Reforzado. modelo sección agrietada con paredes

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

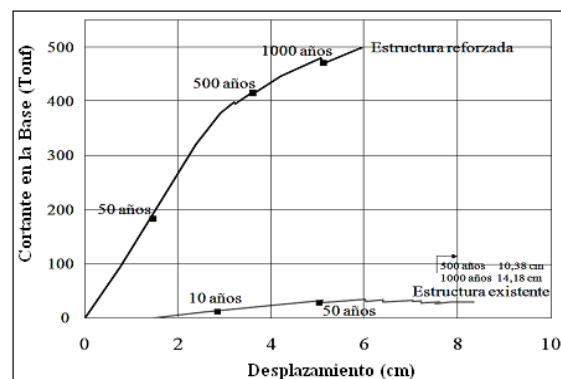
Tal como se aplicó anteriormente para la estructura original, se realizó el cálculo del desplazamiento máximo en el techo para varios eventos sísmicos con períodos de retorno de 1000, 500, 50 y 10 años, siguiendo lo recomendado en FEMA 356 y FEMA 440, para los modelos de la estructura reforzada. Los resultados se muestran en la Tabla 4.10.19. Para el período de retorno de 1000 años se puede observar un máximo desplazamiento de 5,40 cm, en el modelo de sección agrietada, el cual se corresponde con una deriva en el techo de 4,21% la cual es aproximadamente igual a la deriva obtenida por el análisis dinámico lineal. En el modelo de sección agrietada con paredes, con mayor rigidez, los desplazamientos son menores. En las Figuras 4.10.56 y 4.10.57 se pone en evidencia que las demandas impuestas por los eventos sísmicos de 1000 años de retorno son tolerados por la estructura reforzada.

Tabla 4.10.19.- Demanda de Desplazamiento. Estructura Reforzada.

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

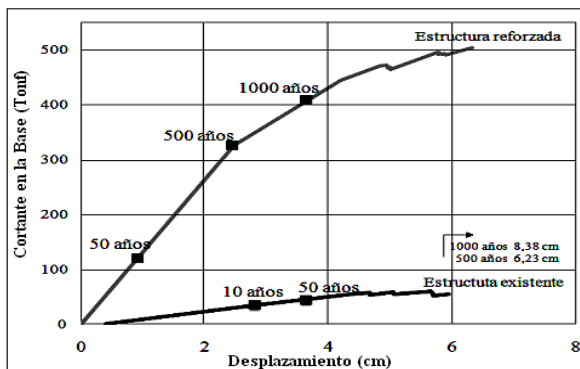


(a)

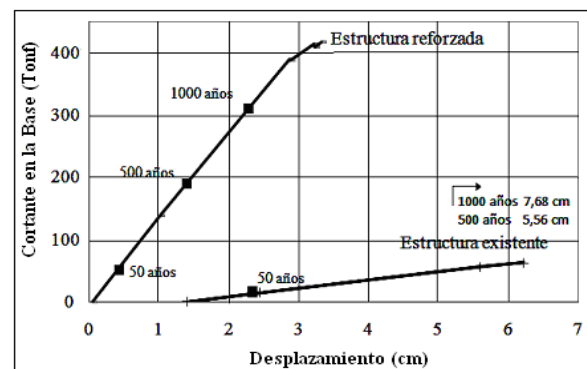


(b)

Figura 4. 10.57.- Relación Cortante Basal-desplazamiento. Modelo Sección Agrietada (a) Dirección X; (b) Dirección Y



(a)



(b)

Figura 4.10.58.- Relación Cortante Basal-desplazamiento. Modelo Sección Agrietada con Paredes, (a) Dirección X (b) Dirección Y

4.10.6.- Conclusiones y Recomendaciones

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

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

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

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

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

4.10.7.- Referencias

- ASCE/SEI 41, (2007) 2008. "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings". American Society of Civil Engineers. Reston. VA.
- ACI 318-08, (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2008.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, (1982). "Edificaciones Antisísmicas", Norma COVENIN 1756:1982, Caracas, 1982.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, (2001). "Edificaciones Sismorresistente", Norma COVENIN 1756:2001, Caracas, 2001.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, (1988). "Criterios y Acciones mínimas para el Proyecto de Edificaciones". Norma COVENIN – MINDUR 2002:88. Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales, (2006). "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural", FONDONORMA./Documento que sustituye la versión del año 1987 de la misma Norma, titulada: Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño/.
- Computers and Structures,(2008) Inc., "ETABSNonLINEAR v9.5.0 Structural Analysis Program".
- FEMA (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building". FEMA 356. Federal emergency Management Agency, Washington. D.C.
- FEMA (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic. Analysis Procedures, FEMA 440, ATC-55 Project, Federal emergency Management Agency, Washington. D.C.
- FEDE. Una Estrategia para la Eficiencia de Planta Física Educativa. Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas. Caracas, 1997.

- Ghobarah, A.(2008). “On Drift Limits Associated with Different Damage Levels”. International Workshop on Performance-Based Seismic Design. Bled. Slovenia. June 28-July1, 2004.
- López, O.A., Hernández J.J., Del Re, G., Puig, J., Espinosa L., (2007). “Reducing Seismic Risk of School Buildings in Venezuela”. Earthquake Spectra, Volume 23, No. 4, pages 771-790.
- Rodríguez, D; Figuera, F. y Bolívar, J. (2000). “Adecuación Sísmica de Edificación Educativa en el área Metropolitana de Caracas”. Artículo presentado en el II Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas, Venezuela.13. Olivo, M; Sucre, M, (2007). “Evaluación Sismorresistente de Edificaciones Escolares Tipo Módulo Base”. Tesis de Grado, Tutor Oscar A. López. Caracas. Universidad Central de Venezuela.

4.11.- Evaluación Sismorresistente del Liceo Domingo Faustino Sarmiento

La Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento está ubicada en Maripérez, Caracas, es una edificación de concreto armado conformada por pórticos de cuatro niveles con un patio central sin junta, y forma el esquema estructural conocido como CAJETÓN CERRADO.



Escuela UBN Domingo Faustino Sarmiento, Urbanización Maripérez. Caracas.
(Google Earth)

Domingo Faustino Sarmiento (San Juan, Argentina, 15 de febrero de 1811 – Asunción del Paraguay, 11 de septiembre de 1888) fue un político, pedagogo, escritor, docente, periodista, estadista y militar argentino; gobernador de la Provincia de San Juan entre 1862 y 1864 y presidente de la República Argentina entre 1868 y 1874. También se destacó por su laboriosa lucha en la educación pública.



D. F. Sarmiento

4.11.1.- Participantes

El equipo involucrado en la realización de este trabajo está conformado por:

- Esteban Tenreiro (Tesista de Postgrado). Profesor contratado. Facultad de Ingeniería, UCV.
- Adrian Taboada. Ingeniero Civil.
- Cesar Becerra. Ingeniero Civil.
- Cristian Jraige. Ingeniero Civil.
- Oscar A. López (Tutor).

4.11.2.- Inspecciones efectuadas a escuelas del Tipo Cajetón

Las inspecciones efectuadas se ejecutaron en varias edificaciones escolares tipo cajetón cerrado, los cuales están constituidos por estructuras de pórticos de concreto armado, construidos por el Ministerio de Obras Públicas en las décadas de 1960, 1970 y 1980. Se caracterizan por tener un patio interior descubierto, similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno que se derrumbó en Cariaco en 1997, pero a diferencia de éste poseen un solo módulo sin junta de construcción.

El 28 de Junio de 2006, se realizaron unas inspecciones a las U.E. Domingo Faustino Sarmiento (Mariperez), J.M. Nuñez Ponte (Mariperez), Padre Sojo (Bello Monte) y Santiago Key Alcalá (El Valle), con la finalidad de verificar si cumplían con las características básicas que conforman las edificaciones escolares tipo cajetón cerrado. De ésta actividad se pudo tomar la decisión de estudiar detalladamente la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento, ya que ésta presenta características bastantes similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno en Cariaco, con la excepción de no presenta junta de dilatación.

El 4 de Agosto de 2006, se realizó la primera inspección al D.F.S. de manera más detallada, donde se tomaron las fotografías de fachadas, elementos estructurales y de mampostería, también se realizaron medidas de columnas, luces, alturas de entrepiso y espesor de paredes. Tanto el 20 de Octubre como el 3 de noviembre de 2006 se continuaron con las mediciones necesarias para realizar el levantamiento geométrico de toda la estructura e identificar los elementos de mampostería para poder así realizar los planos de arquitectura y de estructura de la edificación, debido a que los planos que posee la dirección de la escuela no presentan suficiente información a nivel estructural, sólo se hallaron un plano de detallado de vigas y dos planos de arquitectura en pórticos, los cuales no coinciden con la realidad ya que representan a una estructura de 2 niveles en vez de los 4 existentes en la edificación.

El 24 de Noviembre de 2006 se efectuó una inspección en el Liceo Manuel Felipe Tovar en la ciudad de Valencia, donde se realizaron mediciones de los elementos estructurales, y separación entre pórticos. También se tuvo la oportunidad de detectar el acero de refuerzo a través del uso del detector de metales (*ferroscan*), con las cuales se obtuvo información de gran importancia ya que se verificaron las distribuciones de refuerzos en los elementos estructurales y se compararon con los planos de dicha edificación, que fueron localizados en las oficinas del MINFRA del estado Carabobo.

El 13 de diciembre de 2006, se realizaron mediciones con el detector de metales para determinar la distribución del refuerzo (Domingo Faustino Sarmiento) de los elementos estructurales, columnas, vigas altas (40x60) y planas (50x30) y dirección de armado de losa, con lo cual se comprobó que sólo las vigas altas actúan como vigas de carga. Además se continuó con las mediciones para el levantamiento geométrico dado que en visitas anteriores no se tuvo acceso a todas las áreas de la edificación. El 15 y el 17 de marzo de 2007, se culminaron las mediciones del acero de refuerzo estructural, las cuales se compararon con el encontrado en los planos del Manuel Felipe Tovar (Valencia), y todo el levantamiento geométrico de la edificación. Además se realizaron medidas del periodo natural de la estructura por medio de instrumentación que fue llevada a cabo por FUNVISIS.

El 19 de mayo de 2007 se realizó una inspección en la Escuela Técnica Licenciado Aranda en el Estado Vargas, donde se realizaron mediciones para obtener el levantamiento geométrico de la estructura, dimensiones de los elementos estructurales, separación de pórticos, espesor de losa e identificación de los elementos de mampostería. Con ésta visita se logró comprobar el carácter repetitivo de dichas edificaciones, ya que las dimensiones coinciden exactamente con las del liceo Manuel Felipe Tovar ubicado en Valencia.

Posteriormente, cuando se decidió desarrollar el proyecto de refuerzo del la U. B. N. Domingo Faustino Sarmiento se efectuaron otra serie de visitas. La primera visita realizada el día 04/12/2007 donde asistieron los ingenieros Esteban Tenreiro y Adrián Taboada, encargados del proyecto de refuerzo, se identificó la estructura y se verificaron las dimensiones de los elementos estructurales, luces y entresijos. La segunda visita de inspección realizada el día 11/12/2007 asistieron los ingenieros Esteban Tenreiro y Cesar Becerra para la verificación y confirmación de algunos datos adicionales. Luego se realizaron una serie de visitas continuas donde asistió únicamente el ingeniero Adrián Taboada entre los días 11/12/2008 al 22/12/2008 durante los cuales se supervisó la realización del estudio de suelos contratado a la empresa PERFOCA y finalmente otra serie de visitas donde asistió el ingeniero Adrian Taboada quién contrató y coordinó unas exploraciones para determinar cuál es el sistema de fundaciones que utiliza la edificación y cuáles son sus dimensiones, estas visitas se realizaron durante los días 17 al 19 de febrero del año 2.009.

A continuación se resume información básica de cada escuela:

a) *U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento*: La escuela está constituida por una edificación aporricada con losas nervadas de 30 cm. de espesor, conformada por cuatro (4) niveles incluyendo un apéndice en el nivel superior, el cual ocupa una porción menor (1/3 del área de la planta baja aproximadamente), con altura de entrepiso de 3,05 metros. En la dirección longitudinal hay seis (6) pórticos formados por vigas de 40x60 cm. y en la transversal hay siete (7) pórticos formados por vigas planas de 50x30 cm., todas las columnas tienen sección transversal de 40x40 cm en todos los niveles. La mampostería está conformada por bloques de arcilla. Ver Figura 4.11.1.

Fachada Este



Fachada Norte



Figura 4.11.1.- Fotografías de las fachadas principales de la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento. Caracas.

b) *U.E. Manuel Felipe Tovar*: La unidad educativa está constituida por una edificación aporticada con losas nervadas de 25 cm. de espesor, conformada por tres (3) niveles con altura de entrepiso de 3,00 metros. En la dirección longitudinal hay seis (6) pórticos formados por vigas de 40x70 cm. y en la transversal hay ocho (8) pórticos formados por vigas planas de 50x25 cm., todas las columnas tienen sección transversal de 40x40 cm en todos los niveles. La mampostería está conformada por bloques de concreto. Esta edificación es muy similar a la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento; las diferencias son: un pórtico transversal adicional, la altura de las vigas (70 cm en lugar de 60 cm) y de las losas (25 cm en lugar de 30 cm). Ver Figura 4.11.2.



Figura 4.11.2.- Fotografías de las fachadas principales de la U.E. Manuel Felipe Tovar

c) *Escuela Técnica Licenciado Aranda*: El instituto está constituido por una edificación aporticada con losas nervadas de 25 cm. de espesor, conformada por tres (3) niveles con altura de entrepiso de 3.00 metros. En la dirección longitudinal hay seis (6) pórticos formados por vigas de 40x70 cm. y en la transversal hay ocho (8) pórticos formados por vigas planas de 50x25 cm., todas las columnas tienen sección transversal de 40x40 cm en todos los niveles. La mampostería está conformada por bloques de concreto. Este edificio es prácticamente idéntico a la U.E. Manuel Felipe Tovar. Ver Figura 4.11.3.



Figura 4.11.3.- Fachadas principales del Escuela Técnica Licenciado Aranda.

A continuación se presenta un cuadro comparativo (Tabla 4.11.1) del acero de refuerzo en elementos estructurales entre las edificaciones de los centros educativos Domingo

Faustino Sarmiento y Manuel Felipe Tovar, con información recopilada en campo por medio del *ferroscan* y de planos estructurales respectivamente. A partir de esta comparación se estimó el diámetro de las barras en el D.F.S., dado que los datos arrojados por el detector de metales no son precisos con respecto al diámetro.

Tabla 4.11.1.- Comparación entre acero de refuerzo en elementos estructurales del Manuel Felipe Tovar y el Domingo Faustino Sarmiento

| Elemento | U.E. Manuel Felipe Tovar (de planos) | U.B.N Domingo Faustino Sarmiento (de mediciones) | Decisión sobre el armado en el D.F.S. | |
|-------------|---|--|---|--|
| Entrepiso 1 | Columna A-1 | 2 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 3 barras de acero longitudinal por cara con ligaduras c/20 cm en parte media y c/12 cm cerca al nodo | 3 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8" |
| | Columna A-7 | 2 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 2 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo | 2 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8" |
| | Columna A-4 y F-4 | 3 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 3 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo | 3 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8" |
| | Columna B-2 | 4 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 6 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo | 6 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8" |
| | Columna B-4 | 5 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 5 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo | 5 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8" |
| | Columna C-7 y D-7 | 2 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 4 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo | 4 barras de 5/8" por cara (equivale a la misma area) con ligaduras de 3/8" |
| Entrepiso 2 | Columna D-2 y D-3 | 3 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 4 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo | 4 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8" |
| | Viga plana D-E-2 | 3 barras de acero longitudinal de 5/8" de diámetro, con estribos c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 5 barras de acero longitudinal (cara inferior), con estribos c/20 cm | 5 barras de 5/8" con estribos de 3/8" |
| | Viga alta D-2-3 | 3 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con estribos c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8" | 4 barras de acero longitudinal (cara inferior), con estribos c/20 cm | 4 barras de 7/8" con estribos de 3/8" |
| Ent. 1 | Nodo F-7 | No hay refuerzo transversal | No hay refuerzo transversal | No hay refuerzo transversal |

Observaciones adicionales a la información presentada en la Tabla 4.11.1:

- Las dimensiones de las columnas son iguales en ambas edificaciones.
- Las dimensiones de las vigas difieren en altura, en Valencia son 10 cm más altas.
- Los estribos en el D.F.S. no disminuyen su separación cerca al nodo.
- El número de barras cambia del M.F.T. al D.F.S. sólo en las columnas donde está el apéndice, con excepción de las columnas C-7 y D-7. El resto tiene el mismo número de barras.

4.11.3.- Descripción detallada de la U. B.N. Domingo Faustino Sarmiento

La Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento es una edificación de concreto armado conformada por pórticos y líneas resistentes bien definidas, de cuatro niveles y un patio central sin junta, formando el **cajetón cerrado**. Está compuesta por siete pórticos en el sentido norte sur (pórticos del 1 al 7) separados entre sí 7.20 mts. En dirección corta; perpendicular a éstos se aprecian seis pórticos en el sentido este oeste (pórticos de la A a la F) con luces de 7.20 mts. y 3.60 mts. o dirección larga. Ver Figura 4.11.4 a 4.11.10.



Figura 4.11.4.- Superior: Fachadas Este y Oeste. Inferior: Entrada principal y vacío central

Los pórticos identificados con letras tienen vigas altas de 40 x 60 cm. y los pórticos perpendiculares identificados con números tienen vigas planas de 40 x 30 cm. embutidas en la losa. El sistema horizontal resistente es una losa nervada en una dirección de espesor 30 cm.

con bloques de arcilla frisada por su parte inferior y con un sobre piso de 10 cm. aproximadamente de cemento requemado como acabado final.



Figura 4.11.5.- Pasillo interno / tercer nivel vista interior.



Figura 4.11.6.- Sección transversal del muro de concreto y fotografía del mismo haciendo referencia a la poca separación de la columna.

Todas las columnas son cuadradas de 40 cm. de lado desde planta baja a techo. La mampostería interna y las fachadas están ejecutadas con bloque a la vista tipo trincote. La altura de entrespiso de planta baja al primer piso es de 3.10 mts. Igual los dos entrespisos superiores, cambiando éste entre la planta del tercer piso y techo que es de 3.00 mts. Todos estos datos han sido comparados con levantamientos previos y con planos de edificaciones escolares del mismo tipo, como el Liceo Manuel Felipe Tovar ubicado en estado Carabobo.

La estructura del liceo es casi totalmente simétrica en los dos sentidos a excepción de planta techo, es decir el cuarto nivel no ocupa la totalidad de la planta sino los dos primeros ejes, esto genera una distribución asimétrica de masas en este nivel.



Figura 4.11.7.- Mampostería de bloque tipo tricote / losa del nivel de techo



Figura 4.11.8.- Volado externo con parasoles de mampostería / altura incompleta en paredes internas

4.11.3.1.- Planos de arquitectura

En cuanto a la arquitectura, durante las inspecciones realizadas se realizó un levantamiento de los vanos ocupados por las paredes con sus alturas respectivas para así introducirlos en los modelos digitales para obtener la participación y contribución de la albañilería en la rigidez de la edificación. Adicionalmente se realizaron planos en CAD de algunas de las fachadas. Ver Figuras 4.11.9 y 4.11.10.

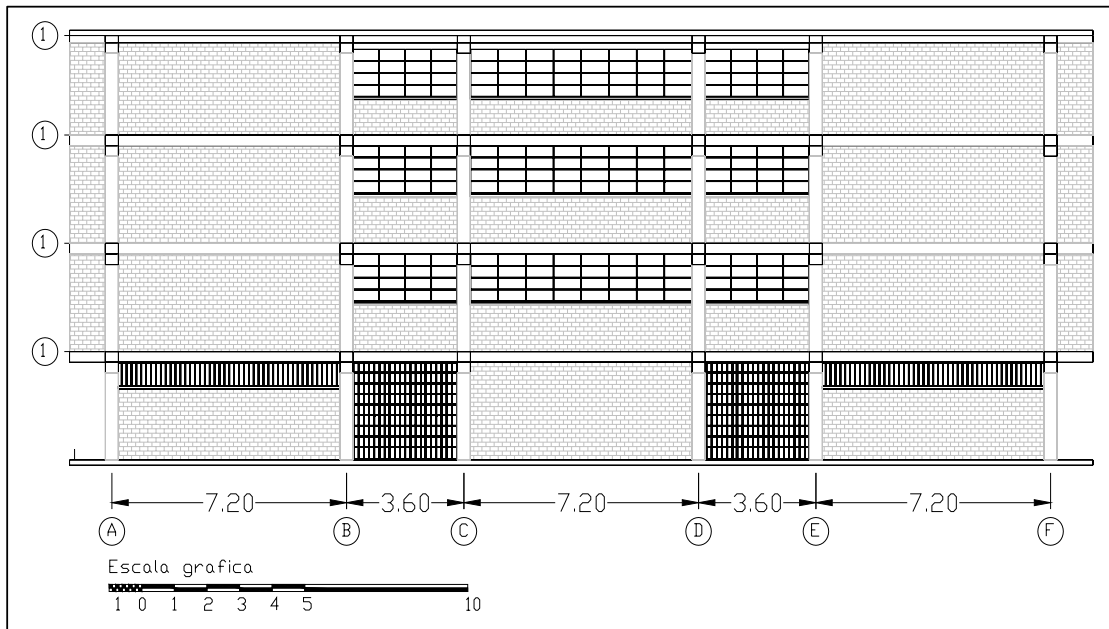


Figura 4.11.9. Fachada Posterior (Lado Oeste)

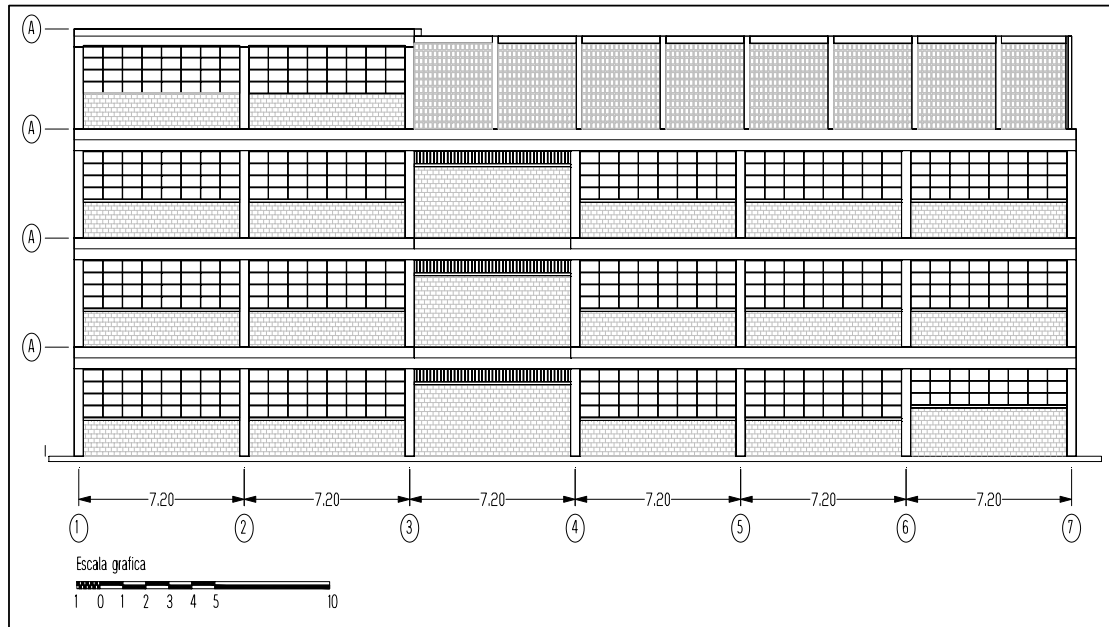


Figura 4.11.10. Fachada Lateral (Lado Sur)

4.11.3.2.3.- Planos de estructura

Durante las inspecciones realizadas al liceo Domingo Faustino Sarmiento se levantaron todos los elementos estructurales tipo columnas, vigas y losas e igualmente se digitalizó esta información. Los planos fueron verificados con los que se disponían del Liceo Manuel Felipe Tovar de Valencia, estado Carabobo por tratarse de la misma tipología cajetón cerrado. Ver Figuras 4.11.11 a 4.11.28.

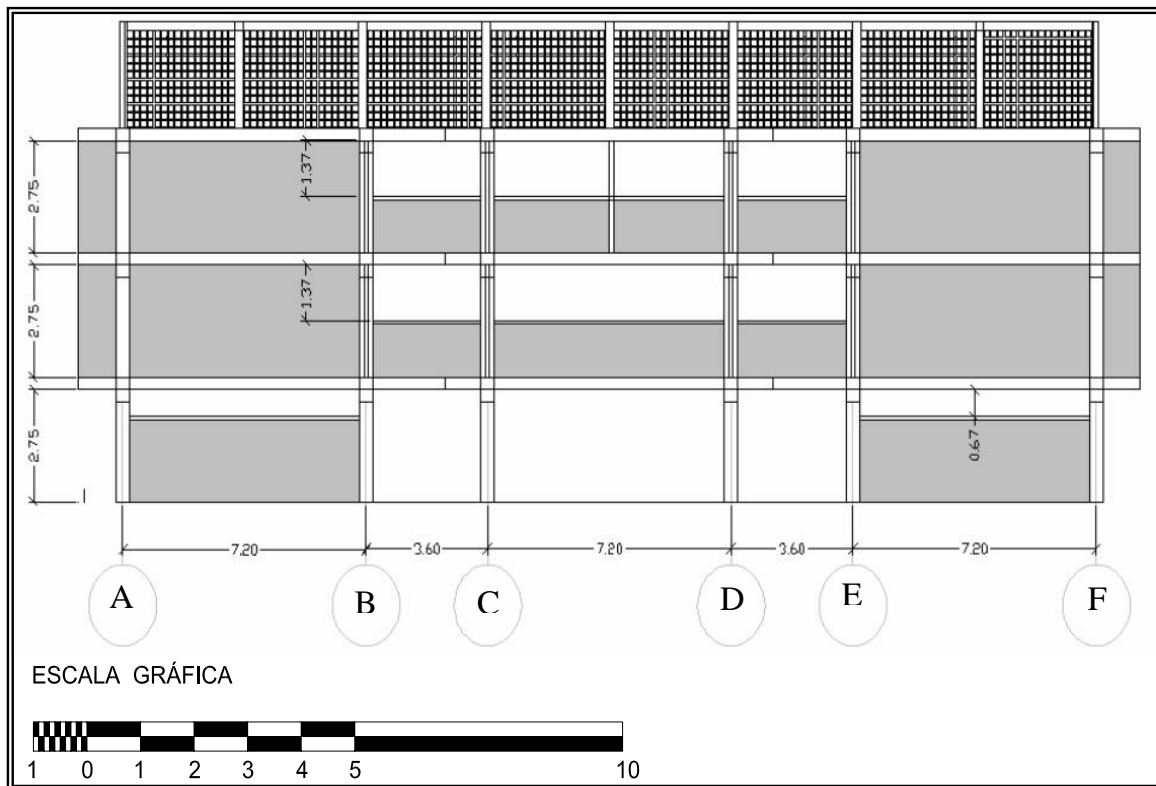


Figura 4.11.11.- Pórtico 7 (dirección norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas.

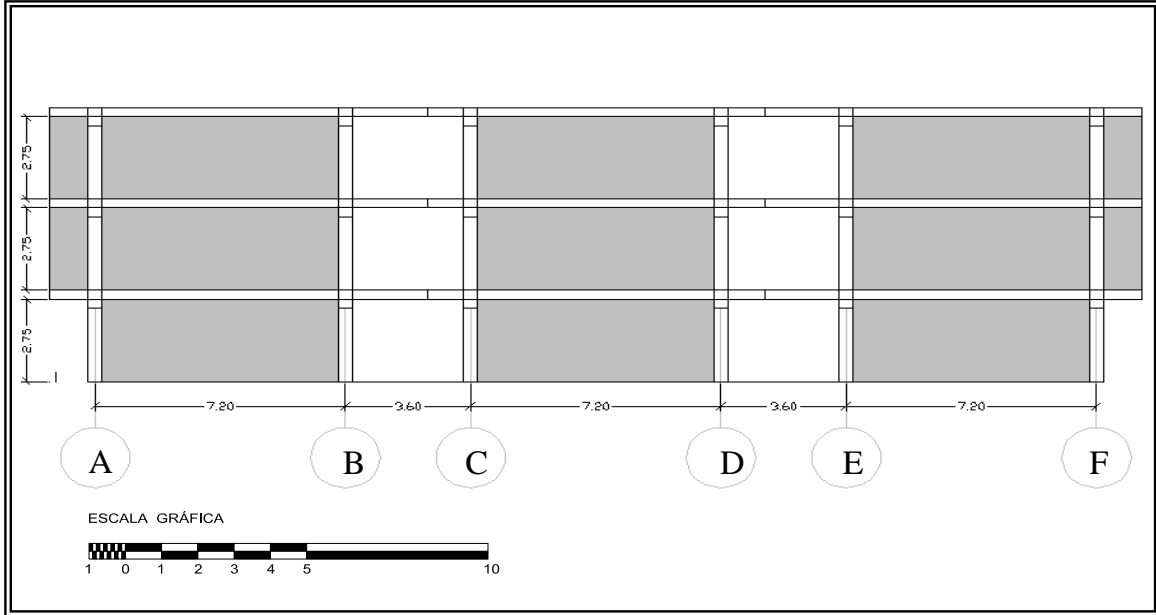


Figura 4.11.12.- Pórtico 6 (norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

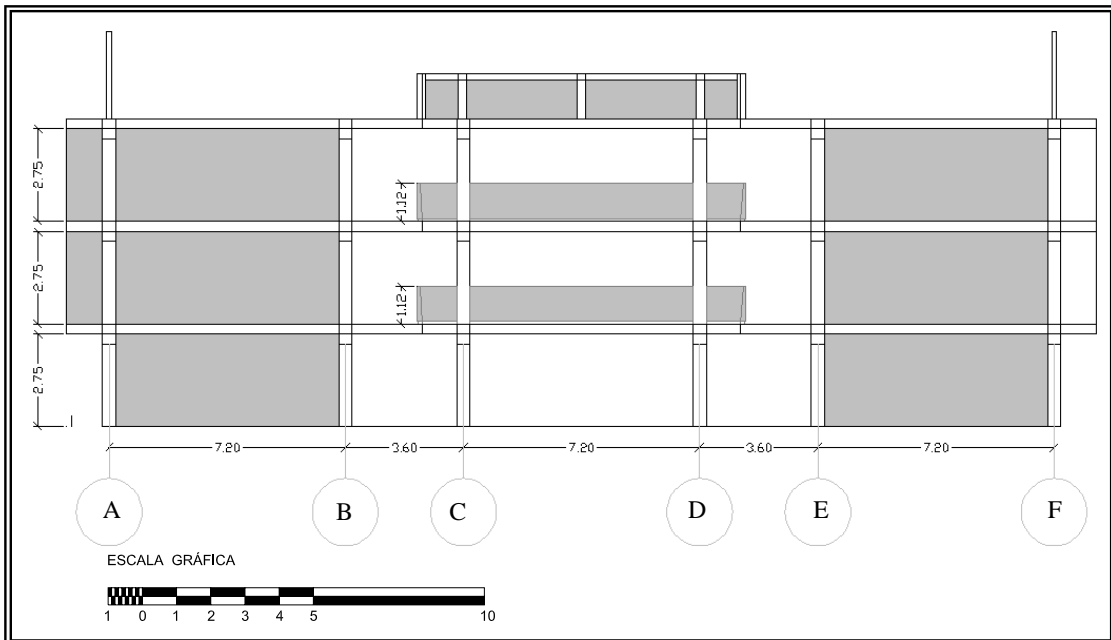


Figura 4.11.13.-Pórtico 5 (norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

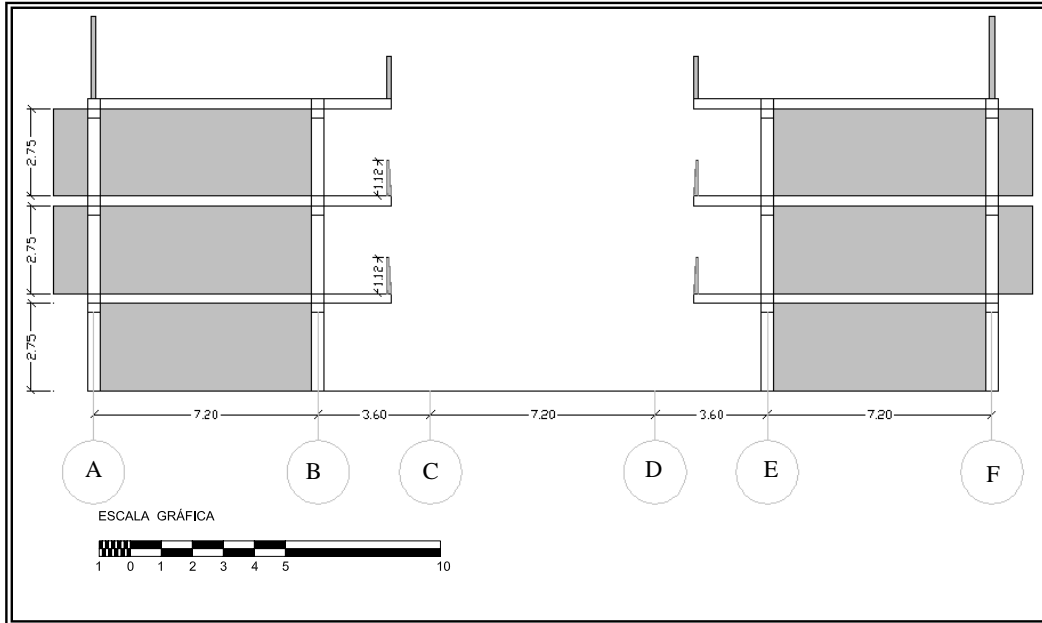


Figura 4.11.14.- Pórtico 4 (norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

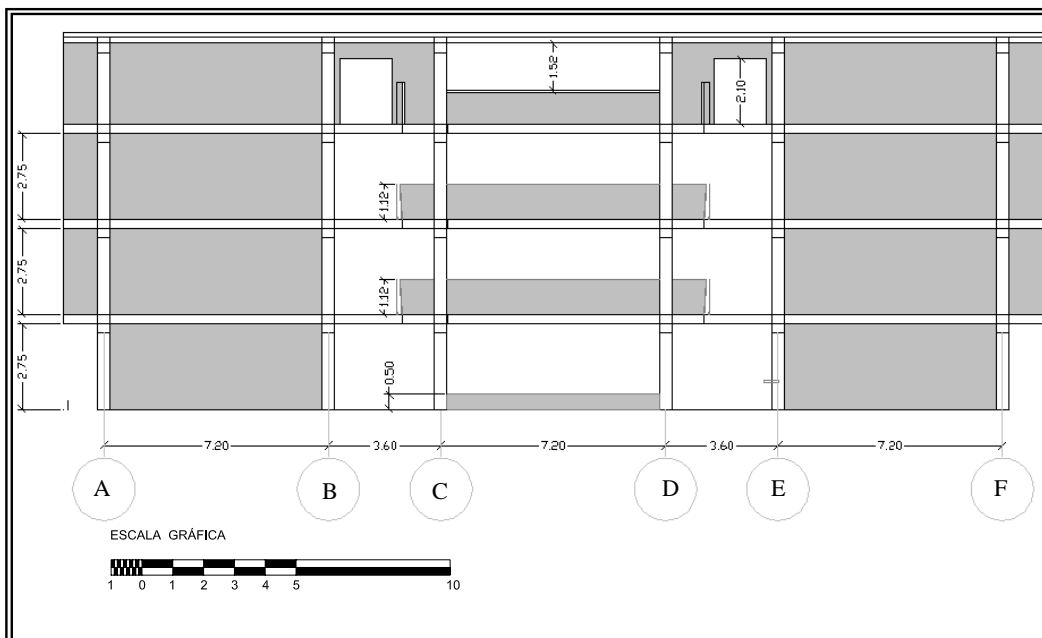


Figura 4.11.15.- Pórtico 3 (norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

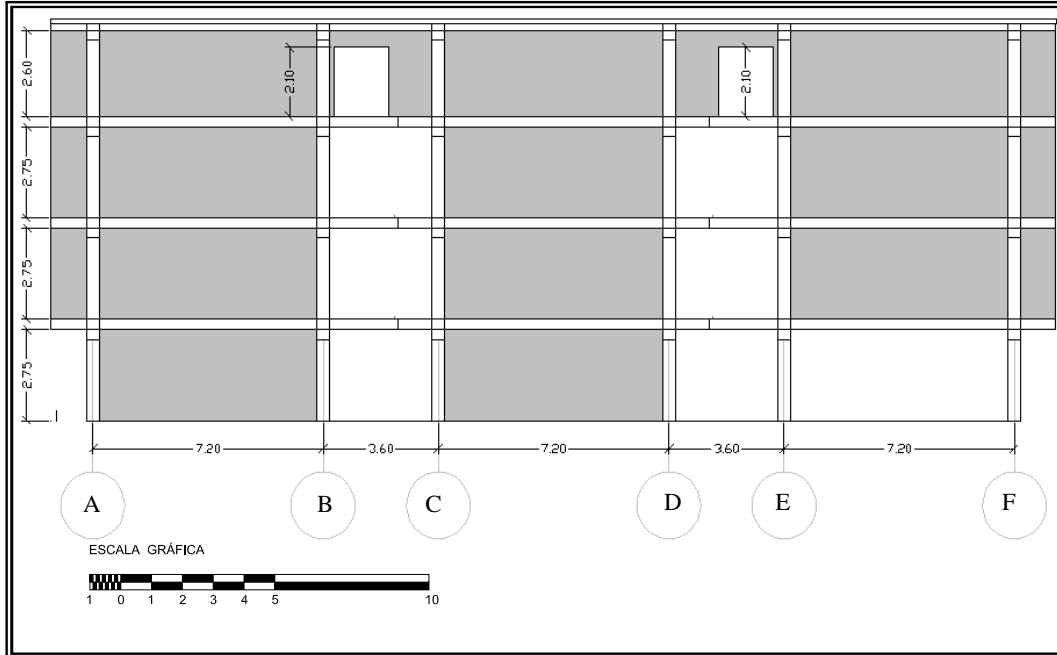


Figura 4.11.16.- Pórtico 2 (norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

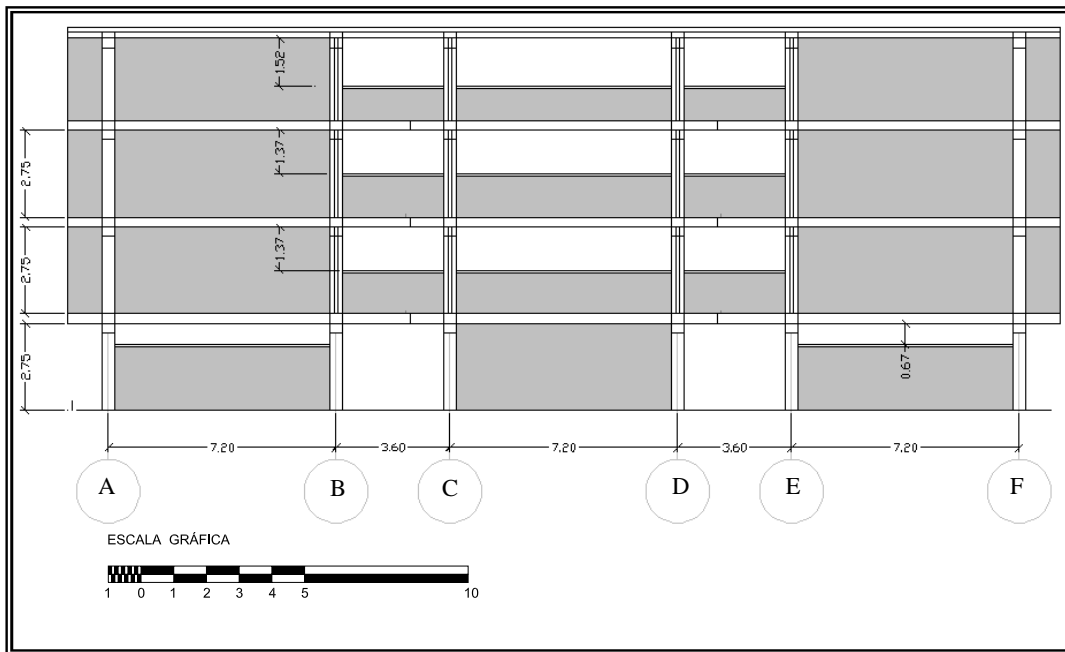


Figura 4.11.17.- Pórtico 1 (norte-sur) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

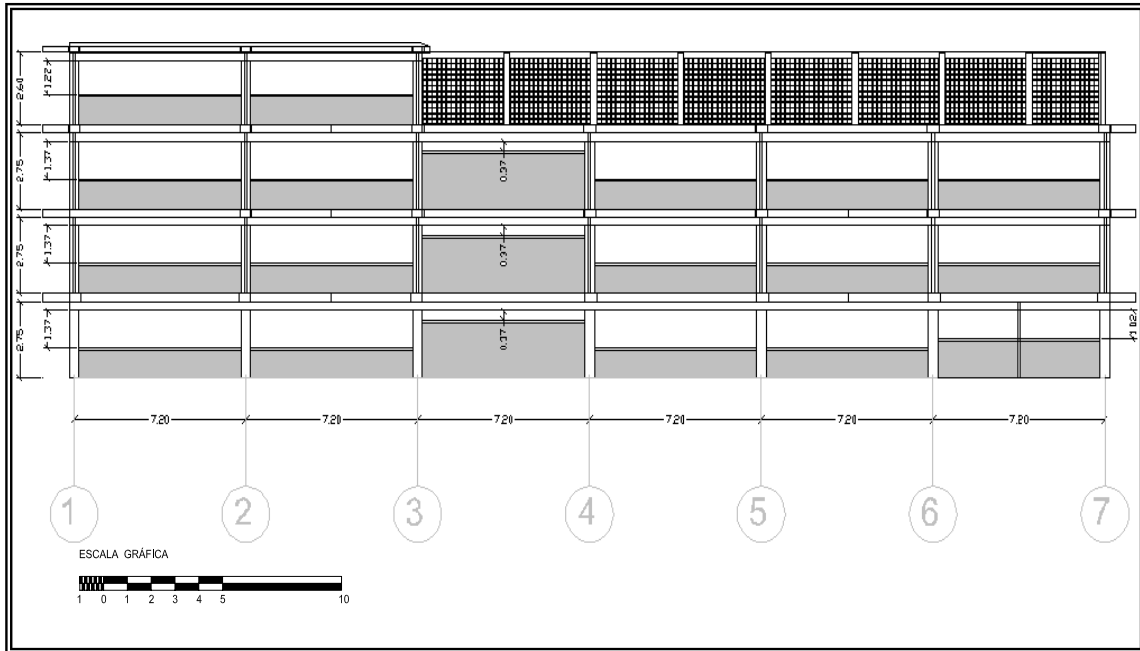


Figura 4.11.18.- Pórtico A (este-oeste) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

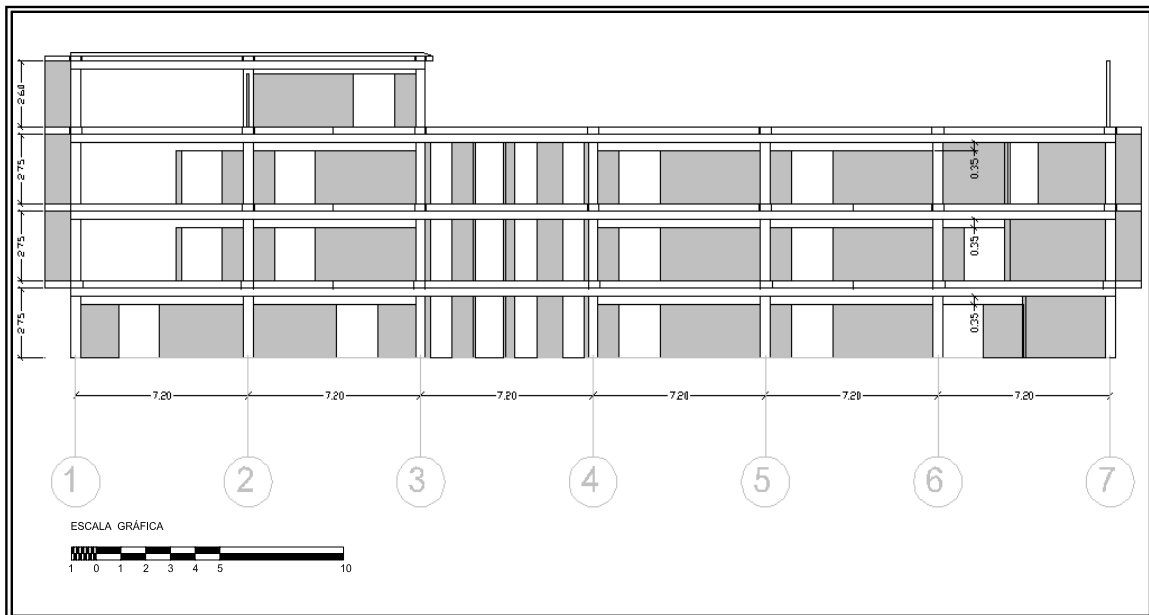


Figura 4.11.19.- Pórtico B (este-oeste) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

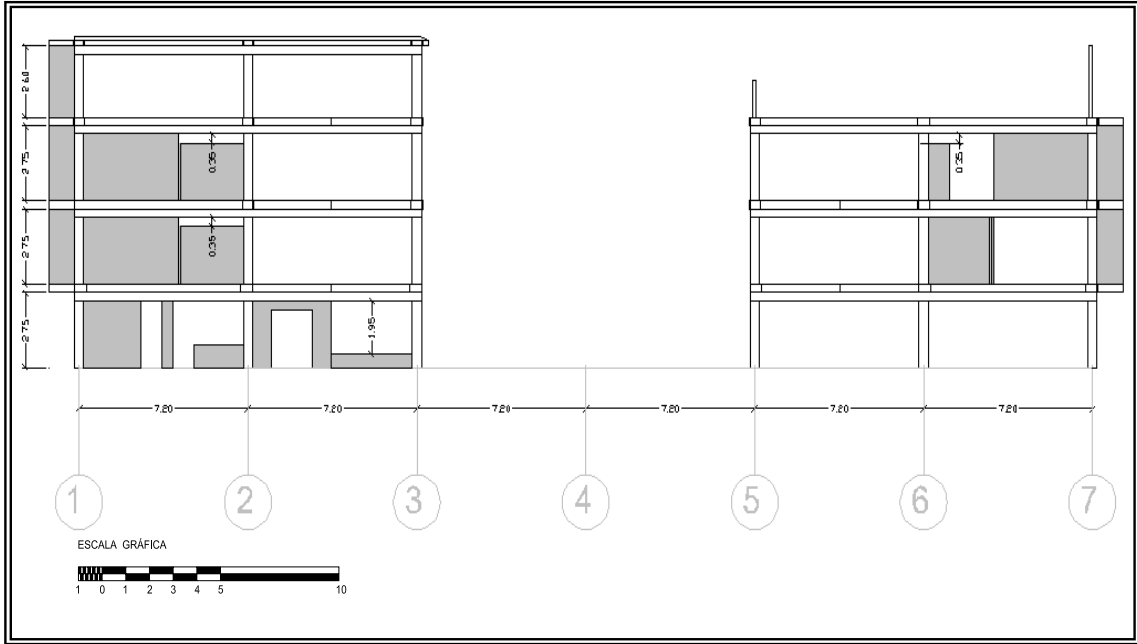


Figura 4.11.20.- Pórtico C (este-oeste) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

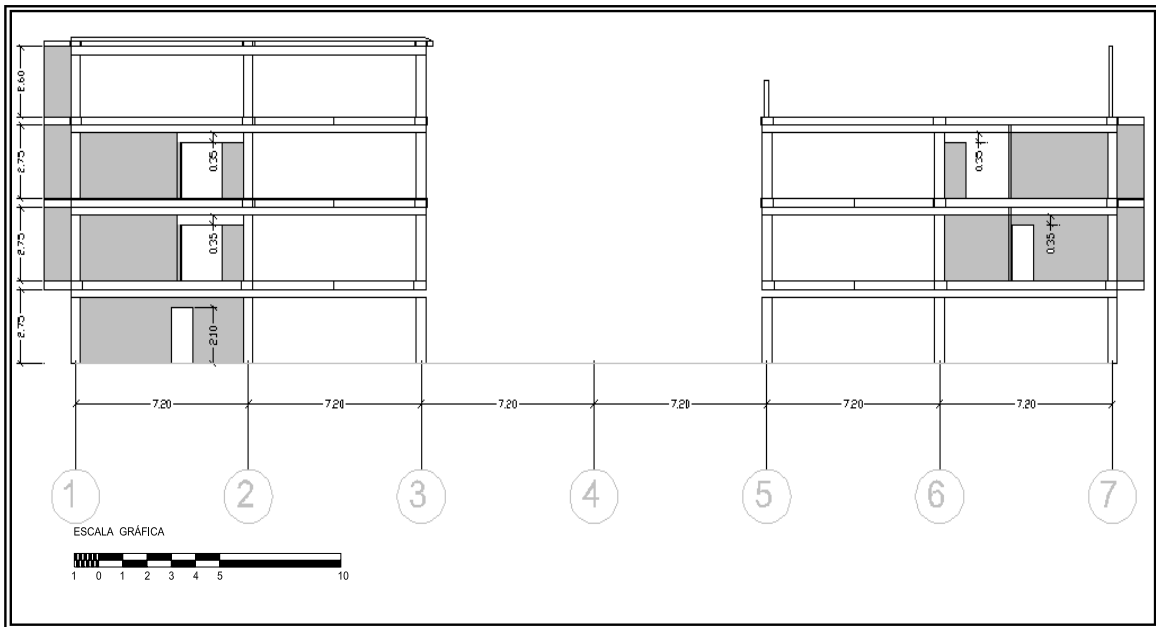


Figura 4.11.21.- Pórtico D (este-oeste) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

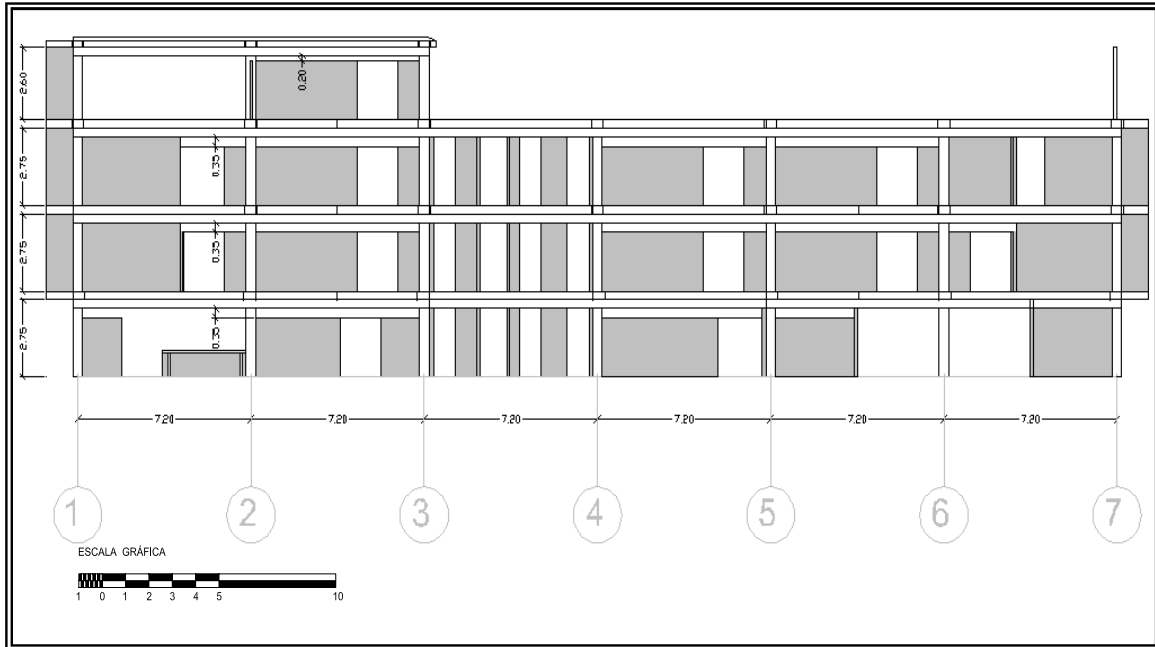


Figura 4.11.22.- Pórtico E (este-oeste) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

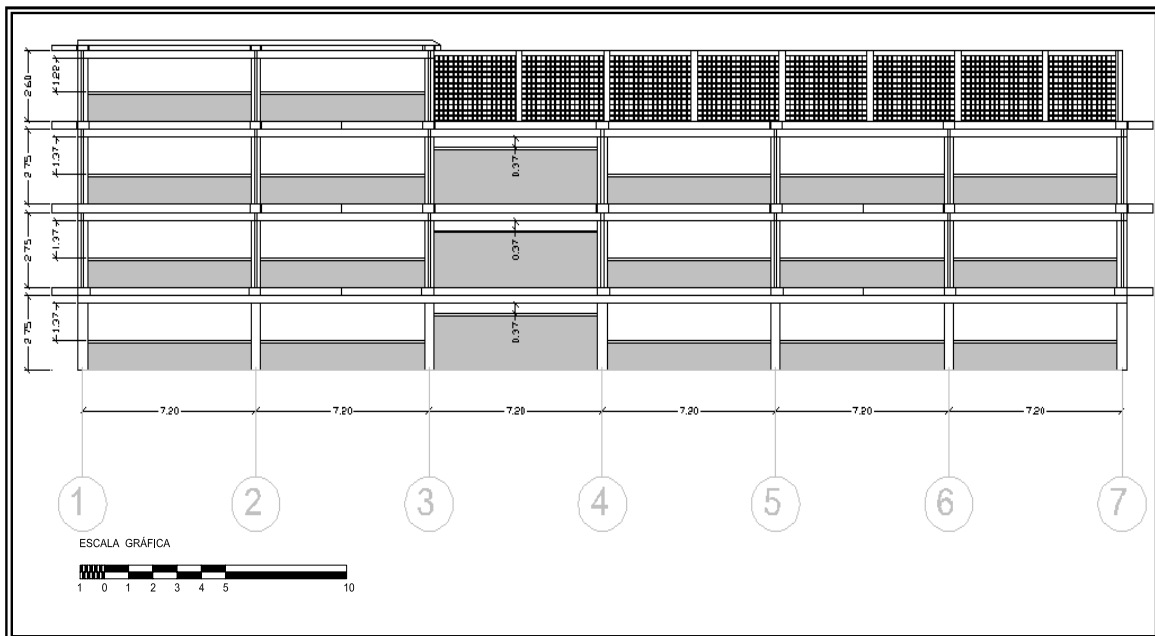


Figura 4.11.23.- Pórtico F (este-oeste) mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de columnas

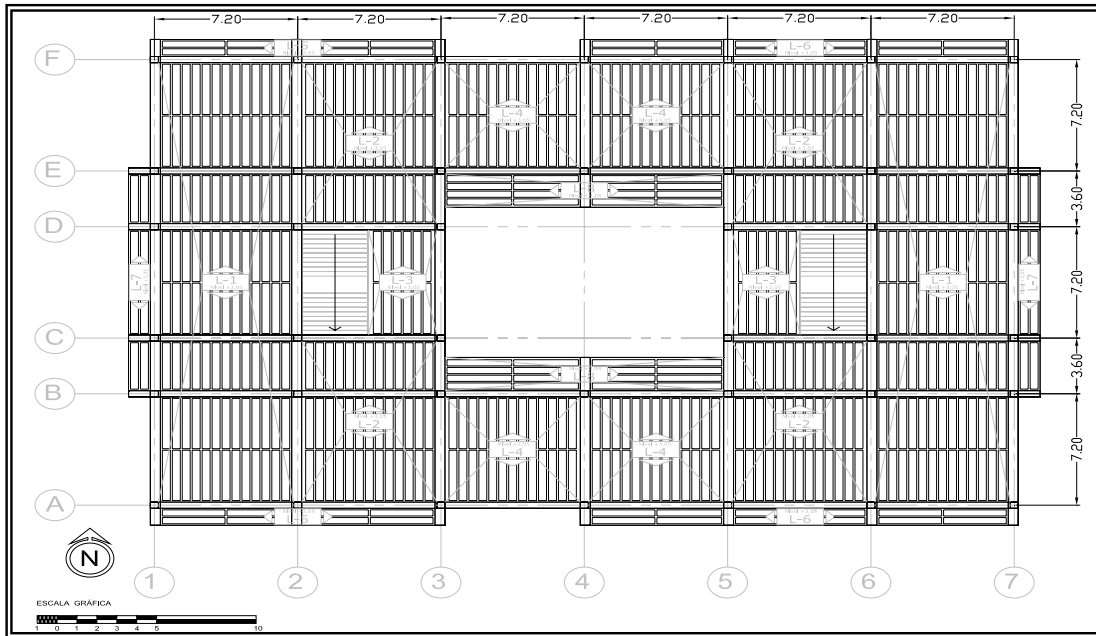


Figura 4.11.24.- Plano de envigado en planta, niveles 1 y 2, mostrando la dirección de armado de losas

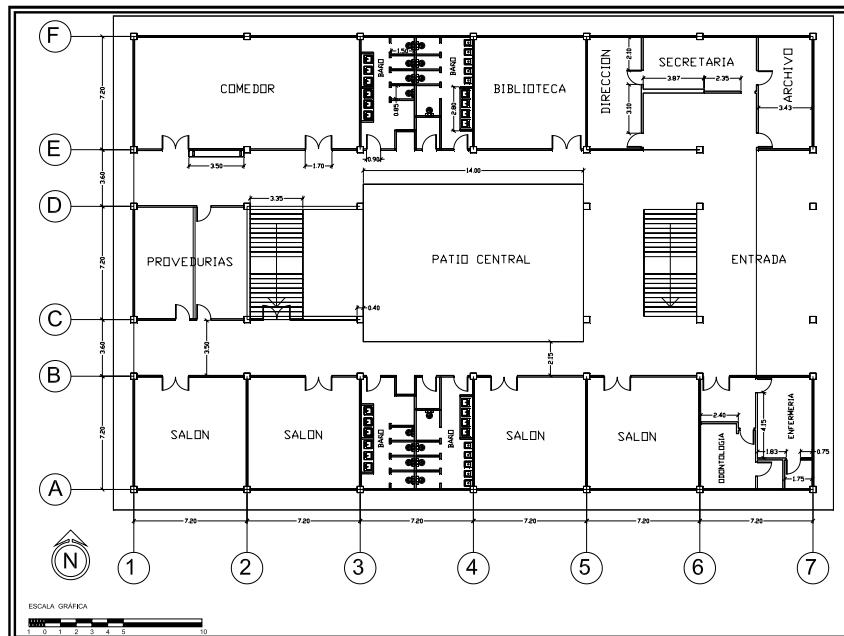


Figura 4.11.25.- Plano de arquitectura de la planta baja, mostrando ubicación de paredes

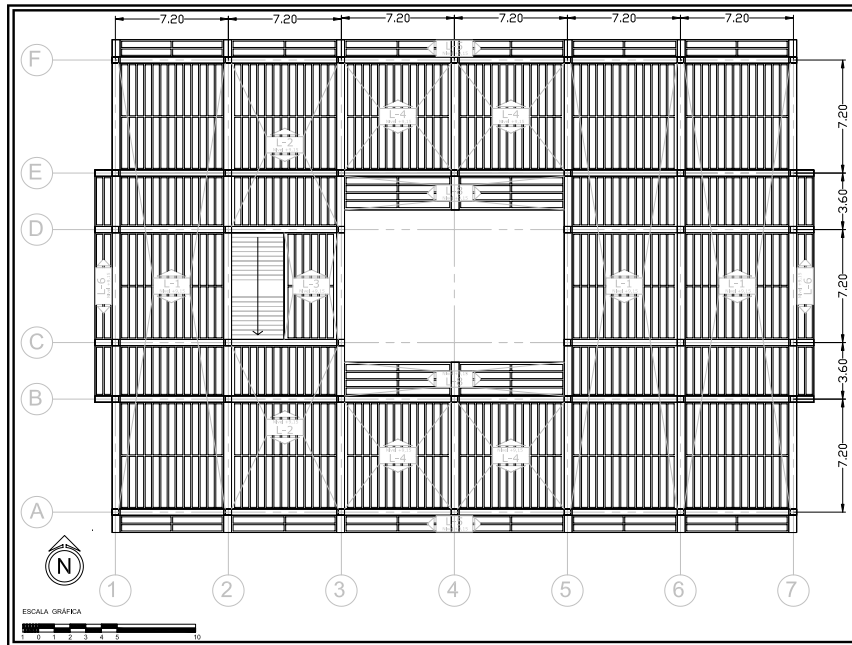


Figura 4.11.26.- Plano de envigado en planta, nivel 3, mostrando la dirección de armado de losas

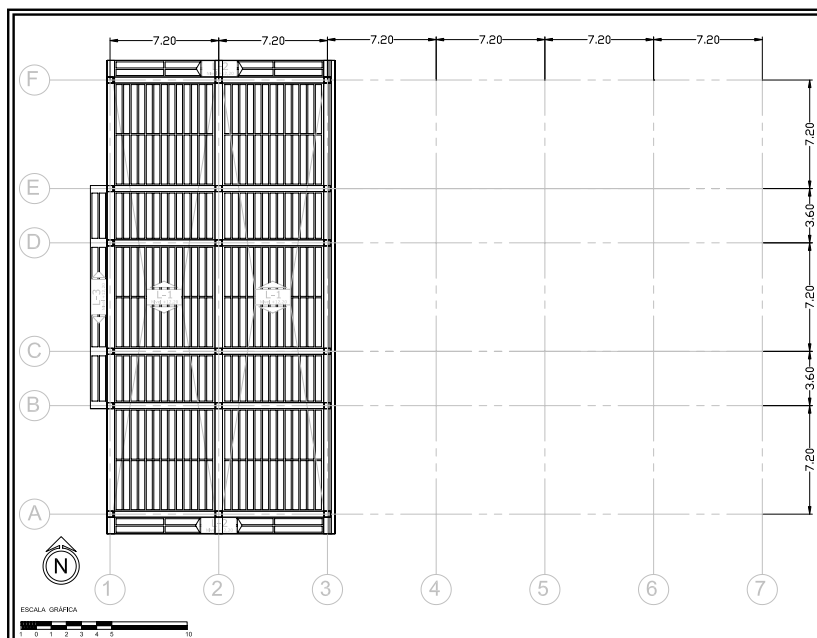


Figura 4.11.27.- Plano de envigado en planta, nivel 4 (apéndice), mostrando la dirección de armado de losas

En general la estructura del liceo Domingo Faustino Sarmiento se encuentra en muy buen estado y no se detectó ningún indicio que haga pensar que está sometida a un proceso de deterioro o de sobre cargas anormales, no se evidenciaron grietas en los recorridos efectuados.

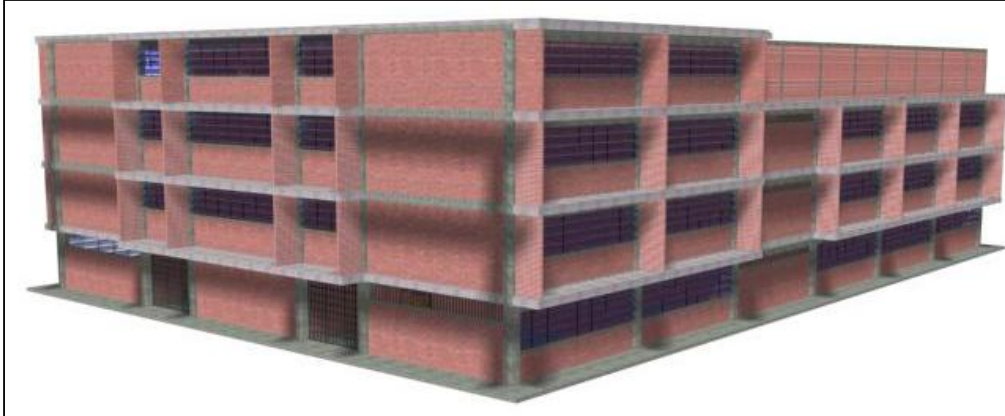


Figura 4.11.28.- Vista Digital del Liceo Domingo Faustino Sarmiento

4.11.4.- Evaluación Sismorresistente.

El esquema estructural tipo **Cajetón Cerrado** fue uno de los que colapsó durante el terremoto de Cariaco de 1997 con el Liceo Raimundo Martínez Centeno en el Estado Sucre. Se ha evidenciado que las fallas fueron el resultado de deficiencias estructurales para resistir terremotos de carácter conceptual como poca rigidez y resistencia lateral, baja capacidad para disipar energía, insuficiente resistencia al cortante y la presencia de columnas cortas. Durante las inspecciones realizadas a la Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento se confirmó la existencia de columnas cortas, esto hizo que hubiésemos prestado especial cuidado durante esta evaluación (Figura 4.11.29).



Figura 4.11.29.- Imágenes del colapso de la estructura del liceo Raimundo Martínez Centeno

El modelado de la estructura se basó en el método de análisis espectral con superposición modal de tres grados de libertad por planta indicado en la norma COVENIN 1756, y la herramienta utilizada fue el programa espacial SAP2000 para el cual se consideraron las siguientes propiedades de los materiales.

Propiedades de los materiales.

Según los planos obtenidos del Liceo Manuel Felipe Tovar ubicado en Valencia, los datos de calidad y resistencia de los materiales utilizados son resistencia del concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia del acero 4.200 kg/cm^2 . Por tratarse el edificio en estudio Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento una edificación similar en geometría y en época de construcción, se tomó como resistencia del concreto el valor de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y como módulo de elasticidad el producto de la fórmula $E_c = 15.100 (f'c)^{1/2}$, según la norma COVENIN 1753; en el caso del acero de refuerzo la resistencia se tomó 4.200 kg/cm^2 , y como módulo de elasticidad $2.100.000 \text{ kg/cm}^2$. Para la selección de la distribución de los aceros de refuerzo en columnas de planta baja se tomaron los indicados en los planos del Liceo Manuel Felipe Tovar de Valencia, distribución confirmada por estudios previos donde se usó el *Ferrosan*, sin embargo la distribución y diámetro de los aceros en columnas de niveles superiores se consideraron los indicados en los planos del Liceo Manuel Felipe Tovar considerando los valores más desfavorables es así que se llegó a la siguiente distribución (Figura 4.11.30):

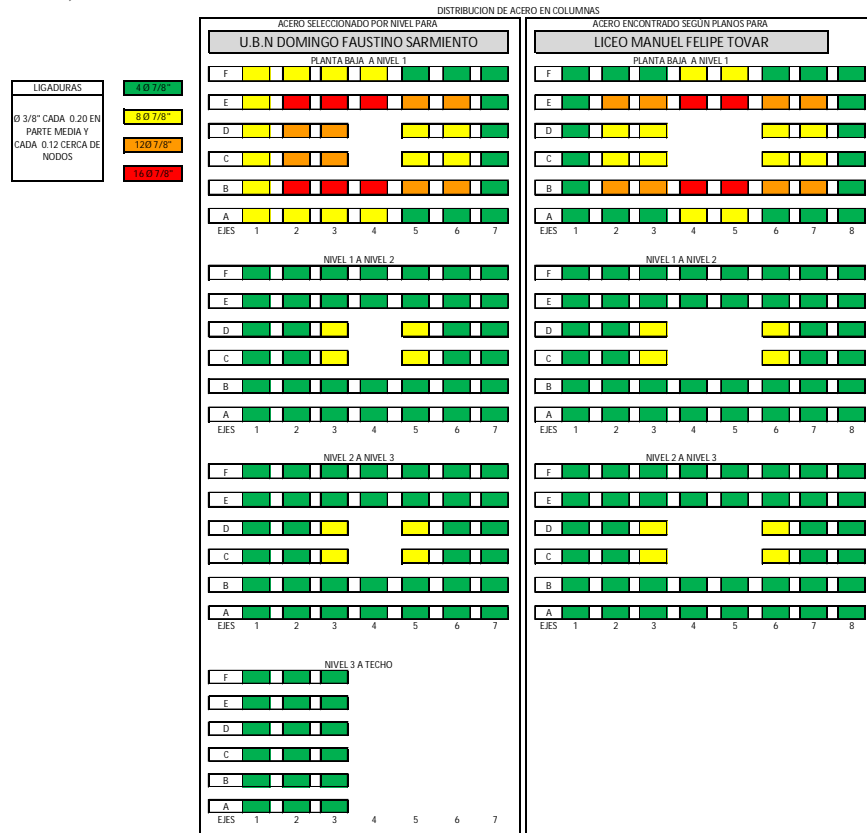


Figura 4.11.30.- Distribución del acero.

Para el caso de la distribución de aceros en vigas igualmente se tomaron los indicados en los planos existentes del Liceo Manuel Felipe Tovar de Valencia.

Cargas y sobrecargas.

Los valores de cargas y sobrecargas se tomaron de norma COVENIN 2002-88 titulada “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, según esta norma se consideró como carga variable 300 kg/m^2 por tratarse de un edificio educacional sin diferenciar entre aulas, pasillos y escaleras. En el caso de la terraza del último nivel se consideró un techo sin acceso, tomando como carga variable 50 kg/m^2 . Sin embargo, acatando las recomendaciones de la norma COVENIN 1756 para el análisis sísmico se consideró una participación del 50% de la carga viva en los entrepisos y el 0% de la misma en techos sin acceso. Para la tabiquería el peso propio considerado fue de 170 kg/m^2 tomando paredes de trincote de 15 cm. de espesor y se asumió un módulo de elasticidad de 20.000 kg/m^2 . El peso propio de la losa nervada en una dirección de espesor 30 cm. se tomó 360 kg/m^2 . Como sobrepiso y acabado se consideró un espesor de 10 cm. sobre toda la losa de un concreto pobre de densidad 1.800 kg/m^3 , arrojando una sobrecarga de 180 kg/m^2 . En el caso del friso de la parte inferior de la losa se consideró 40 kg/m^2 . Como peso propio del concreto se consideró 2.500 kg/m^3 . Para los análisis de cargas se consideraron las combinaciones de cargas y sobrecargas sugeridas por la norma COVENIN 1756. En la Tabla 4.11.2 se muestran las masas de cada nivel.

Tabla 4.11.2.- Centros de masas, masas e inercias rotacionales obtenidas por nivel.

| UNIDAD BASICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO | | | | |
|---|----------|----------|-----------|------------------|
| NIVEL | X_{CM} | Y_{CM} | masa (kg) | J (I Rotacional) |
| P1 | 21,6 | 14,4 | 109.403 | 24.576.343 |
| P2 | 21,6 | 14,4 | 109.403 | 24.576.343 |
| P3 | 20,6 | 14,4 | 98.930 | 22.223.635 |
| PT | 7,2 | 14,4 | 28.445 | 2.457.669 |

Acción Sísmica.

La Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento está ubicada en Caracas, en la Urbanización Maripérez, a la que le corresponde zona sísmica Nro. 5, cuyo coeficiente de aceleración horizontal A_0 es de 0.30. Por tratarse de una edificación educacional su factor de importancia corresponde al grupo A de $\alpha = 1.30$. Ver Figura 4.11.31.

Se le contrató a la empresa PERFOCA la realización de un estudio de suelos detallado, en él se recomienda utilizar un suelo tipo S1 y un factor de corrección $f_i = 0.90$.

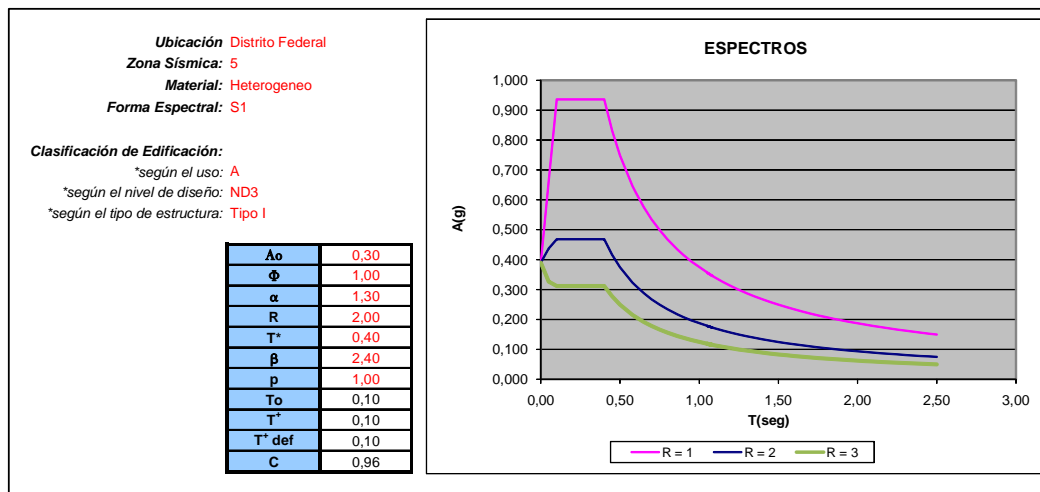


Figura 4.11.31. Espectros de respuesta.

Dada la experiencia del comportamiento estructural del Liceo Raimundo Martínez Centeno colapsado en Cariaco, y por tratarse la UBN Domingo Faustino Sarmiento de una estructura similar tipo cajetón cerrado, se puede decir que existe poco margen del sistema estructural para incursionar en el rango inelástico al someterla a acciones sísmicas de importancia. Adicionalmente, se trata de una edificación de concreto armado aportada que clasifica como tipo 1, ejecutada en los años 70 cuyo detallado según la experiencia previa no cumple el nivel de diseño ND = 3. Sumado a esto, la estructura tiene abundancia de columnas cortas, lo que atenúa su resistencia al cortante, por ello se asume en los modelos estudiados el nivel de diseño ND = 1 y un factor de reducción de respuesta $R = 2$ tal como lo prescribe la norma COVENIN 1756.

Con la finalidad de analizar el comportamiento del edificio ante la acción sísmica y considerando el comportamiento de la estructura sola y la contribución o interferencia de la mampostería se prepararon dos modelos básicos, ambos consideran el diafragma rígido en cada nivel ya que se trata de una losa nervada de concreto de 30 cm. de espesor y concentran las masas en el centro de masas o centro de gravedad de cada planta.

MODELO 1

El primer modelo es de la estructura sola de vigas y columnas sin paredes ni escaleras, reduciendo la inercia de cada elemento correspondiente al estado de agrietamiento esperado durante la acción sísmica de períodos de retorno de 500 años estipulado en la norma COVENIN 1756, a tal efecto se adoptó como inercia reducida para las vigas el 40% de la inercia gruesa ($I_r = 0.4 I_g$) y para las columnas la inercia reducida fue el 60% de la inercia gruesa ($I_r = 0.6 I_g$). Ver Tabla 4.11.3.

MODELO 2

El segundo modelo es idéntico al modelo anterior pero se modelaron las paredes de trincote que están enmarcadas o adosadas a los pórticos. Para el modelado de las paredes se utilizó el método de la biela equivalente Klingner-Rubiano-Bashandy-Sweeney considerando

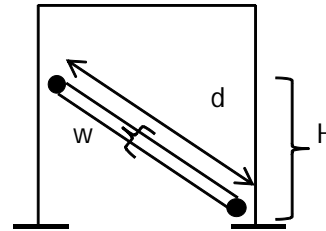
la altura obtenida del levantamiento en sitio y no se consideró masa adicional ya que la masa de estas fue incluida en el centro de masas de cada planta. Ver Tablas 4.11.3 y 4.11.4.

Tabla 4.11.3.- Periodos fundamentales y formas modales, modelos 1 y 2.

| PERIODOS | | | | | |
|----------|----------|----|----------|----|--|
| Modo | Modelo 1 | | Modelo 2 | | |
| 1 | 1,697 | UY | 1,046 | UX | |
| 2 | 1,158 | RZ | 0,899 | UY | |
| 3 | 1,083 | UX | 0,764 | RZ | |
| 4 | 0,508 | - | 0,435 | - | |

Tabla 4.11.4.- Dimensiones asignadas a las bielas para mampostería.

| BIELAS | | |
|--------------------|------|------|
| H | d | w |
| PARED 1,2 | 7,28 | 0,22 |
| PARED 1,4 | 7,33 | 0,22 |
| PARED 2,2 | 7,50 | 0,90 |
| PARED 2,2 + PUERTA | 7,50 | 0,23 |
| PARED COMPLETA | 7,84 | 1,18 |



Derivas

Los valores obtenidos de derivas en el *MODELO 1* en la dirección corta de la edificación (Y) vemos que llegan a 15,876 ‰ lo que supera el máximo permitido por la norma Venezolana 1756-2001 para estructuras educacionales que es de 12 ‰. Para este mismo modelo en el sentido largo o sentido X la deriva llega a valores de 9,07 ‰. En el *MODELO 2* donde se analiza la estructura con paredes el valor de la deriva en la dirección X es de 7,016 ‰ y de 5,858 ‰ en la dirección Y, ambos valores no llegan a superar el máximo indicado en la norma de 12 ‰, ya que la mampostería rigidiza el sistema estructural (Tabla 4.11.5). Sin embargo estos valores solo son de referencia, ya que la mampostería no puede ser considerada durante una evaluación estructural por varias razones entre ellas porque es susceptible a modificación por remodelaciones internas, lo que modificaría el comportamiento estructural y puede, también, perder toda capacidad resistente durante un sismo por falla o agrietamiento.

Tabla 4.11.5. Desplazamientos y derivas de los modelos 1 y 2.

| DESPLAZAMIENTOS (m) elástico | | | DERIVAS (‰) | | |
|------------------------------|----------|----------|-------------|----------|----------|
| Dirección | Modelo 1 | Modelo 2 | Dirección | Modelo 1 | Modelo 2 |
| X | 0,070 | 0,055 | X | 9,070 | 7,106 |
| Y | 0,122 | 0,045 | Y | 15,876 | 5,858 |

Relación DEMANDA/CAPACIDAD

Se verificó por nivel en cada una de las columnas las fuerzas actuantes o demanda y las resistentes o capacidad tanto a flexión como a cortante de manera de verificar por nivel cual sería el comportamiento esperado de las columnas durante la ocurrencia de un evento sísmico. Si este cociente es mayor a la unidad en un elemento estructural indica que las fuerzas actuantes exceden a las resistentes por ende posibilidad de falla. A continuación se presenta en la Tabla 4.11.6 con cada uno de los modelos analizados, la estructura sola (*modelo 1*) y la estructura junto con la participación de la mampostería (*modelo 2*) en cada una de las direcciones resistentes X y Y. El color verde claro, en esta tabla, indica columnas capaces de resistir, es decir demanda/capacidad menores a la unidad, el amarillo, posible falla a flexión, falla dúctil y para el caso del color rojo claro, falla por cortante o falla frágil.

Analizando los resultados obtenidos podemos indicar que durante un sismo la estructura sola, en gran cantidad de columnas, la demanda supera a la capacidad lo que teóricamente indica fallas a flexión, la mayoría de ellas en planta baja. Peor aún cuando se analiza el modelo con la contribución de la mampostería donde algunas columnas fallan por corte es decir fallas sin capacidad para disipar energía.

Tabla 4.11.6.- Relación Demanda/Capacidad para los modelos 1 y 2.

| DEMANDA / CAPACIDAD MODELO SIN PAREDES (INERCIA AGRIETADA) | | | | | | | | | | DEMANDA / CAPACIDAD MODELO CON PAREDES (INERCIA AGRIETADA) | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|----|-------|-------|-------|-------|--|-------|-------|-------|-------|----|-------|-------|-------|-------|
| DIRECCION X | | | | | | | | | | DIRECCION X | | | | | | | | | |
| | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 | | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 | | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 | | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 |
| A1 | 1.11 | 0.93 | 0.61 | 0.82 | D1 | 1.20 | 0.91 | 0.57 | 0.58 | A1 | 0.43 | 0.43 | 0.29 | 0.20 | D1 | 1.47 | 0.83 | 0.26 | 0.12 |
| A2 | 1.89 | 1.73 | 0.95 | 0.97 | D2 | 1.35 | 1.72 | 0.98 | 0.94 | A2 | 0.80 | 0.44 | 0.44 | 0.32 | D2 | 1.70 | 0.29 | 0.28 | 0.31 |
| A3 | 1.58 | 1.53 | 0.99 | 0.78 | D3 | 0.93 | 0.84 | 0.50 | 0.61 | A3 | 1.14 | 0.79 | 0.54 | 0.27 | D3 | 0.37 | 0.15 | 0.15 | 0.18 |
| A4 | 1.44 | 1.52 | 1.31 | | D4 | 1.10 | 0.83 | 0.60 | | A4 | 1.18 | 0.83 | 0.53 | | D4 | 0.43 | 0.16 | 0.18 | |
| A5 | 1.82 | 1.51 | 1.28 | | D5 | 1.44 | 1.74 | 1.56 | | A5 | 0.78 | 0.68 | 0.54 | | D5 | 0.53 | 1.27 | 0.24 | |
| A6 | 1.86 | 1.57 | 1.34 | | D6 | 1.33 | 0.94 | 0.82 | | A6 | 0.70 | 0.69 | 0.53 | | D6 | 0.56 | 0.71 | 0.53 | |
| A7 | 1.35 | 1.02 | 0.88 | | D7 | 1.15 | 0.91 | 0.58 | 0.60 | A7 | 0.56 | 0.50 | 0.38 | | D7 | 0.39 | 0.59 | 0.32 | 0.22 |
| B1 | 1.15 | 0.91 | 0.58 | 0.60 | E1 | 1.27 | 1.96 | 0.95 | 0.94 | B1 | 0.39 | 0.61 | 0.33 | 0.23 | E1 | 0.91 | 0.53 | 0.44 | 0.36 |
| B2 | 1.27 | 1.96 | 0.95 | 0.94 | E2 | 1.11 | 1.60 | 0.95 | 0.76 | B2 | 1.13 | 0.16 | 0.18 | 0.18 | E2 | 0.34 | 0.19 | 0.15 | 0.10 |
| B3 | 1.11 | 1.60 | 0.95 | 0.76 | E3 | 1.02 | 1.51 | 1.30 | | B3 | 0.34 | 0.49 | 0.32 | 0.08 | E3 | 0.92 | 0.50 | 0.39 | |
| B4 | 1.02 | 1.51 | 1.30 | | E4 | 1.22 | 1.48 | 1.25 | | B4 | 0.35 | 0.19 | 0.16 | | E4 | 1.19 | 0.66 | 0.52 | |
| B5 | 1.22 | 1.48 | 1.25 | | E5 | 1.27 | 1.57 | 1.33 | | B5 | 1.21 | 0.67 | 0.50 | | E5 | 0.57 | 0.48 | 0.45 | |
| B6 | 1.27 | 1.57 | 1.33 | | E6 | 1.33 | 0.97 | 0.85 | | B6 | 1.12 | 0.73 | 0.56 | | E6 | 1.45 | 0.66 | 0.15 | |
| B7 | 1.33 | 0.97 | 0.85 | | E7 | 1.11 | 0.93 | 0.61 | 0.62 | B7 | 1.63 | 0.78 | 0.19 | | E7 | 0.42 | 0.43 | 0.29 | 0.20 |
| C1 | 1.20 | 0.91 | 0.57 | 0.58 | F1 | 1.89 | 1.73 | 0.95 | 0.97 | C1 | 1.41 | 0.84 | 0.43 | 0.11 | F1 | 0.79 | 0.70 | 0.44 | 0.32 |
| C2 | 1.35 | 1.72 | 0.98 | 0.94 | F2 | 1.58 | 1.53 | 0.99 | 0.78 | C2 | 0.76 | 0.83 | 0.58 | 0.18 | F2 | 1.13 | 0.79 | 0.54 | 0.27 |
| C3 | 0.93 | 0.84 | 0.50 | 0.61 | F3 | 1.44 | 1.52 | 1.31 | | C3 | 0.36 | 0.14 | 0.16 | 0.19 | F3 | 1.17 | 0.82 | 0.53 | |
| C4 | 1.10 | 0.83 | 0.60 | | F4 | 1.82 | 1.51 | 1.28 | | C4 | 0.44 | 0.17 | 0.18 | | F4 | 0.77 | 0.68 | 0.54 | |
| C5 | 1.45 | 1.70 | 1.56 | | F5 | 1.86 | 1.57 | 1.34 | | C5 | 0.50 | 0.78 | 0.17 | | F5 | 0.78 | 0.68 | 0.53 | |
| C6 | 1.33 | 0.94 | 0.82 | | F6 | 1.35 | 1.02 | 0.88 | | C6 | 0.57 | 0.45 | 0.80 | | F6 | 0.56 | 0.49 | 0.38 | |
| C7 | | | | | F7 | | | | | C7 | | | | | F7 | | | | |
| DIRECCION Y | | | | | | | | | | DIRECCION Y | | | | | | | | | |
| | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 | | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 | | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 | | D1/C1 | D2/C2 | D3/C3 | D4/C4 |
| A1 | 0.94 | 0.61 | 0.55 | 0.28 | D1 | 1.39 | 1.40 | 1.08 | 0.90 | A1 | 0.42 | 0.48 | 0.23 | 0.14 | D1 | 0.49 | 0.41 | 0.22 | 0.23 |
| A2 | 1.12 | 0.59 | 0.41 | 0.28 | D2 | 1.08 | 1.35 | 0.92 | 0.83 | A2 | 0.82 | 0.24 | 0.16 | 0.02 | D2 | 0.58 | 0.31 | 0.19 | 0.08 |
| A3 | 0.87 | 0.52 | 0.37 | 0.39 | D3 | 0.87 | 1.06 | 0.72 | 0.99 | A3 | 0.63 | 0.20 | 0.14 | 0.14 | D3 | 0.20 | 0.29 | 0.29 | 0.11 |
| A4 | 0.72 | 0.52 | 0.39 | | D4 | 0.89 | 0.94 | 0.79 | | A4 | 0.59 | 0.22 | 0.14 | | D4 | 0.28 | 0.34 | 0.32 | |
| A5 | 0.84 | 0.48 | 0.34 | | D5 | 0.84 | 1.05 | 1.05 | | A5 | 0.88 | 0.25 | 0.14 | | D5 | 0.28 | 0.36 | 0.30 | |
| A6 | 0.79 | 0.46 | 0.30 | | D6 | 0.98 | 0.96 | 0.91 | | A6 | 1.07 | 0.29 | 0.14 | | D6 | 0.49 | 0.41 | 0.36 | |
| A7 | 0.71 | 0.48 | 0.30 | | D7 | 1.34 | 1.41 | 1.12 | 0.94 | A7 | 0.90 | 0.75 | 0.22 | | D7 | 0.45 | 0.25 | 0.17 | 0.13 |
| B1 | 1.34 | 1.41 | 1.12 | 0.94 | E1 | 1.04 | 1.61 | 0.92 | 0.85 | B1 | 0.45 | 0.25 | 0.18 | 0.14 | E1 | 0.19 | 0.32 | 0.30 | 0.10 |
| B2 | 1.04 | 1.61 | 0.92 | 0.85 | E2 | 0.84 | 1.26 | 0.83 | 1.02 | B2 | 0.55 | 0.36 | 0.30 | 0.10 | E2 | 0.45 | 0.32 | 0.20 | 0.18 |
| B3 | 0.84 | 1.26 | 0.83 | 1.02 | E3 | 0.55 | 0.58 | 0.47 | | B3 | 0.45 | 0.32 | 0.20 | 0.18 | E3 | 0.50 | 0.35 | 0.25 | |
| B4 | 0.55 | 0.58 | 0.47 | | E4 | 0.79 | 1.01 | 0.98 | | B4 | 0.42 | 0.22 | 0.15 | | E4 | 0.61 | 0.35 | 0.25 | |
| B5 | 0.79 | 1.01 | 0.98 | | E5 | 0.76 | 0.98 | 0.94 | | B5 | 0.61 | 0.35 | 0.25 | | E5 | 0.74 | 0.37 | 0.28 | |
| B6 | 0.76 | 0.98 | 0.94 | | E6 | 0.98 | 0.99 | 0.96 | | B6 | 0.74 | 0.37 | 0.28 | | E6 | 0.95 | 0.50 | 0.21 | |
| B7 | 0.98 | 0.99 | 0.96 | | E7 | 0.94 | 0.61 | 0.55 | 0.28 | B7 | 0.94 | 0.50 | 0.21 | | E7 | 0.42 | 0.48 | 0.23 | 0.14 |
| C1 | 1.39 | 1.40 | 1.08 | 0.90 | F1 | 1.12 | 0.59 | 0.41 | 0.28 | C1 | 0.49 | 0.41 | 0.23 | 0.23 | F1 | 0.25 | 0.21 | 0.17 | 0.02 |
| C2 | 1.08 | 1.35 | 0.92 | 0.83 | F2 | 0.87 | 0.52 | 0.37 | 0.39 | C2 | 0.58 | 0.31 | 0.19 | 0.08 | F2 | 0.63 | 0.20 | 0.14 | 0.14 |
| C3 | 0.87 | 1.06 | 0.72 | 0.99 | F3 | 0.72 | 0.52 | 0.39 | | C3 | 0.20 | 0.29 | 0.29 | 0.01 | F3 | 0.60 | 0.22 | 0.14 | |
| C4 | 0.89 | 0.94 | 0.79 | | F4 | 0.84 | 0.48 | 0.34 | | C4 | 0.28 | 0.34 | 0.32 | | F4 | 0.89 | 0.25 | 0.14 | |
| C5 | 0.84 | 1.02 | 1.05 | | F5 | 0.79 | 0.46 | 0.30 | | C5 | 0.28 | 0.35 | 0.30 | | F5 | 1.08 | 0.29 | 0.14 | |
| C6 | 0.98 | 0.96 | 0.91 | | F6 | 0.71 | 0.48 | 0.30 | | C6 | 0.49 | 0.41 | 0.36 | | F6 | 0.90 | 0.75 | 0.22 | |
| C7 | | | | | F7 | | | | | C7 | | | | | F7 | | | | |

Análisis Estático No Lineal

Los modelos matemáticos realizados para el caso del análisis estructural LINEAL se sometieron a un análisis NO LINEAL cuyo objetivo principal es generar la curva de capacidad o *pushover curve*. Con esta curva se determinará la capacidad máxima de la estructura la cual no podrá ser superada luego de ser reforzada de manera de disminuir el riesgo sísmico. Aquí, el modelo matemático se somete a cargas laterales aplicadas en el centro de masas de cada planta considerando un diafragma rígido y proporcionales a los desplazamientos obtenidos del análisis lineal de manera que simulen una posible distribución de fuerzas sísmicas (Figura 4.11.32). Para el análisis estas cargas sufren un aumento monótonico hasta que el “desplazamiento objetivo” alcanza el valor máximo establecido o la estructura sufre el colapso. En este aumento de cargas cada pórtico es monitoreado paso a paso registrando su deterioro y desplazamiento y almacenando el estado de cada una de las rotulas previamente definidas en los extremos de los miembros.

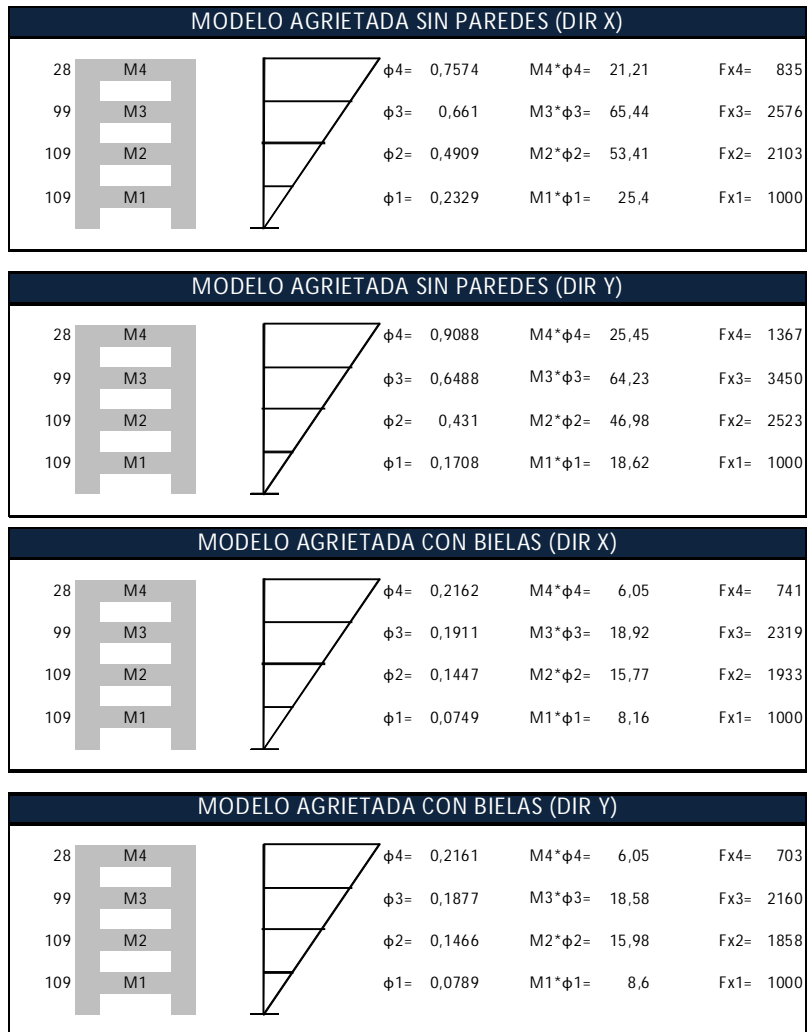


Figura 4.11.32.- Asignación de cargas laterales para A.E.N.L.

Para el caso de la estructura sola o *MODELO 1* de inercia agrietada se definieron todas las columnas con el acero estructural propuesto anteriormente (propiedad de los materiales). En este modelo se definieron rótulas en cada uno de los extremos de miembro (vigas y columnas) tomando en cuenta los parámetros indicados en FEMA 356 considerando estructura relativamente frágil, dando inicio al análisis luego de ser sometido al modelo a cargas verticales de servicio o paso CERO (Figura 4.11.33).

| <i>Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures- Reinforced Concrete Columns</i> | | | | | | | | | | |
|--|----------------------------------|------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Conditions | Modeling Parameters ³ | | | | | Acceptance Criteria ^{3,4} | | | | |
| | Plastic Rotations Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotations Angle, radians | | | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | | | |
| Primary | | | | | Secondary | | | | | |
| | | | | LS | CP | LS | CP | | | |
| Condition i.¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_s f_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | | 0.035 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.026 | 0.035 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | | 0.010 | 0.010 | 0.0 | 0.003 | 0.008 | 0.009 | 0.009 | 0.010 |
| ≤ 0.1 | = 0.002 | | 0.027 | 0.034 | 0.2 | 0.005 | 0.020 | 0.027 | 0.027 | 0.034 |
| ≥ 0.6 | = 0.002 | | 0.005 | 0.005 | 0.0 | 0.002 | 0.003 | 0.004 | 0.004 | 0.005 |
| Condition ii.¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_s f_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | ≤ 3 | 0.032 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.024 | 0.032 | 0.045 | 0.060 |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | ≥ 6 | 0.025 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.019 | 0.025 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | ≤ 3 | 0.010 | 0.010 | 0.2 | DIRECCION Y | | 0.009 | 0.009 | 0.010 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | ≥ 6 | 0.008 | 0.008 | 0.2 | ENTREPISO 1 | | 0.007 | 0.007 | 0.008 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | ≤ 3 | 0.012 | 0.012 | 0.0 | ENTREPISO 4 | | 0.010 | 0.010 | 0.012 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | ≥ 6 | 0.006 | 0.006 | 0.0 | ENTREPISO 2 Y 3 | | 0.005 | 0.005 | 0.006 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | ≤ 3 | 0.004 | 0.004 | 0.0 | 0.002 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.004 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | ≥ 6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Condition iii.¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_s f_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.060 | 0.0 | DIRECCION X | | 0.0 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.008 | 0.0 | ENTREPISO 1 | | 0.0 | 0.007 | 0.008 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.006 | 0.0 | ENTREPISO 2,3 Y 4 | | 0.0 | 0.005 | 0.006 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_s f_c}$ | $\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ | | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.060 | 0.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.045 | 0.060 |
| ≥ 0.6 | ≥ 0.006 | | 0.0 | 0.008 | 0.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.007 | 0.008 |
| ≤ 0.1 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.006 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.006 |
| ≥ 0.6 | ≤ 0.0005 | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

1. Refer to Section 6.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns will be considered to be controlled by inadequate development or splices when the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Equation 6-2. Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. Where $P > 0.7A_s f_c$, the plastic rotation angles shall be taken as zero for all performance levels unless columns have transverse reinforcement consisting of hoops with 135 degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Axial load, P , shall be based on the maximum expected axial loads due to gravity and earthquake loads.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
4. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.

Figura 4.11.33.- Asignación de rótulas plásticas para A.E.N.L.

El análisis estático no lineal de la estructura sola o *MODELO 1* nos indica que la cedencia se inicia cuando la estructura logra una deformación de 5 cms en el centro de masa del nivel techo para lo cual se llega a un cortante basal de 460 toneladas, a partir de este punto la estructura pierde capacidad resistente producto de la formación de rótulas plásticas hasta llegar a una deformación última previa al colapso de 7,2 cms. Según el análisis FEMA considerando el peso total de la estructura de 3.800 toneladas, el cortante basal máximo logrado del *pushover*, el número de niveles y su período fundamental en la dirección de estudio, se obtiene que la demanda a la que va a estar sometida esta estructura es de 12,8 cms lo que nos indica que se superaría la capacidad llegando al colapso.

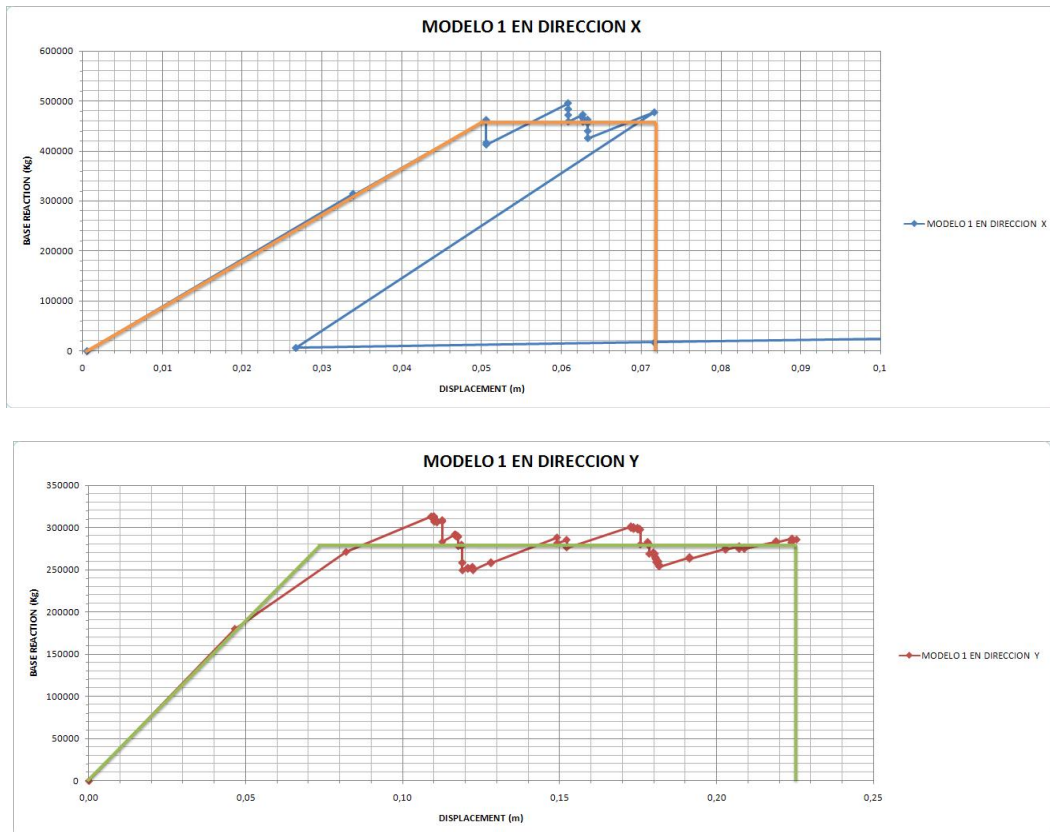


Figura 4.11.34.- Curvas desplazamientos vs. cortante basal.

El mismo *MODELO 1* de la estructura sola considerando la inercia agrietada de vigas y columnas pero ahora estudiando la dirección corta de la edificación o dirección Y vemos que según lo que arroja la curva *pushover* el cortante máximo es de 260 toneladas y la cedencia de la edificación se inicia luego de alcanzar una deformación de 7,3 cms, siendo su valor último previo al colapso de 25 cms. Utilizando estos valores la demanda calculada según FEMA

alcanzaría valores de deformación de 19,9 cms lo que implicaría daño severo sobre la edificación.

Los resultados del *MODELO 2*, estructura con mampostería vemos que el cortante máximo alcanza 520 toneladas, la Cedencia comienza a los 3,4 cms y la ultima es de 7,2 cms, según los cálculos de FEMA la demanda sería de 10,4 cms equivalente a Colapso. Pero en este caso previo al colapso vemos que a nivel de planta baja cuando la estructura alcanza una deformación de 3,8 cms fallan algunas columnas de planta baja por cortante en los pórticos 1 y 7, es decir se activa la columna corta la demanda por corte supera su capacidad, lo que equivale a una falla frágil y probablemente un colapso ya que las columnas pierden toda capacidad portante. Este comportamiento matemático del Análisis Estático No Lineal (AENL) coincide con lo ocurrido durante el terremoto de cariacó de 1997 en el Liceo Raimundo Martínez Centeno.

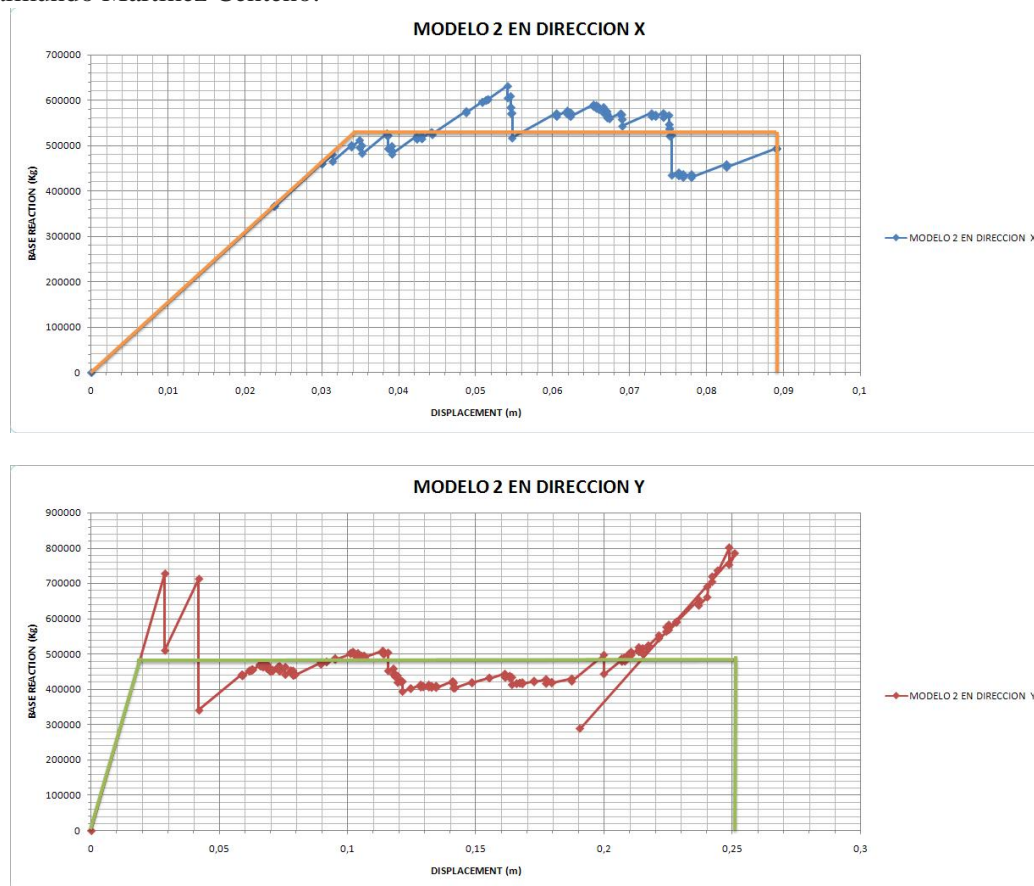


Figura 4.11.35.- Curvas desplazamientos (CM en nivel techo) vs. cortante basal.

El mismo *MODELO 2* en dirección Y o dirección corta de la edificación alcanza un cortante de 480 toneladas, la cedencia se logra a los 2,0 cms de deformación siendo la última de unos 25,0 cms. Por FEMA se obtiene una demanda de 9,2 cms indicando Daño Moderado.

Sin embargo en esta dirección no aparece la columna corta ya que la mampostería ocupa la totalidad de los vanos viga-columna.

Considerando que los resultados obtenidos del modelo LINEAL de la estructura de la Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento indican que su desplazamiento alcanza valores de 15,876 ‰ superando en más de un 30 % el desplazamiento máximo permitido por la norma Venezolana 1756-2001 para estructuras educacionales (12 ‰), sin embargo, si consideramos los estudios de Ahmed Ghobarah que sugieren que, en estructuras educacionales antiguas, la desplazabilidad máxima en el caso de evaluaciones y/o refuerzos no deben superar valores del 8 ‰.

Por otro lado los resultados obtenidos del Análisis Estático NO LINEAL indican que la estructura será sometida a una demanda que supera su capacidad implicando daño severo o colapso, según FEMA. Adicionalmente si la estructura es analizada con la participación de su mampostería aparecerían columnas cortas en planta baja al llegar a deformaciones de 3,8 cms o derivas equivalentes del 3.23 ‰, mucho antes de lo máximo recomendado por la norma, Por tanto, recomendamos que la Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento sea reforzada.

4.11.5.- Refuerzo Estructural

A continuación se presentan dos de los modelos de refuerzo, que a nuestro juicio, se acoplan y arrojan un comportamiento estructural aceptable y que desde el punto de vista arquitectónico no reducen la calidad espacial de la edificación y que constructivamente resultaron los más convenientes ya que su ejecución en todo momento es externa y sin la suspensión de actividades escolares.

- *Opciones de refuerzo.*

MUROS EN VOLADIZO

Nuestra primera propuesta de refuerzo consiste en colocar en cada una de las columnas perimetrales de la edificación un muro de concreto armado totalmente adosado a la columna existente de ancho 40 cms idéntico a la columna existente pero de 2 metros de largo, formando un contrafuerte en cada columna, cada contrafuerte de alguna manera sustituiría los parasoles de bloque existentes ocupando prácticamente el mismo volumen. Para conectar adecuadamente los contrafuertes a la estructura existente aprovechamos la presencia de un alero perimetral formado por la losa nervada, esta vuela en casi todo el perímetro, la cual planteamos sea demolida y reconstruida junto con los muros en voladizo, al demoler la losa no se deben cortar los aceros de refuerzo que proponemos queden embutido en el nuevo concreto de losa y viga. Esta reconstrucción se sustituye la losa nervada por una viga plana del mismo espesor de igual apariencia arquitectónica. Esta viga-losa conecta a los muros o contrafuertes generando un anillo rígidamente anclándolo a la estructura existente. Este modelo estructural lo hemos denominado *MODELO 3*. La formación de un pórtico nuevo perimetrales de nivel de diseño 3 agrega ductilidad al sistema, esta ductilidad ganada permite modificar el factor de reducción de respuesta sísmica y utilizar $R=3$. Ver Figuras 4.11.36 y 4.11.37.

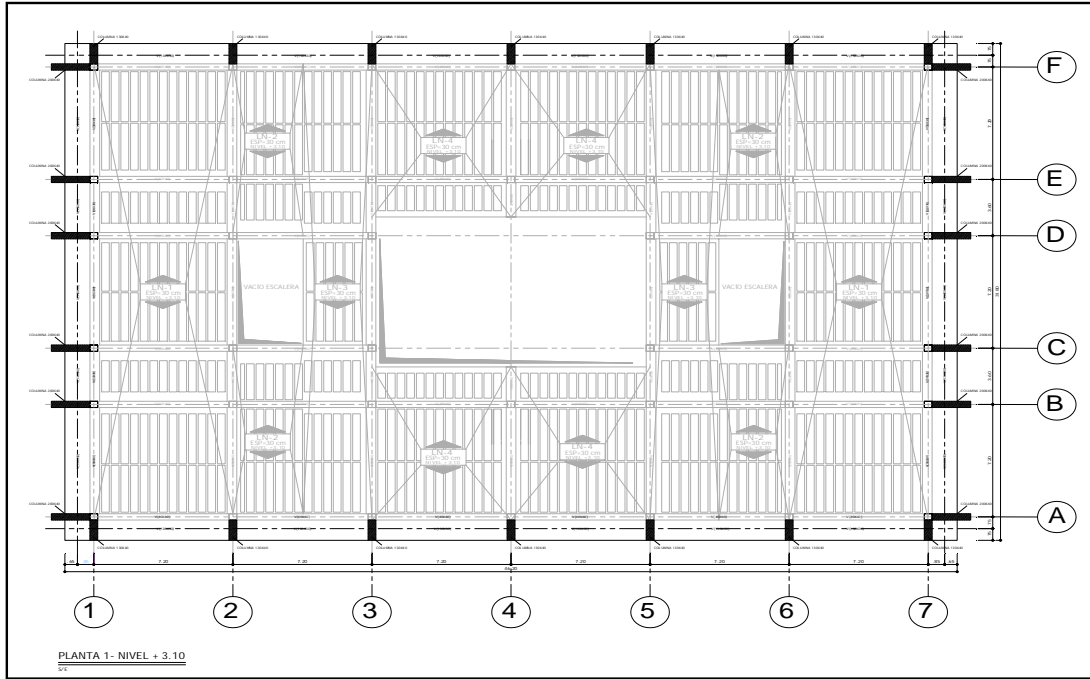


Figura 4.11.36.- Planta tipo del modelo de refuerzo de muros en voladizo.

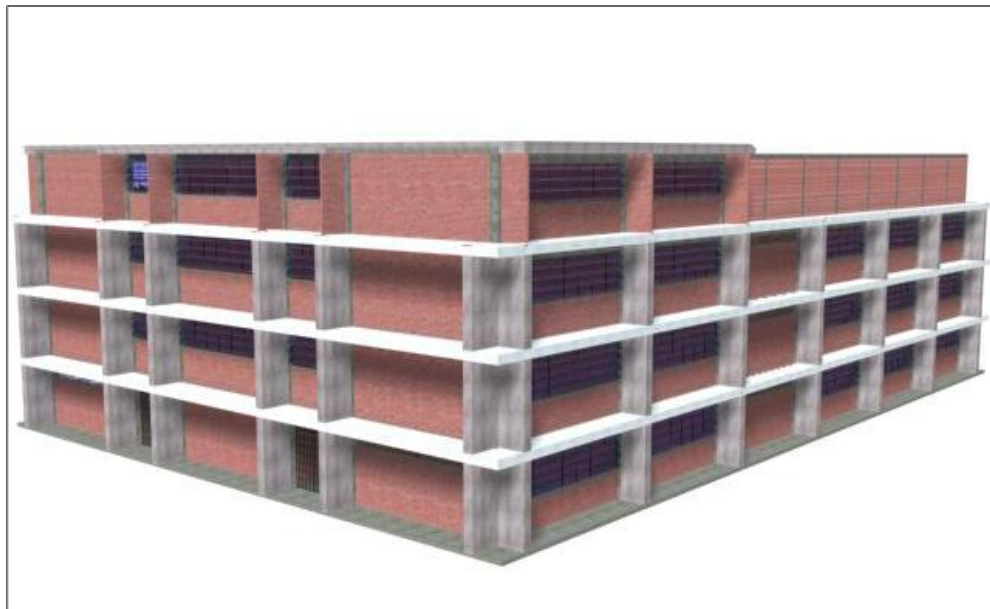


Figura 4.11.37.- Modelo de refuerzo de MUROS EN VOLADIZO

Los resultados del Análisis Estático No Lineal de los Muros en voladizo o cantilever sin paredes o *Modelo 3* en dirección X, indican que el cortante resistente de la estructura reforzada de esta manera alcanza valores de 5.400 toneladas, casi 12 veces mayor al de la estructura original. La cedencia comienza a los 10,0 cms y se llega a una deformación última de 39,0 cms. La demanda FEMA es de 5,5 lo que implicaría que No existen daños en la estructura. Ver Figura 4.11.38.



Figura 4.11.38.- Curvas desplazamientos (CM en nivel techo) vs. cortante basal.

Ahora bien el mismo modelo en la dirección Y su cortante es de cortante 1.220 toneladas más de 4 veces mayor al de la estructura original, la cedencia se inicia a los 6,0 cms de deformación, siendo la deformación última previa al colapso de 9,6 cms. La demanda obtenida por FEMA es de 7,5 cms que indica daño Moderado. Ver Figura 4.11.38.

Los contrafuertes de este modelo se conectan directamente contra las columnas existentes, fue entonces donde se realizó una exploración detallada del sistema de fundaciones del Liceo Domingo Faustino Sarmiento y descartamos esta solución ya que interfería en un alto grado sobre los cabezales encontrados y para evitar esta perturbación habría que aumentar los tamaños de los muros para que se fundaran a mayor distancia lo que aumentaría los costos. De aquí surgió la idea de voltear los contrafuertes poniéndolos paralelos a la estructura.

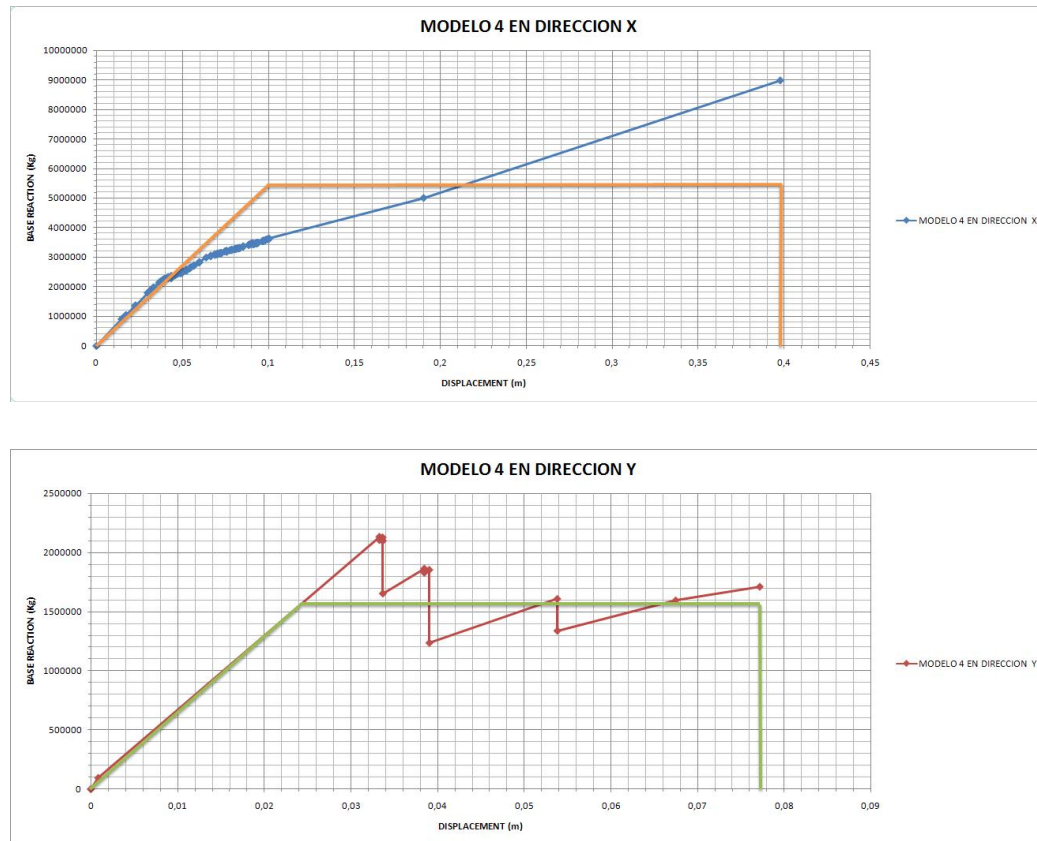


Figura 4.11.39.- Curvas desplazamientos (CM en nivel techo) vs. cortante basal.

El *Modelo 4* resulta de incorporar la contribución de la mampostería al *Modelo 3* (*muros en voladizo*). Los resultados del Análisis Estático No Lineal son muy parecidos al modelo sin mampostería, esto indica que para estructuras de cierta rigidez la mampostería interfiere poco en el comportamiento estructural. (Figura 4.11.39).

MUROS APORTICADOS

La existencia de cabezales de dos pilotes en el perímetro exige que la fundación de los muros de refuerzo se separe de las columnas perimetrales. De allí surge esta propuesta *MODELO 5* que consiste en unos muros colocados paralelos a las columnas perimetrales de 30 centímetros de ancho y 100 cms de largo los cuales se conectarán a la estructura existente a través de la viga plana o losa reconstruida de la demolición de los aleros, formando de nuevo un anillo perimetral. Adicionalmente se agregarán unas vigas altas invertidas que funcionan de antepecho que mejoran la conexión entre los muros y los hacen más dúctiles. Esta ductilidad adicionada por el refuerzo, al igual que en el modelo anterior, nos permitió modificar el factor de reducción de respuesta sísmica y utilizar $R=3$. Ver Figura 4.11.40 y 4.11.41.

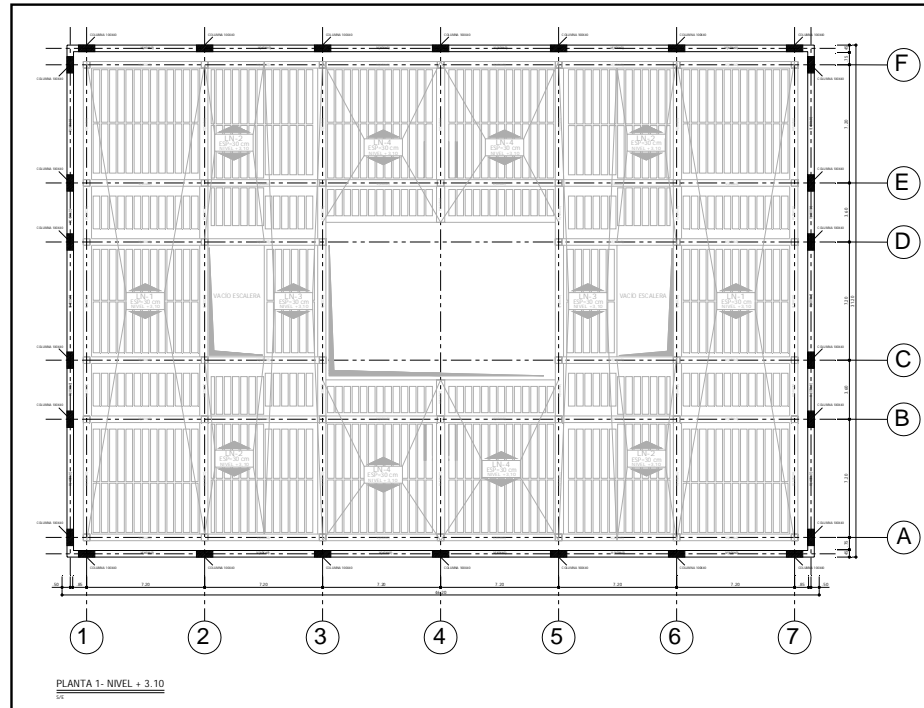


Figura 4.11.40.- Planta tipo del modelo de refuerzo de muros aportricados.

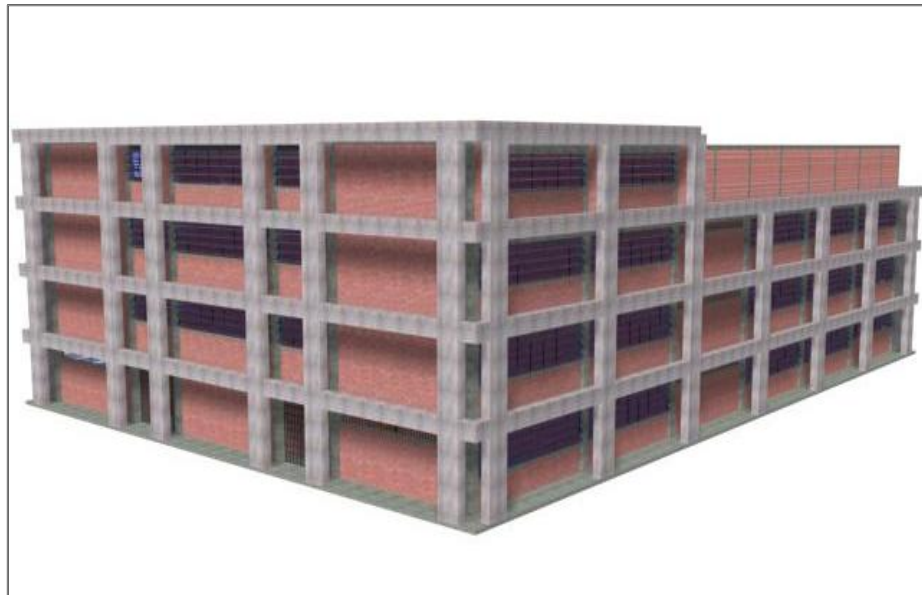


Figura 4.11.41.- Modelo de refuerzo de MUROS APORTRICADOS.

Los resultados del Análisis Estático No Lineal de los Muros aporricados sin paredes o *Modelo 5* en dirección X, indican que el cortante resistente de la estructura reforzada de esta manera alcanza valores de 1.450 toneladas, mas de 3 veces mayor al de la estructura original. La cedencia comienza a los 3,0 cms y se llega a una deformación última de 28,5 cms. La demanda FEMA es de 5,5 lo que implicaría que no existen daños en la estructura (Figura 4.11.42).

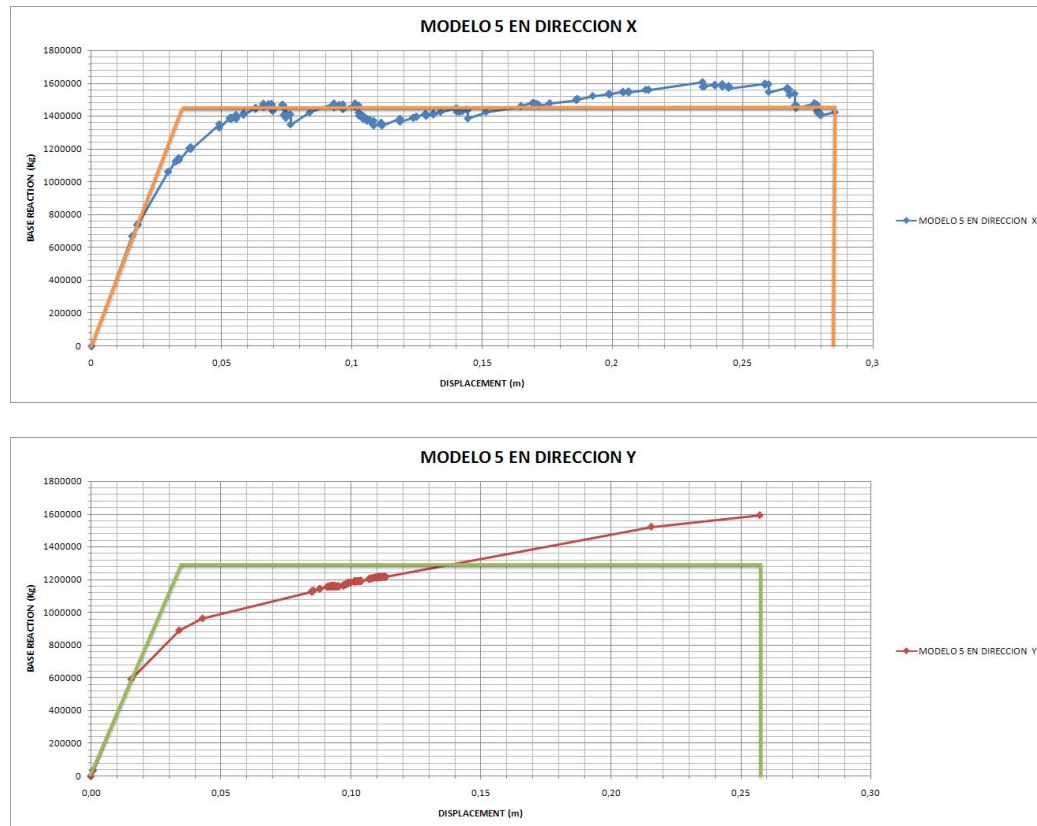


Figura 4.11.42.- Curvas desplazamientos (CM en nivel techo) vs. cortante basal.

El *Modelo 6* (con mampostería) en dirección X y Y, tiene un comportamiento similar, el cortante resistente de la estructura reforzada con muros aporricados alcanza valores de 1.450 toneladas, mas de 3 veces mayor al de la estructura original. La cedencia comienza a los 3,0 cms y se llega a una deformación última de 28,5 cms. La demanda FEMA es de 5,5 lo que implicaría que no existen daños en la estructura (Figura 4.11.43).

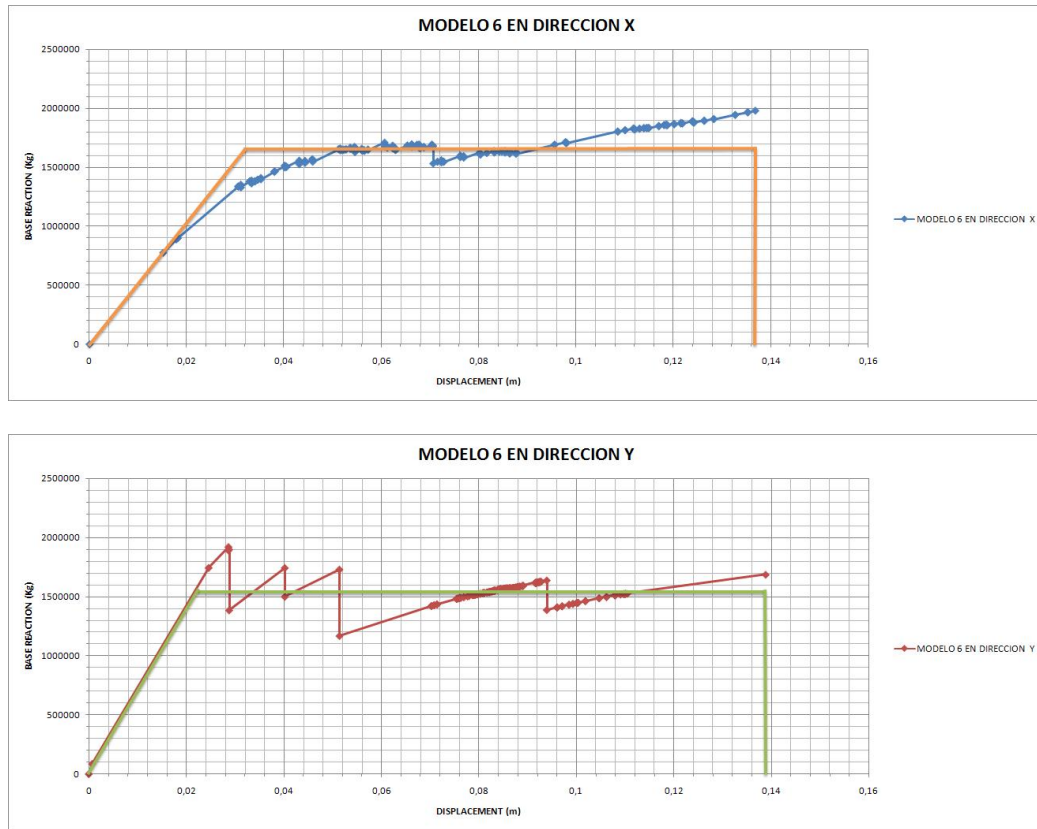


Figura 4.11.43.- Curvas desplazamientos (CM en nivel techo) vs. Cortante basal.

El *Modelo6* resulta de incorporar la contribución de la mampostería al *Modelo 5* (*muros aperticados*). Los resultados del Análisis Estático No Lineal son muy parecidos al modelo 5 sin mampostería, esto indica que para estructuras de cierta rigidez la mampostería poco participa en el comportamiento estructural

Tabla 4.11.7.- Resumen de características de los modelos analizados.

| Modelo | Inercia | Paredes | Refuerzo | Factor de Reduccion |
|--------|-----------|---------|----------|---------------------|
| 1 | Agrietada | NO | NO | R2 |
| 2 | Agrietada | SI | NO | R2 |
| 3 | Agrietada | NO | SI* | R3 |
| 4 | Agrietada | SI | SI* | R3 |
| 5 | Agrietada | NO | SI** | R3 |
| 6 | Agrietada | SI | SI** | R3 |

* Columnas 200x40 en dirección “x”, columnas 130x40 en dirección “y”.

** Columnas 100x40 en ambas direcciones.

Estudiando los modelos propuestos y comparándolos con la estructura original vemos que los períodos de la estructura sola se reduce drásticamente de 1,697 segundos a 0,746 con el refuerzo de los muros en voladizo y a 0,665 segundos con los muros aporticados. Los modelos 2, 4 y 6 son idénticos a los modelos 1,3 y 5 solo que se le están considerando la contribución de la mampostería (Tabla 4.11.8).

Tabla 4.11.8.- Periodos fundamentales y formas modales.

| PERIODOS | | | | | | | | | | | | |
|----------|----------|----|----------|----|----------|----|----------|----|----------|----|----------|----|
| Modo | Modelo 1 | | Modelo 2 | | Modelo 3 | | Modelo 4 | | Modelo 5 | | Modelo 6 | |
| 1 | 1,697 | UY | 1,046 | UX | 0,746 | UY | 0,531 | UY | 0,665 | UY | 0,550 | UX |
| 2 | 1,158 | RZ | 0,899 | UY | 0,512 | UX | 0,476 | UX | 0,596 | UX | 0,510 | UY |
| 3 | 1,083 | UX | 0,764 | RZ | 0,474 | RZ | 0,398 | RZ | 0,405 | RZ | 0,364 | RZ |
| 4 | 0,508 | - | 0,435 | - | 0,185 | - | 0,158 | - | 0,206 | - | 0,184 | - |

Tabla 4.11.9.- Desplazamientos elásticos en el nivel superior (techo).

| DESPLAZAMIENTOS (m) elastico | | | | | | |
|------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Dirección | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 | Modelo 4 | Modelo 5 | Modelo 6 |
| X | 0,070 | 0,055 | 0,025 | 0,024 | 0,027 | 0,024 |
| Y | 0,122 | 0,045 | 0,038 | 0,025 | 0,032 | 0,024 |

Tabla 4.11.10.- Desplazamientos totales en el nivel superior (techo).

| DESPLAZAMIENTOS (m) total | | | | | | |
|---------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Dirección | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 | Modelo 4 | Modelo 5 | Modelo 6 |
| X | 0,112 | 0,087 | 0,061 | 0,057 | 0,065 | 0,056 |
| Y | 0,195 | 0,072 | 0,091 | 0,061 | 0,076 | 0,058 |

Tabla 4.11.11.- Derivas de los modelos analizados.

| DERIVAS (%) | | | | | | |
|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Dirección | Modelo 1 | Modelo 2 | Modelo 3 | Modelo 4 | Modelo 5 | Modelo 6 |
| X | 9,070 | 7,106 | 4,937 | 4,605 | 5,249 | 4,585 |
| Y | 15,876 | 5,858 | 7,395 | 4,956 | 6,185 | 4,683 |

- Refuerzo estructural seleccionado.

El refuerzo estructural más conveniente resulta ser el *MODELO 5*, es decir, los **MUROS APORTICADOS**, ya que proporcionan una rigidez importante a la estructura original alcanzando derivas máximas de apenas el 5,249 % en dirección X y de 6,185 % en dirección Y, en ningún caso se superan derivas máximas de 8 %, no perturban las fundaciones de la estructura original, es un refuerzo que se puede construir perimetralmente a la edificación sin interrumpir las actividades escolares, ya que no se realiza ninguna construcción interna, de menores dimensiones al *MODELO 3* de muros en voladizo y tiene un comportamiento más dúctil. Ver Tablas 4.11.9 a 4.11.11.

4.11.6.- Conclusiones y Recomendaciones

Como conclusiones y recomendaciones de la evaluación sismorresistente de la Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento, ubicada en maripérez, Caracas podemos decir lo siguiente:

1. En general el edificio se encuentra en muy buen estado y no se detectó ningún indicio que haga pensar que la estructura está sometida a un proceso de deterioro o de sobrecargas anormales, no se evidenciaron grietas estructurales en los recorridos efectuados ni daños visibles.
2. El análisis Estático Lineal de la estructura sola arrojó derivas en dirección corta (Y) del orden de 15,876%. Este valor es mayor al permitido por la norma Venezolana 1756-2001 para estructuras educacionales de 12 %
3. El análisis Estático no Lineal de la estructura sola en dirección larga (X) exige demandas FEMA de 12,8 cms y la estructura es capaz de soportar hasta 7,2 cms.
4. El análisis Estático no Lineal de la estructura sola en dirección corta (Y) exige demandas FEMA de 19,9 cms implicando daños severos sobre la edificación.
5. La estructura de la Unidad Básica Nacional Domingo Faustino Sarmiento ubicada en Mariperez, Caracas DEBE SER REFORZADA
6. El refuerzo más conveniente para esta edificación en cuanto al proceso constructivo, comportamiento estructural, impacto sobre la edificación existente y en cuanto a sus costos resultó ser el refuerzo de los MUROS APORTICADOS.
7. Aunque se refuerce la estructura resulta conveniente demoler las paredes de los baños en todos los pisos para construirla de nuevo 30 cms mas adentro fuera del pórtico estructural de manera de que no exista la posibilidad de la existencia de la columna corta.

4.11.7 Referencias

- COVENIN (1998). Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 2.002-88 COVENIN-MINDUR Caracas.
- COVENIN (2001). Edificaciones Sismorresistentes Norma 1756:2001, MCT-MINDUR-FUNVISIS. Caracas.
- CSI (2.009) SAP2000 Nonlinear Versión 12. Structural Analisis Program. Computer and Structures Inc. Berkeley, California, USA
- López O. A., Hernández J.J., Del Re G, Puig J., Espinosa L, (2007) Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Boletín Técnico IMME, Vol. 42, N° 3.
- H. Sezen, and F. Alemdar . Evaluation of FEMA 356 Models For Reinforced Concrete Columns And Beam-Column Joints.
- Kenneth J. Elwood, Adolfo Matamoros, John W. Wallace. ASCE/SEI 41 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- Ahmed Ghojarah, On drift limits associated with different damage levels.
- Klingner-Rubiano-Bashandy-Sweeney. Evaluation and Analytical Verification of Shaking Table Data From Infilled Frames.

4.12. Evaluación Sismorresistente de la U. E. N. Escuela Experimental Venezuela

El equipo de trabajo estuvo compuesto por las siguientes personas:

- Prof. Angelo Marinilli (Tutor)
- Ing. Leonardo Colmenares (Tesisista de Postgrado)
- Br. Damarys Paredes (Tesisista de Pregrado, Edificio Oeste)
- Br. Randolph Borrego (Tesisista de Pregrado, Edificio Oeste)
- Br. Omar Jaramillo (Tesisista de Pregrado, Edificio Este)
- Br. Yoman Al Jarrouj (Tesisista de Pregrado, Edificio Este)
- Ing. Sergio Rodríguez (Asistencia Técnica)
- Tec. Andrés Paredes (Asistencia Técnica)
- Sr. Igor Medina (Conductor)

4.12.1. Edificaciones patrimoniales

Existe una serie de edificaciones escolares consideradas como patrimoniales por FEDE debido a características tales como su antigüedad, arquitectura, representatividad de etapas sociales, culturales o políticas en el país, entre otras características. En el marco del proyecto FEDE suministró tres listas de las edificaciones patrimoniales que tienen catalogadas en el país. Estas edificaciones están clasificadas de la siguiente manera:

- Escuelas Repúblicas
- Grupos Escolares
- Liceos Patrimoniales

Igualmente FEDE indicó cuáles de estas edificaciones habían sido sometidas a labores de rehabilitación de la planta física recientemente y cuáles lo serían a corto plazo. Con base en estos listados se realizaron visitas a varias de estas edificaciones escolares en el área metropolitana de Caracas. Finalmente se decidió evaluar en detalle la Unidad Educativa Nacional Escuela Experimental Venezuela que se describe más adelante en esta sección.

4.12.2. Características de las edificaciones escolares patrimoniales

A continuación se presenta un breve resumen de las observaciones realizadas durante las visitas realizadas a algunas edificaciones escolares en el área metropolitana de Caracas.

a) Unidad Educativa Bolivariana “Gran Colombia”

Esta edificación escolar está ubicada en la Avenida Roosevelt del Cementerio en el Municipio Libertador. Está conformada por los siguientes edificios:

- Edificio Venezuela
- Edificio Simón Bolívar
- Edificio Colombia
- Edificio Bolivia
- Edificio Mariscal Sucre
- Edificio Panamá

- Edificio Ecuador
- Edificio Perú

Los edificios que conforman la unidad educativa tienen uno, dos o tres pisos. Las plantas de los mismos son irregulares y en algunos casos se detectó la presencia de juntas estructurales. El sistema estructural empleado es a base de pórticos de concreto reforzado. En los pasillos se observaron columnas circulares y vigas altas en las direcciones más largas en planta. Los cerramientos tienen el mismo espesor de los elementos estructurales, por lo que resultó difícil detectar la ubicación y características de éstos últimos. Las Figuras 4.12.1 y 4.12.2 muestran a modo de ejemplo la fachada y un aspecto del sistema estructural empleado en el Edificio Mariscal de Sucre.



Figura 4.12.1. Edificio Mariscal Sucre



Figura 4.12.2. Aspecto de la configuración estructural del Edificio Mariscal Sucre

b) Unidad Educativa Nacional “Francisco Pimentel”

Esta edificación está ubicada en Quinta Crespo en el Municipio Libertador. De acuerdo a la información recabada la edificación fue construida en 1930 según proyecto elaborado por el Arq. Carlos Raúl Villanueva. La edificación escolar está constituida por varios edificios independientes. El sistema estructural está conformado por pórticos de concreto reforzado. En el momento de la visita FEDE realizaba trabajos de rehabilitación de la planta física.

c) Unidad Educativa Nacional Bolivariana “Miguel Antonio Caro”

Esta edificación está ubicada en la Avenida Sucre de Catia en el Municipio Libertador. La planta de la estructura donde se ubican las aulas es rectangular con dos patios internos, consta de dos pisos y fue construida aproximadamente en 1949. El sistema estructural empleado está constituido por pórticos de concreto reforzado en los pasillos y por muros de mampostería confinada de ladrillos macizos de arcilla en el resto de la estructura. De acuerdo con información suministrada por el personal directivo de la institución, FEDE elaboró un proyecto de rehabilitación de la planta física de la edificación escolar y se esperaba la asignación de recursos para iniciar la ejecución del mismo. Las Figuras 4.12.3 y 4.12.4

muestran aspectos de los patios internos este y oeste de la edificación escolar, respectivamente.



Figura 4.12.3. Vista del patio este



Figura 4.12.4. Vista del patio oeste

d) Liceo “Miguel Antonio Caro”

Esta edificación también está ubicada en la Avenida Sucre de Catia en el Municipio Libertador. La estructura es de una planta, de tipo colonial con patios internos. El sistema estructural empleado consiste de muros y arcos de mampostería de ladrillos macizos de arcilla y techos de madera. La edificación fue construida entre 1941 y 1946 para la Escuela Normal de Maestros “Miguel Antonio Caro”. De acuerdo a información suministrada por el personal directivo de la institución, FEDE elaboró un proyecto de rehabilitación de la planta física de la edificación escolar. Las Figuras 4.12.5 y 4.12.6 muestran la fachada del liceo y un aspecto del sistema estructural empleado, respectivamente.



Figura 4.12.5. Fachada del Liceo Miguel Antonio Caro



Figura 4.12.6. Detalle del sistema estructural empleado

e) Unidad Educativa Nacional “Eduardo Crema”

La edificación se encuentra en la Avenida Páez del Paraíso en el Municipio Libertador. La edificación es de un piso y fue construida aproximadamente en 1936. Originalmente la estructura albergó el Hipódromo del Paraíso y más tarde fue la sede del Liceo “Aplicación”. De acuerdo a información suministrada por el personal directivo de la institución, FEDE y Fundapatrimonio elaboraron un proyecto de rehabilitación de la planta física de la edificación escolar.

f) *Unidad Educativa Nacional “República de Indonesia”*

Esta edificación se encuentra ubicada en la Avenida Principal de Colinas de Valle Arriba en el Municipio Baruta. La estructura tiene planta en forma de “C” y tres pisos de altura. El sistema estructural empleado consta de pórticos de concreto reforzado en las dos direcciones principales en planta de la estructura. Se observó una junta estructural contigua al módulo de escaleras. Los cerramientos son paredes de mampostería frisadas por ambas caras o bloques de ventilación. Las Figuras 4.12.7 y 4.12.8 muestran la fachada principal de la edificación escolar y un aspecto del sistema estructural empleado en la misma, respectivamente. Esta edificación escolar fue construida en 1989 por lo que no se considera una edificación escolar patrimonial.



Figura 4.12.7. Fachada principal de la U. E. N. República de Indonesia



Figura 4.12.8. Vista de la edificación escolar

4.12.3. U. E. Escuela Experimental Venezuela

La U. E. N. Escuela Experimental Venezuela (Experimental Venezuela) es una edificación escolar considerada como patrimonial debido a sus características, como lo son su antigüedad, arquitectura, representatividad de la etapa social, cultural y política que vivía el país en el momento de su construcción y puesta en funcionamiento.

Para recopilar la información necesaria se realizaron diversas visitas tanto a la Experimental Venezuela como a la Biblioteca Nacional. Estas visitas permitieron inspeccionar detalladamente la estructura de la edificación y compararla con lo contenido en los planos arquitectónicos y estructurales encontrados. Las inspecciones técnicas fueron realizadas los días 31/10/2006 y 30/07/2007.

Descripción de la edificación

4.12.3.1 Ubicación

La Experimental Venezuela está ubicada en la Avenida México, Parroquia La Candelaria, en el Municipio Libertador de la ciudad de Caracas. La Figura 4.12.9 muestra su ubicación mediante una fotografía satelital (tomada de *Google Earth*) y la Figura 4.12.10 muestra la fachada principal de la edificación escolar tomada desde la Avenida México.

4.12.3.2 Descripción general

Los espacios de la Experimental Venezuela se organizan alrededor de dos patios. La circulación vertical se realiza mediante escaleras ubicadas tanto en las esquinas como en el centro de la edificación. Su volumen consta de dos pisos y de dos edificios separados mediante una junta estructural, identificados en lo sucesivo como “edificio este” y “edificio oeste”. La Figura 4.12.11 muestra una vista del patio en forma rectangular del edificio oeste, la Figura 4.12.4 muestra una vista del patio triangular del edificio este pudiéndose observar en la misma la junta estructural. La edificación escolar fue diseñada en 1937, construida entre los años 1937 y 1938, e inaugurada y puesta en funcionamiento en 1939.



Figura 4.12.9. Imagen satelital de la Experimental Venezuela (*Google Earth*)



Figura 4.12.10. Fachada principal de la Experimental Venezuela

En la fachada principal sobresale un volumen curvo donde se ubican la dirección y la biblioteca y que marca los accesos ubicados a los lados de la edificación escolar. Este cuerpo se compone de ventanas adinteladas en todo su perímetro. En la fachada posterior sobresalen de su plano dos volúmenes curvos.



Figura 4.12.12. Vista del patio rectangular en el edificio oeste



Figura 4.12.13. Vista del patio triangular en el edificio este. Obsérvese la junta estructural

El sistema estructural de la edificación puede considerarse mixto, pues está compuesto de pórticos de concreto armado y muros de mampostería confinada. Los pórticos de concreto reforzado se identifican claramente en los pasillos de la edificación escolar, tal como puede observarse en las Figuras 4.12.12 y 4.12.13. Las columnas son cuadradas de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ mientras que las vigas son de concreto reforzado, de sección rectangular y de dimensiones variadas.

Los muros son 40cm de espesor y están fabricados con ladrillos macizos de arcilla unidos con mortero de cemento. Los planos indican la presencia de machones y vigas de corona, ambas de concreto armado, como elementos de confinamiento. Existen dinteles de concreto reforzado sobre puertas y ventanas. Debido a sus dimensiones y a que están fundados sobre zapatas corridas, se supone que los muros son portantes y cumplen un papel estructural en la edificación. Por otra parte, los cerramientos internos y externos también fueron fabricados con ladrillos macizos de arcilla, con un espesor aproximado de 40cm. Los antepechos de los pasillos son también de mampostería.

En general, las losas de entepiso y de techo están compuestas por perfiles de acero tipo IPN espaciados aproximadamente 1m entre sí. Estos nervios metálicos se apoyan sobre las vigas y/o los muros y soportan una losa maciza de concreto de 8cm de espesor, la cual se vació sobre una malla de metal expandido. La Figura 4.12.14 permite observar este tipo de losa. En algunos sitios la losa fue construida con nervios de concreto reforzado en vez de los perfiles metálicos, probablemente debido a la luz entre sus apoyos, tal como puede observarse en la Figura 4.12.15.



Figura 4.12.14. Vista de un pasillo y de la losa de techo



Figura 4.12.15. Vista del lobby de entrada y la losa de entpiso

4.12.3.3 Planos de arquitectura

Se realizó una investigación en el Archivo Audiovisual de Venezuela de la Biblioteca Nacional, donde se contó con la colaboración de la Lic. Yolanda Ruiz, la cual permitió localizar los planos arquitectónicos y los planos estructurales originales. Lamentablemente no se pudo conseguir la memoria de cálculo del proyecto original.

Las Figuras 4.12.16 a 4.12.18 muestran los planos digitales generados de las fachadas principal, posterior y oeste, respectivamente. Las Figuras 4.12.19 y 4.12.20 muestran los planos digitales de arquitectura de los edificios este y oeste, respectivamente.

4.12.3.4 Planos de estructura

Igualmente, con base en los planos del proyecto original de la edificación, junto con las inspecciones realizadas y el uso de equipos detectores de metales, se realizaron los planos estructurales de la misma. En la Figura 4.12.21. se muestran el plano digital de estructura de la planta baja del edificio este. Por su parte la Figura 4.12.22 muestra otro plano estructural de dicho edificio, conteniendo detalles del armado de algunos elementos estructurales.

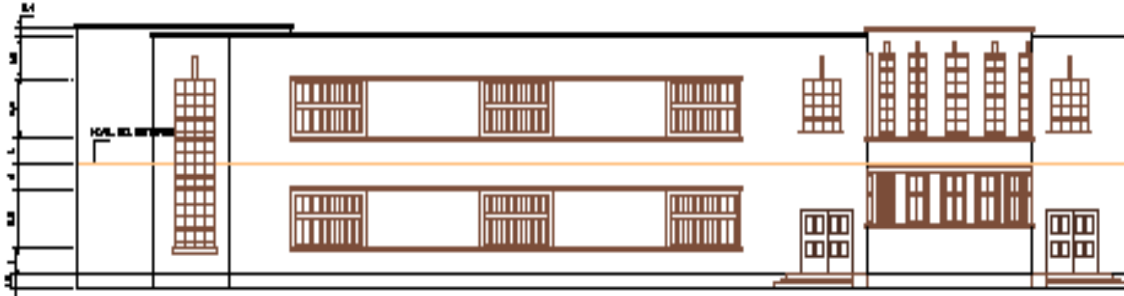


Figura 4.12.16. Plano digital de la fachada principal



Figura 4.12.17. Plano digital de la fachada posterior



Figura 4.12.18. Plano digital de la fachada oeste

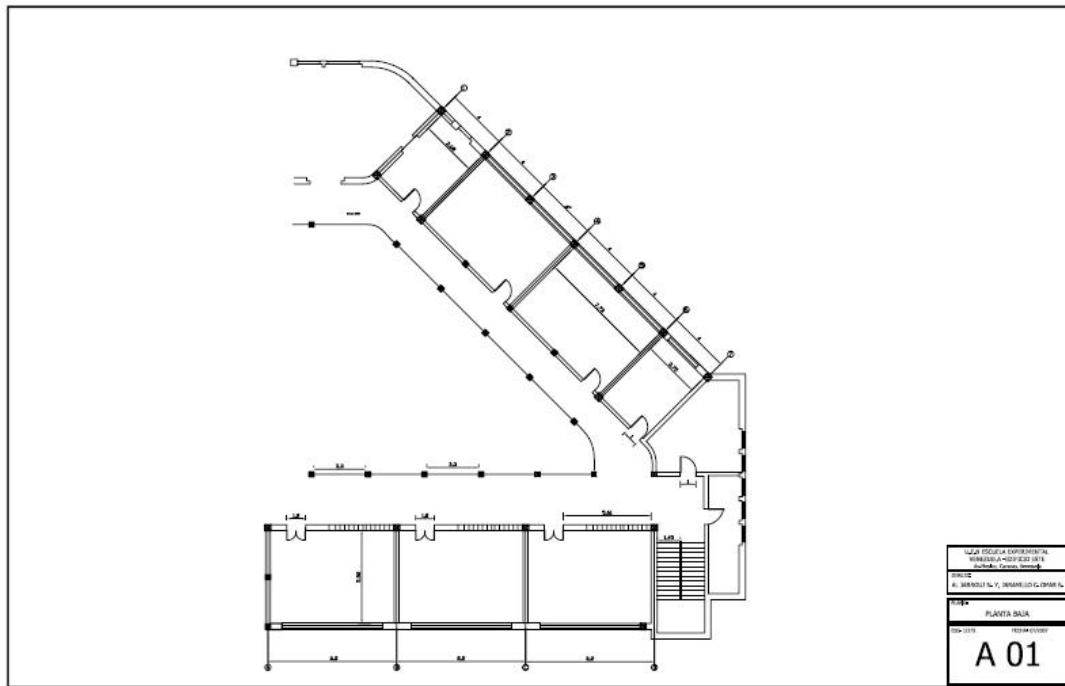


Figura 4.12.19. Plano digital de arquitectura de la planta baja del edificio este

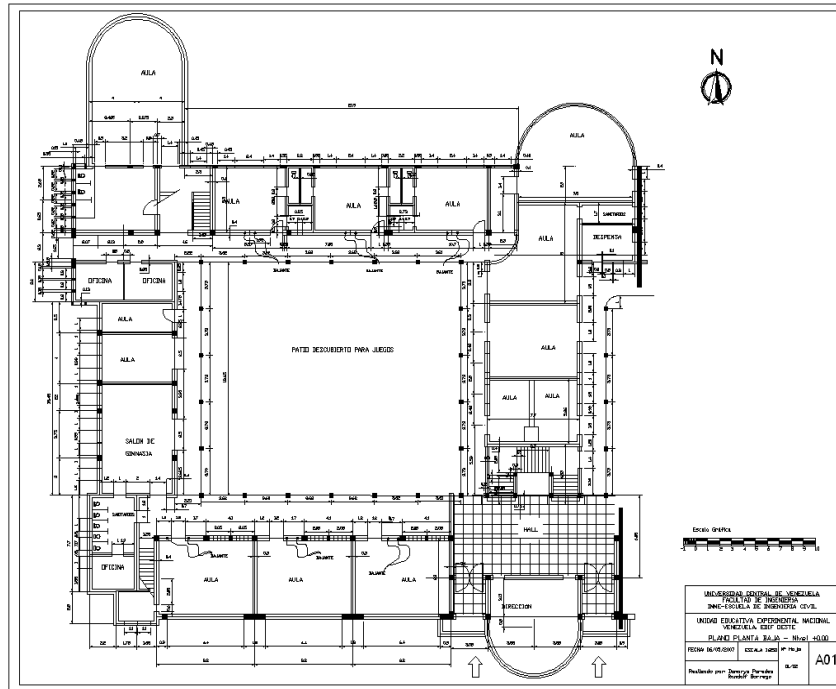


Figura 4.12.20. Plano digital de arquitectura de la planta baja del edificio oeste

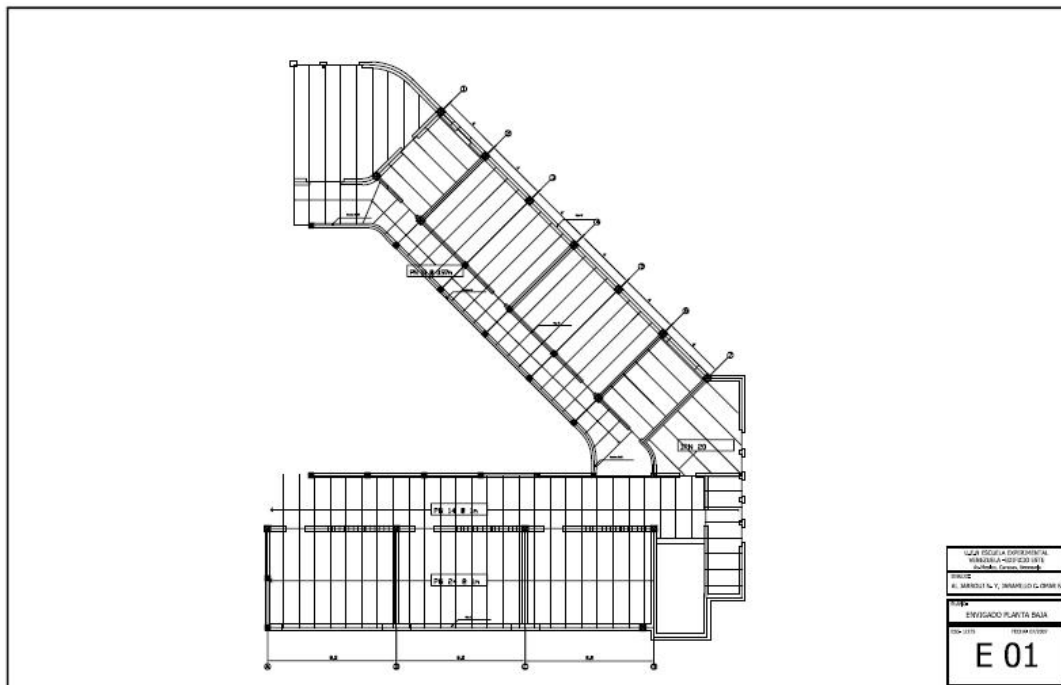


Figura 4.12.21. Plano digital de estructura de la planta baja del edificio este

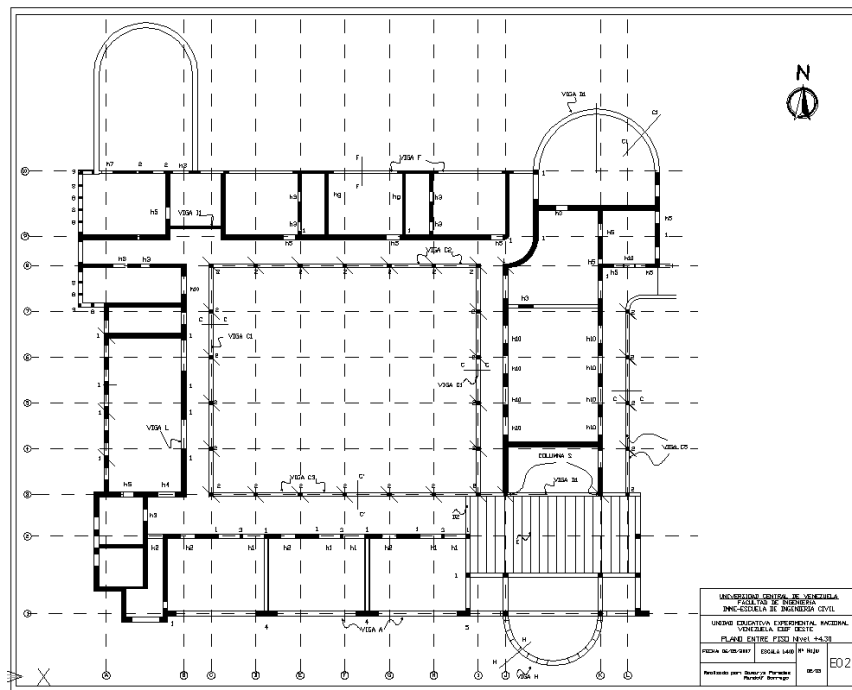


Figura 4.12.22. Plano digital de estructura de la planta baja del edificio oeste 4.12.4 Evaluación Sismorresistente

4.12.4. Modelos Matemáticos

La presencia de la junta de construcción permite considerar que los dos edificios que conforman la Experimental Venezuela, edificio este y edificio oeste, se comportan de manera independiente desde el punto de vista sísmico. Por ello se modelaron independientemente cada uno de los edificios, tal como puede observarse en las Figuras 4.12.23 y 4.12.24, mediante los programas *SAP 2000 Non Linear* y *ETABS*.

Los pórticos de concreto reforzado se modelaron los elementos tipo pórtico. Las losas de entrepiso y techo de ambos edificios presentan sendos huecos en sus zonas centrales, ocupando un porcentaje importante de las superficies de las mismas. El modelado de losas se realizó mediante el uso de elementos finitos, considerando tanto la rigidez real de la losa dentro y fuera de su plano, como la distribución de la masa sobre la misma. Los cerramientos y divisiones internas constituidos por muros de mampostería, así como las losas de las escaleras, también fueron modelados mediante elementos finitos.

Los valores de las propiedades mecánicas de los materiales estructurales utilizados fueron 150 kgf/cm^2 para la resistencia a compresión del concreto (f'_c), 2.400 kgf/cm^2 para la tensión cedente de las barras de acero (f_y), 2 kgf/cm^2 para la resistencia a corte de la mampostería (v_m) y 25.000 kgf/cm^2 para el módulo de elasticidad de los muros de mampostería confinada (E_m). Por tratarse de una edificación escolar patrimonial no se obtuvieron muestras de los materiales estructurales empleados en la construcción de la misma

para obtener sus propiedades mecánicas mediante ensayos destructivos. La estimación de dichos parámetros se realizó mediante la revisión bibliográfica de normas de construcción nacionales e internacionales vigentes para la época, normas para la evaluación sismorresistente de estructuras existentes y libros o artículos técnicos relacionados con la evaluación de estructuras antiguas. Las cargas gravitatorias actuantes en la edificación escolar fueron estimadas de acuerdo con la Norma Venezolana 2002-1988.

Las cargas sísmicas se estimaron de acuerdo con la Norma Venezolana 1756-2001 considerando los siguientes parámetros para definir el espectro de diseño: nivel de diseño uno (ND1) por el detallado existente, zona sísmica 5 correspondiente a peligro sísmico elevado, forma espectral S3 de acuerdo a un estudio de suelos suministrado por la C. A. Metro de Caracas, grupo A con factor de importancia $\alpha=1,3$ y factor de reducción de respuesta $R=1,5$ por considerar que la estructura tiene una baja capacidad de absorber y disipar energía plásticamente. Las masas sísmicas fueron estimadas de acuerdo a los lineamientos de las Normas Venezolanas 2002-1988 y 1756-2001.

Se realizaron un total de cinco modelos para cada edificio, discriminados de la siguiente manera:

- Modelo 1: se empleó inercia gruesa de columnas y vigas, muros de mampostería confinada con un módulo de elasticidad $E_m=25.000 \text{ kgf/cm}^2$.
- Modelo 2: se modelaron columnas, vigas y muros de mampostería confinada con comportamiento estructural. Las columnas tienen el 60% de la inercia gruesa ($I=0,6 I_g$), las vigas presentan el 40% de la inercia gruesa ($I=0,4 I_g$) y los muros de mampostería confinada presentan una reducción en su modulo de elasticidad de 50% ($E_m=12.500 \text{ kgf/cm}^2$).
- Modelo 3: igual al Modelo 2 incluyendo las paredes de cerramiento.
- Modelo 4: igual al Modelo 2 con la incorporación de las escaleras.
- Modelo 5: igual al Modelo 2 con paredes de cerramiento y escaleras.

4.12.4.1 Períodos y modos de vibración

Las Tablas 4.12.1 y 4.12.2 contienen los períodos obtenidos para los seis primeros modos de vibración de los edificios este y oeste, respectivamente.

Tabla 4.12.1. Periodos de los diferentes modelos realizados del edificio este

| MODELO | PERIODOS (s) | | | | | |
|--------|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 0,2066 | 0,1425 | 0,1261 | 0,1094 | 0,1043 | 0,0700 |
| 2 | 0,2603 | 0,1958 | 0,1506 | 0,1413 | 0,1254 | 0,0906 |
| 3 | 0,2012 | 0,1627 | 0,1414 | 0,1301 | 0,0918 | 0,0797 |
| 4 | 0,2522 | 0,1816 | 0,1487 | 0,1317 | 0,1197 | 0,0891 |
| 5 | 0,1994 | 0,1534 | 0,1346 | 0,1202 | 0,0912 | 0,0794 |

Tabla 4.12.2. Periodos de los diferentes modelos realizados del edificio oeste

| MODELO | PERIODOS (s) | | | | | |
|--------|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | MODO | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 0,1564 | 0,1564 | 0,1564 | 0,1564 | 0,1564 | 0,1564 |
| 2 | 0,1586 | 0,1586 | 0,1586 | 0,1586 | 0,1586 | 0,1586 |
| 3 | 0,1480 | 0,1480 | 0,1480 | 0,1480 | 0,1480 | 0,1480 |
| 4 | 0,0970 | 0,0970 | 0,0970 | 0,0970 | 0,0970 | 0,0970 |
| 5 | 0,0923 | 0,0923 | 0,0923 | 0,0923 | 0,0923 | 0,0923 |

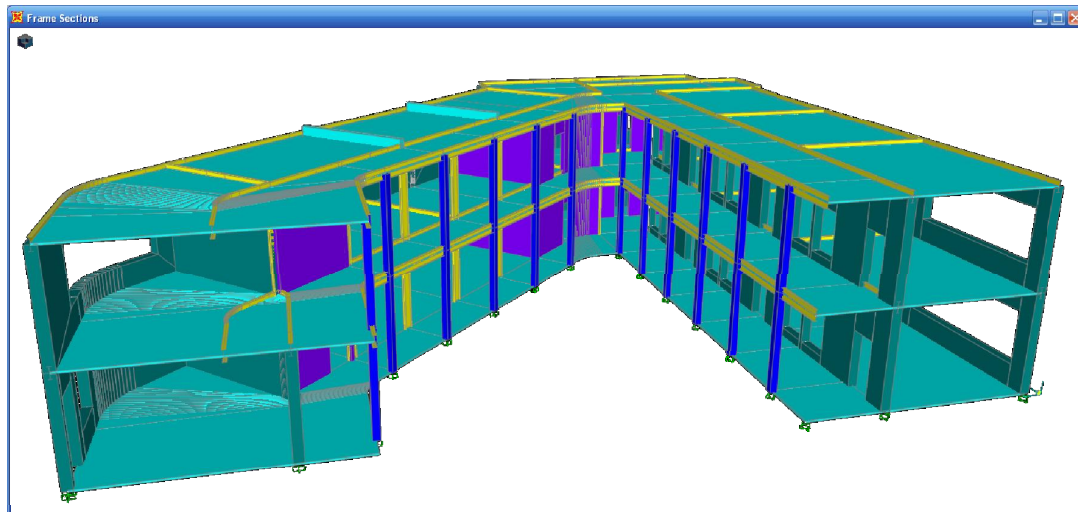


Figura 4.12.23. Modelo del edificio este

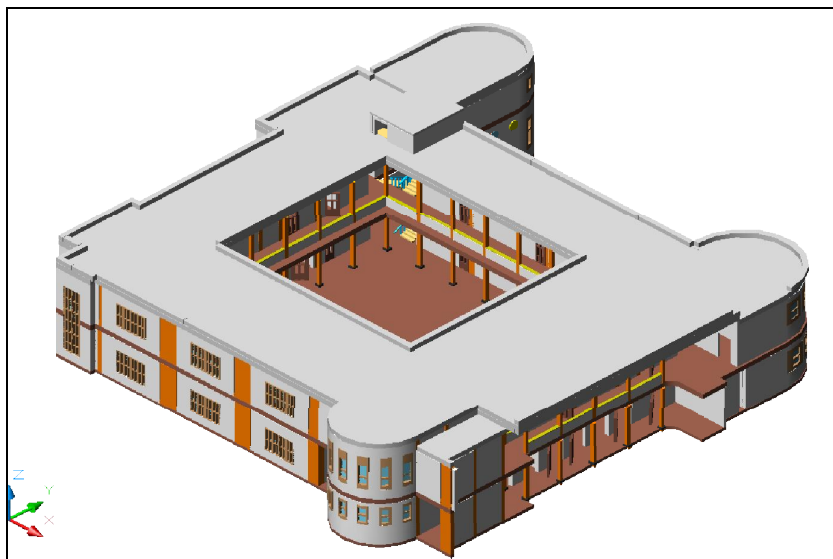


Figura 4.12.24. Modelo del edificio oeste

4.12.4.2 Derivas

Las Tablas 4.12.3 y 4.12.4 muestran las derivas obtenidas para los modelos realizados de los edificios este (Modelo 5) y oeste (Modelos 1 a 5), respectivamente. Las derivas obtenidas cumplen con los límites establecidos por la Norma Venezolana 1756-2001 para estructuras susceptibles a sufrir daños en los elementos no estructurales (0,012); sin embargo, las derivas obtenidas en los muros de mampostería confinada superaron el límite recomendado por la Norma Mexicana para muros de mampostería con refuerzo inadecuado (0,001).

Tabla 4.12.3. Derivas obtenidas para el edificio este (Modelo 5)

| X1(cm) | Y1(cm) | X2(cm) | Y2(cm) | h(cm) | δ | Deriva |
|--------|--------|--------|--------|-------|----------|--------|
| 0,467 | 1,149 | 0,313 | 0,788 | 430 | 0,471 | 0,0011 |
| 0,350 | 1,149 | 0,212 | 0,788 | 430 | 0,463 | 0,0011 |
| 0,377 | 1,149 | 0,236 | 0,789 | 430 | 0,464 | 0,0011 |
| 0,980 | 0,736 | 0,615 | 0,413 | 430 | 0,586 | 0,0014 |
| 0,982 | 0,671 | 0,613 | 0,367 | 430 | 0,574 | 0,0013 |
| 0,980 | 0,716 | 0,613 | 0,397 | 430 | 0,583 | 0,0014 |

Tabla 4.12.4. Derivas obtenidas para el edificio oeste (Modelos 1 a 5)

| Modelo | Deriva | Techo | | Planta Alta | | Coordenadas | | |
|--------|---------|-------|---|-------------|---|-------------|-------|------|
| | | X | Y | X | Y | X | Y | Z |
| 1 | 0,0010 | | x | | | 20,30 | 11,00 | 5,02 |
| 2 | 0,0011 | | x | | | 20,30 | 11,00 | 5,02 |
| 3 | 0,00094 | | | | x | 20,30 | 11,00 | 4,30 |
| 4 | 0,00077 | x | | | | 40,10 | 26,95 | 6,45 |
| 5 | 0,00076 | x | | | | 40,10 | 26,95 | 6,45 |

4.12.4.3 Relación demanda/capacidad

La demanda de cada edificio se estimó como el cortante basal máximo obtenidos para los modelos numéricos realizados en las direcciones X (este-oeste) e Y (norte-sur). La capacidad se estimó considerando la contribución resistente de las columnas de concreto reforzado y de los muros de mampostería confinada.

La capacidad de las columnas de concreto reforzado se identificó como la menor de dos posibles mecanismos de falla, a saber: un mecanismo dúctil, caracterizado por la formación de rótulas plásticas en los extremos superior e inferior de las columnas, y un mecanismo frágil, caracterizado por la falla a corte de la columnas considerando la contribución del concreto y del acero de refuerzo transversal. La capacidad de los muros se calculó mediante la expresión propuesta por la Norma Mexicana para mampostería, considerando que la resistencia a corte de la mampostería simple era 2 kgf/cm^2 , tal como se indicó anteriormente.

Adicionalmente a los cinco modelos explicados anteriormente, se realizaron otros dos modelos para verificar cómo la relación demanda/capacidad varía a medida que se degradan las propiedades mecánicas de la mampostería confinada. Esto debido a que los muros de mampostería confinada son más rígidos que los pórticos de concreto reforzado, absorbiendo inicialmente la mayor parte de la demanda, y resultan dañados para niveles de deformación lateral mucho menores que las columnas de concreto reforzado. Este efecto se simuló reduciendo el módulo de elasticidad de la mampostería a la mitad y a 0 kgf/cm^2 para los dos modelos adicionales, respectivamente.

A continuación se describe brevemente los resultados obtenidos del estudio de la relación demanda/capacidad. Es importante destacar que valores de la relación demanda/capacidad mayores a la unidad implican la falla.

4.12.4.4.1 Edificio este

En el Modelo 1 la relación demanda/capacidad global de la estructura es 1,11 en dirección X y 1,54 en dirección Y. En cuanto a la demanda/capacidad de columnas, es igual a 1,35 en dirección X y 0,82 en dirección Y. La demanda/capacidad para muros de mampostería es 0,94 en dirección X y 1,57 en dirección Y.

En el Modelo 2, se mantiene la demanda/capacidad global mayor a 1 en ambas direcciones, aumentando ligeramente respecto al Modelo 1. De igual manera, aumenta la demanda/capacidad para columnas y muros. En el Modelo 3 disminuye la demanda/capacidad para columnas y muros, sin embargo la demanda/capacidad global de la estructura sólo aumenta ligeramente en la dirección X respecto al Modelo 2. Así, se aprecia que con la presencia de las paredes de cerramiento, ahora éstas toman bastante del corte basal total, mientras que la demanda para las columnas disminuye.

En el Modelo 4 vuelven a aumentar las demandas para las columnas y muros al no presentarse las paredes de cerramiento. La demanda global total en dirección X disminuye mientras que aumenta en Y. Al no presentarse las paredes de cerramiento, los muros y las columnas ahora absorben más cortante. La demanda/capacidad global se mantiene muy parecida a la obtenido para el Modelo 3. En el Modelo 5 la tendencia es que tanto la demanda/capacidad para los miembros como la global disminuyen, a excepción de la demanda/capacidad global en X, la cual aumenta ligeramente. La presencia nuevamente de las paredes de cerramiento disminuye las demandas sobre columnas y muros de mampostería.

Para el Modelo 5.1 aumentan las demandas en columnas, al disminuirse el módulo de elasticidad de los muros de mampostería, lo que conlleva a su agotamiento. De igual manera, aumentan las demandas a los muros debido a la no presencia de paredes de cerramiento. Esto trae como consecuencia un incremento de la demanda/capacidad generalizado, tanto para elementos estructurales como de manera global. Finalmente para el Modelo 5.2, en el que se considera que los muros de mampostería confinada están agotados, se observa que la demanda ahora se concentra sobre las columnas alcanzando los valores de 2,90 para la dirección X y de 4,91 en la dirección Y.

Es importante destacar que en todos los casos se observó que el comportamiento de los modelos arroja relaciones demanda/capacidad globales totales siempre mayores a la unidad,

indicando que la estructura no posee suficiente capacidad para resistir la demanda producida por sismos compatibles con la Norma Venezolana 1756-2001.

4.12.4.4.2 Edificio oeste

Los resultados obtenidos para el Modelo 5 indican que la relación demanda/capacidad global de la estructura es 0,61 en dirección X y 0,56 en dirección Y. Sin embargo, se considera que estos resultados no son totalmente confiables puesto que, dada la antigüedad de la estructura y el detallado de los elementos estructurales, se puede anticipar que tanto los muros de mampostería confinada como las paredes de cerramiento se agotarán tempranamente. Este efecto se hace más relevante al observar que las paredes de cerramiento absorben la mayor parte del corte basal global en este modelo.

En el Modelo 2 los muros de mampostería confinada son los responsables de absorber más del 50% del corte basal global total, alcanzando valores de la relación demanda/capacidad de 1,19 en dirección X y 0,99 en dirección Y, viéndose comprometido su comportamiento. A pesar de esto, la relación demanda/capacidad global de la estructura no supera la unidad alcanzando 0,74 en dirección X y 0,72 en dirección Y.

Para el Modelo 2.1 se observó el aumento del cortante basal global total, detectando que la relación demanda/capacidad global de la estructura se aproximó más a la unidad alcanzando 0,82 en dirección X y 0,91 en dirección Y. La relación demanda/capacidad de los muros de mampostería confinada alcanzaron 1,38 en dirección X y 1,53 en dirección Y, viéndose comprometido su comportamiento ante la demanda impuesta. Finalmente en el Modelo 2.2, donde se simula el comportamiento de la estructura sin el aporte resistente de los muros de mampostería confinada, se aprecia el aumento considerable de la demanda que reciben las columnas alcanzando valores de la relación demanda/capacidad de 1,14 en dirección X y 1,48 en dirección Y.

Los resultados obtenidos sugieren que tomando en cuenta la degradación de los materiales y elementos estructurales durante el terremoto se alcanzan valores de la relación demanda/capacidad mayores a la unidad, indicando que en definitiva la estructura no posee suficiente capacidad para resistir la demanda producida por sismos compatibles con la Norma Venezolana 1756-2001.

4.12.4.5 Cumplimiento con la norma Covenin 1756

Si bien los modelos realizados de los edificios este y oeste de la Experimental Venezuela cumplen con las derivas máximas establecidas por la Norma Venezolana 1756-2001, para estructuras susceptibles a sufrir daño en los elementos no estructurales, las derivas obtenidas para los muros de mampostería confinada superan los valores límites establecidos en la Norma Mexicana para ese tipo de muros. Por otra parte, es posible que la separación entre los edificios sea tal que permita el golpeteo de los mismos durante la ocurrencia de sismos severos. Adicionalmente a estos últimos aspectos del comportamiento sísmorresistente, los resultados del estudio de la relación demanda capacidad también muestran que la estructura es vulnerable ante sismos compatibles con la Norma Venezolana 1756-2001.

4.12.5 Refuerzo Estructural

A la luz de los resultados de la evaluación sismorresistente de la Experimental Venezuela, se hace necesario reforzar los dos edificios que componen la edificación escolar. El refuerzo estructural debe cumplir con los siguientes objetivos ante sismos compatibles con lo establecido en la Norma Venezolana 1756-2001: (i) suplir la resistencia necesaria para soportar la demanda que se genere, (ii) evitar el choque de los edificios este y oeste, (iii) generar una capacidad adecuada para absorber y disipar energía en el rango de comportamiento plástico y (iv) garantizar un comportamiento adecuado de las fundaciones.

El reforzamiento puede considerar las siguientes alternativas o una combinación de éstas: (a) inclusión de muros de concreto reforzado, (b) adecuación de columnas y vigas de concreto reforzado, (c) adecuación de los muros de mampostería confinada por ejemplo con el uso de mallas metálicas y concreto proyectado, (d) recalce de las fundaciones existentes y/o construcción de nuevas fundaciones.

4.12.5.1 Propuesta de adecuación sismorresistente

En la toma de decisión para la propuesta de la adecuación estructural de la Experimental Venezuela se debe considerar de forma inequívoca, la condición de patrimonio arquitectónico que le fue otorgado a la misma. Esto implica, que cualquier proyecto de adecuación a ser aplicado tiene que ser constructivamente viable, es decir, debe ser capaz de otorgarle a la estructura, la capacidad de necesaria para desempeñar un determinado nivel sismorresistente sin producir modificaciones esenciales en la apariencia arquitectónica de la edificación y sin modificar su funcionalidad y serviciabilidad. Aunado a estas condiciones, se debe entender que el proceso constructivo será el mejor, mientras perturbe lo menos posible las actividades académicas que se desarrollan en tal unidad educativa.

El estado del arte hoy día y las recientes tecnologías que se están desarrollando a nivel mundial, permiten proyectar soluciones estructurales y constructivas que siendo competentes en términos de sismorresistencia, también son ventajosas en cuanto al proceso constructivo por sí mismo; tal es el caso de la adición de refuerzo metálico o refuerzo polimérico, anclado a los muros de mampostería que se desean proteger. La filosofía que existe tras este tipo de solución estructural consiste, básicamente, en resguardar la integridad de los elementos de mampostería dentro de los marcos de concreto armado existentes, buscando así garantizar la completa transmisión de cargas laterales y verticales en las diferentes líneas resistentes y entre los componentes de dichas líneas. En la Figura 4.12.25 se presentan dos alternativas a ser evaluadas en el estudio que se realiza a la estructura en cuestión; una de ellas se basa en el empleo de malla de refuerzo (de acero electrosoldado o de polímeros) ancladas directamente sobre la mampostería; la otra consiste en la adición de barras de acero de refuerzo distribuidas verticalmente, embutidas en la mampostería y ancladas a los elementos verticales del marco (columnas o machones). Ambas soluciones se han puesto en práctica en diversos países como se desprende de las referencias consultadas.

La técnica constructiva es moderadamente sencilla. Consiste en remover el friso de los muros y dependiendo de la solución adoptada, anclar directamente sobre los elementos de mampostería (mallas) o bien perforar el muro para insertar las barras de acero de refuerzo y anclarlas directamente en los marcos de confinamiento. Cuando se ha efectuado esta etapa, el

paso siguiente es revestir nuevamente los muros de mampostería mediante friso convencional y mediante algún tipo de *grout* de resistencia especificada (lo que el análisis demande). De esta manera, se obtiene una solución sencilla de implementar, que no afecta sustancialmente el aspecto arquitectónico de la edificación y que, desarrollándose planificadamente, tampoco afectaría las funciones académicas de la unidad educativa.

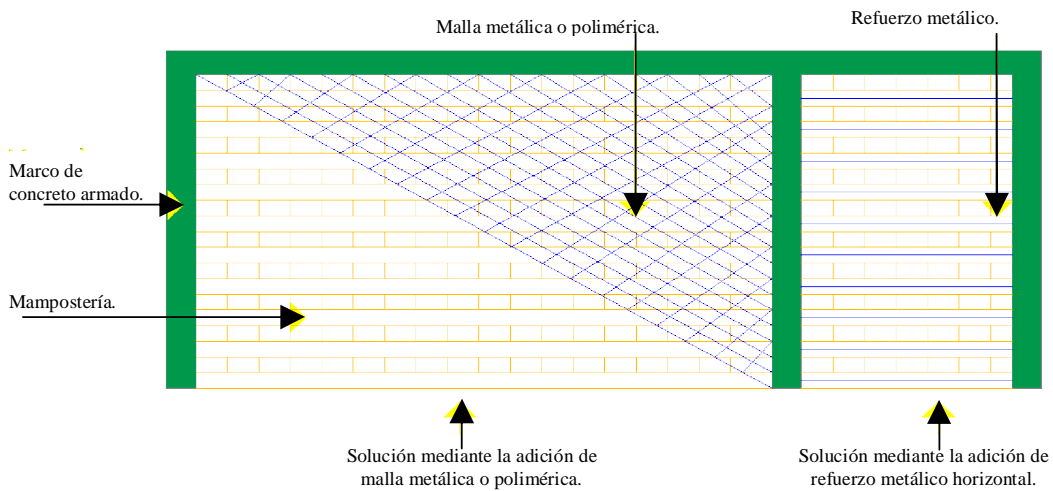


Figura 4.12.25. Dos alternativas de reforzamiento para los muros de mampostería confinada

4.12.6 Conclusiones y Recomendaciones

En vista de los resultados obtenidos en la evaluación realizada, se concluye que la U. E. N. Escuela Experimental Venezuela posee un riesgo sísmico elevado ante movimientos sísmicos compatibles con la Norma Venezolana 1756-2001. Por esto se recomienda realizar la adecuación sismorresistente de la misma para reducir su vulnerabilidad ante terremotos, tomando en consideración su carácter patrimonial.

4.13.- Evaluación sismorresistente de edificaciones escolares tipo R

4.13.1- Participantes

- a) Estudiantes de Pregrado:
- Roberto Azancot M.
 - Wadih Bule S.
- b) Profesores:
- Ricardo Bonilla M.

4.13.2 Inspecciones efectuadas y recopilación de información de otras escuelas.

Se realizaron visitas de campo a dos escuelas, el C.P.B. Virginia Vera y la E.B.N. J.A. Alfaro Zamora. El C.P.B. Virginia Vera está ubicado en la 2da. Transversal de la Castellana, entre la calle Eugenio Mendoza y Mohedano, Parroquia Chacao, Municipio Chacao, Estado Miranda; y la E.B.N. J.A. Alfaro Zamora está ubicada en la Av. Raúl Leoni, cruce con calle El Morao, Parroquia El Cafetal, Municipio Baruta, Estado Miranda. Estos planteles al parecer presentan algunas estructuras con características similares a las establecidas para las diferentes modalidades de Escuelas Tipo R, (Tradicional y Modificado), consideradas por el Manual de FEDE. Se realizaron estas visitas con la finalidad de establecer mediante inspección ocular y mediciones en sitio las características estructurales de las mismas, y verificar si presentan o no similitudes con las modalidades de Escuelas Tipo R establecidas en el Manual de FEDE. De estas visitas se concluyó, como se explicará más adelante, que no son idénticas a las estructuras presentadas en el Manual de FEDE.

a) Escuela Básica Nacional: E. B. N. J.A. Alfaro Zamora

En esta escuela se identificaron cuatro edificaciones cuyas estructuras se asemejan a las escuelas tipo R Tradicional; además de estas hay dos edificaciones adicionales, las cuales no pudieron ser inspeccionadas. Sin embargo, estas dos últimas estructuras son análogas a 2 de las 4 estructuras a las cuales si se pudo tener acceso.

En la Figura 4.13.1 se señalan las 4 estructuras a las cuales se pudo tener acceso para hacer la inspección. Las 4 edificaciones presentan algunas similitudes con las Escuelas Tipo R Tradicional como lo son: cubierta ligera a dos aguas en todas las estructuras, correas tipo “omega” en las edificaciones 3 y 4, vigas de carga IPN100 en las edificaciones 1 y 2.

Sin embargo, se evidencian diferencias sustanciales con respecto a las Escuelas Tipo R Tradicional como lo son: la presencia de arriostramientos diagonales en la estructura de las cubiertas y un arriostramiento transversal en uno de los pórticos, ambos mediante tensores de barras macizas de acero de aproximadamente ½ pulgada. Estos arriostramientos están localizados en las edificaciones 1 y 2, pero sólo en uno de los módulos, específicamente en uno de los extremos de las mismas. También se presentan vigas de carga IPN80 en las edificaciones 3 y 4, columnas IPN80 en las edificaciones 3 y 4, correas IPN80 en la edificación 1, empleo de tubos rectangulares de acero estructural tipo CONDUVEN 80x40 para correas de la cubierta de techo. En todas las estructuras las distancias entre los pórticos varían respecto a las del sistema estructural de las Escuelas Tipo R Tradicional.

En las figuras 4.13.2 hasta la 4.13.9 se presentan detalles de esta escuela.

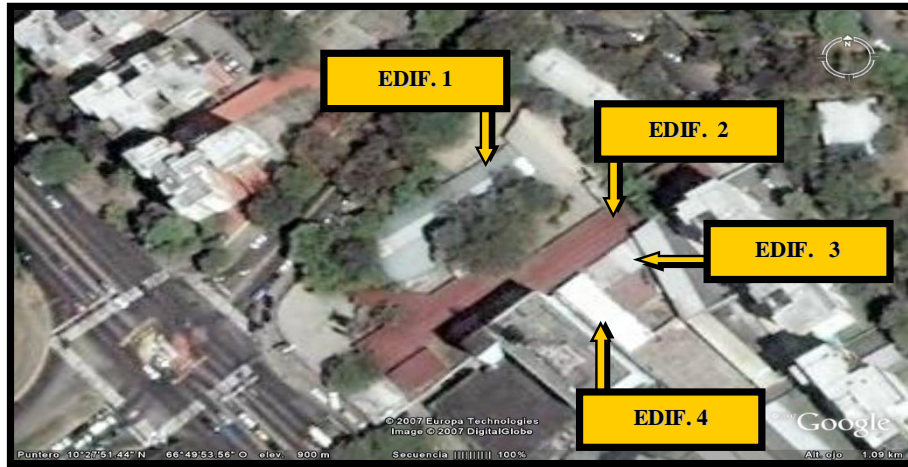


Figura 4.13.1 E. B. N. J.A. Alfaro Zamora. Fuente: (Tomado de: Google Earth)



Figura 4.13.2 Mampostería con bloques de concreto



Figura 4.13.3 Edificación 1. Tipo R-4, cubierta láminas metálicas corrugadas



Figura 4.13.4 Edificación 1. Tensores de arriostramiento de pórticos



Figura 4.13.5 Edificación 1. Uniones apernadas en techo



Figura 4.13.6 Edificación 2. Tipo R-4, cubierta láminas metálicas corrugadas



Figura 4.13.7 Edificación 2. Columnas de perfiles tipo IPN80



Figura 4.13.8 Edificación 2. Correas con tubos rectangulares CONDUVEN 80x40, perfiles metálicos IPN 100 como vigas de carga, techo con listones de madera



Figura 4.13.9 Edificación 4: perfiles omega conectados a correas en techo liviano

b) Centro Preescolar Bolivariano: C. P. B. Virginia Vera

En este centro educativo se identificaron 5 edificaciones de las cuales solo dos corresponden a la tipología de Escuelas Tipo R. (ver Figura 4.13.10).

A simple vista, la Edificación 1 se asemeja a las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3), mientras que la Edificación 2 pareciera a simple vista ser una Escuela Tipo R Modificada Reforzada, pero al verificar los detalles estructurales se evidencian grandes diferencias, por lo que en el presente trabajo se consideran ambas como “híbridos” de las Escuelas Tipo R Reforzadas.



Figura 4.13.10 C. P. B. Virginia Vera. Fuente: (Tomado de: Google Earth).

La Edificación 1 presenta algunas similitudes con las Escuelas Tipo R Tradicional Reforzada (R-3) como son: cubierta termo-resistente (teja criolla); altura de la cumbre; volados en los pasillos de circulación; correas IPN80. Sin embargo no puede calificarse como Tradicional Reforzada porque no tiene el tensor o cartela central en la unión de vigas de carga ni cartelas en las juntas de estos pórticos, las columnas son IPN100 en lugar de IPN140, no presenta machones ni dinteles de refuerzo. Las cartelas en los volados se sustituyeron por tensores de barras macizas de ϕ 3/4 pulg. Además, se pudo apreciar un apéndice correspondiente a sanitarios y otros dos de menor dimensión en la parte posterior, que cumplen la función de armarios y cuyo acceso es por la parte interna de las aulas.

La Edificación 2 presenta algunas similitudes con las Escuelas Tipo R Modificada Reforzada (R-3) como lo son: Fachada similar, cubierta termo-resistente (teja criolla); altura de la cumbre; muros robustos en los extremos de la edificación; volados con cartelas en los pasillos de circulación. Sin embargo presenta diferencias respecto de las especificaciones señaladas en el Manual de FEDE como son: ninguno de los miembros que componen la estructura metálica cumplen con las especificaciones, tensor o cartela central en la unión de vigas de carga con barra maciza de aproximadamente ϕ 3/4 pulg. en vez de un perfil IPN100; vigas de carga IPN120 en vez de IPN100; columnas IPN120 en vez de IPN140; ausencia de

vigas de amarre y cartelas en los pórticos transversales, no presenta machones ni dinteles de refuerzo, adicionalmente, las paredes internas no coincide con los ejes de la estructura y sin llegar al techo. En las figuras 4.13.11 a la 4.13.17 se presentan detalles de esta escuela.

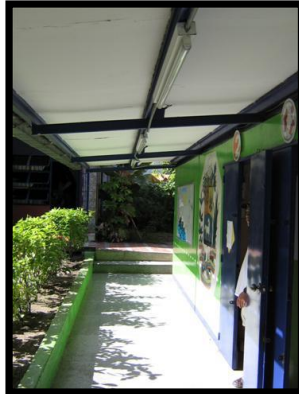


Figura 4.13.11 Edificación 1 pasillo de circulación



Figura 4.13.12 Edificación 1 pasillo de circulación y techo



Figura 4.13.13 Edificación 1 Alero de edificación 1 sostenido por tensores de ϕ 3/4"



Figura 4.13.14 Edificación 1 Detalle de la cubierta de techo. Apreciarse el espesor del mortero debajo de las tejas



Figura 4.13.15 Edificación 1. Fachada posterior

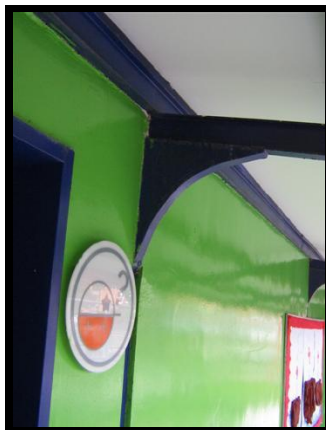


Figura 4.13.16 Edificación 2. Cartelas para soporte de alero



Figura 4.13.17 Edificación 2. Fachada sur

c) Recopilación de información fotográfica de otras Escuelas a nivel Nacional.

A continuación se presenta un reporte fotográfico de distintas escuelas cortesía de la Dirección de Construcción de la Dirección General de Equipamiento del Ministerio del Poder Popular Para la Infraestructura. En estas fotografías se podrán apreciar las variantes que presentan las escuelas tipo R.

c.1) Escuelas tipo R Tradicional:



Figura 4.13.18 Escuela Idelfonso Méndez Omaña, Municipio Jáuregui, Estado Táchira



Figura 4.13.19 C.E.I.B. Caja de Agua II, Estado Aragua



Figura 4.13.20 Gran Mariscal de América, Estado Barinas



Figura 4.13.21 C.E.I. INAVI B, Estado Cojedes



Figura 4.13.22 E.T.A. Oscar Villanueva, Guanare, Estado Portuguesa



Figura 4.13.23 C.E.I.B. Manaure, Estado Cojedes



Figura 4.13.24 C.E.I.S. Rómulo Gallegos, Estado Cojedes

c.2) Escuelas tipo R Tradicional Reforzada



Figura 4.13.25 E.T.A. Oscar Villanueva, Estado Portuguesa



Figura 4.13.26 E.T.A. Oscar Villanueva, Estado Portuguesa



Figura 4.13.27 E.T.A. Oscar Villanueva, Estado Portuguesa



Figura 4.13.28 E.T.A. Oscar Villanueva, Estado Portuguesa

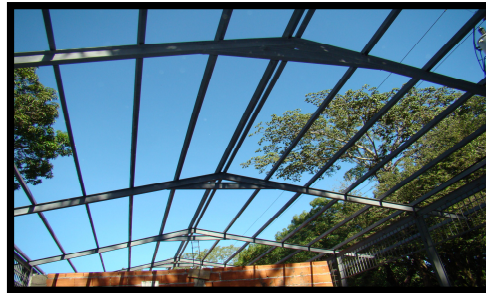


Figura 4.13.29 E.T.A. Oscar Villanueva, Estado Portuguesa



Figura 4.13.30 C.E.I. INAVI B, Estado Cojedes



Figura 4.13.31 C.E.I. Balmira Villegas, Estado Cojedes



Figura 4.13.32 C.E.I. Balmira Villegas, Estado Cojedes



Figura 4.13.33 E.T.I. Cruz Villegas, Estado Miranda



Figura 4.13.34 E.T.I. Cruz Villegas, Estado Miranda



Figura 4.13.35 E.T.A. Don Simón Rodríguez, Estado Barinas



Figura 4.13.36 L.N. Creación Pueblo Nuevo, Estado Cojedes

c.3) Escuelas tipo R Modificada Reforzada



Figura 4.13.37 E.T.I. Cruz Villegas, Estado Miranda



Figura 4.13.38 Simoncito, Estado Aragua

4.13.3 Planos del C.P.B. Virginia Vera

El Centro Educativo Bolivariano, Virginia Vera fue inspeccionado y se decidió realizar planos de esta edificación debido a que tiene mucha similitud con las especificaciones del Manual de FEDE. En este trabajo no se realizará un análisis estructural de ninguna edificación especial debido a la gran variedad de modelos que se presentan como se pudo ver en la sección 4.13.2. El modelo seleccionado para el análisis y que se considera representativo de las Edificaciones Tipo R, se corresponde con las dimensiones señaladas en estos planos, variando únicamente los tipos de perfiles, los refuerzos considerados en el manual de FEDE y el refuerzo propuesto en este trabajo.

a) Planos de arquitectura

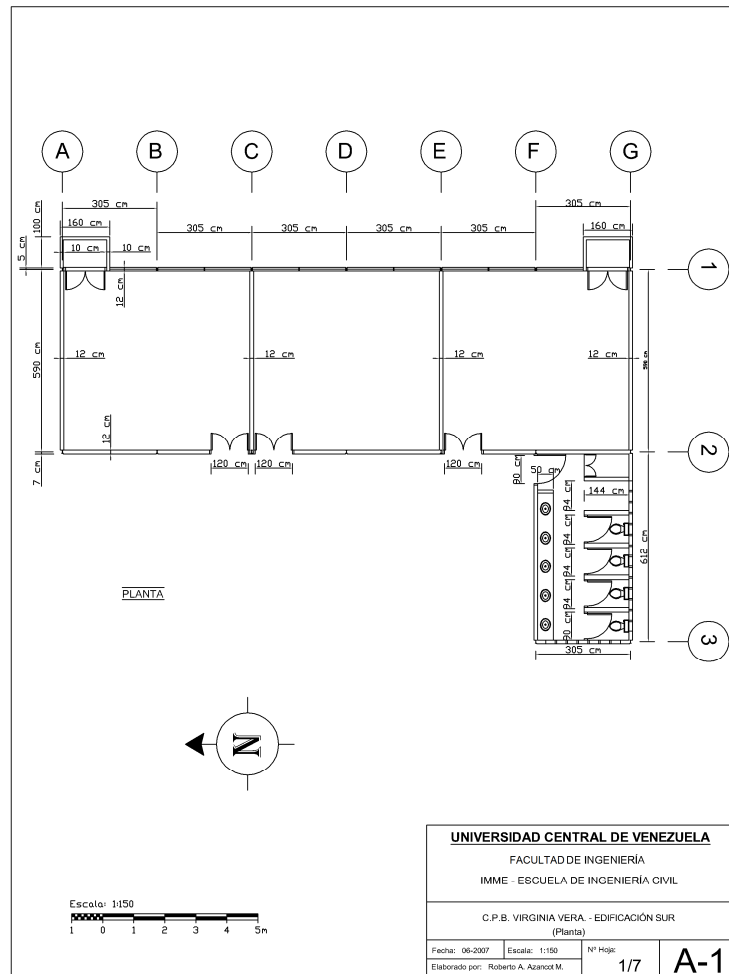


Figura 4.13.39 Plano A1: Plano Arquitectónico de la Planta

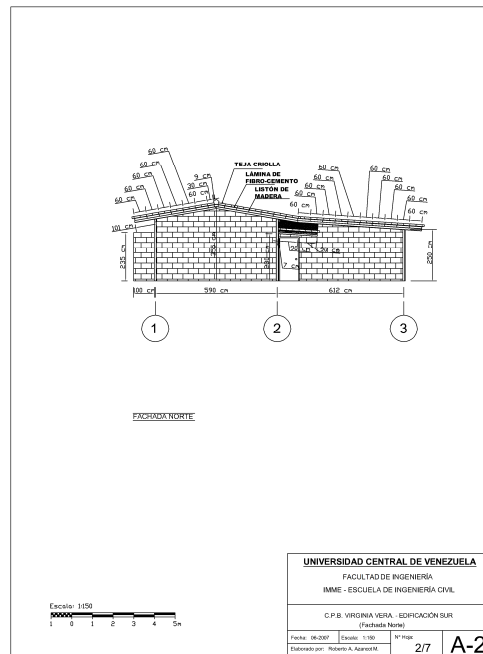


Figura 4.13.40 Plano A2: Plano Arquitectónico de la Fachada Norte

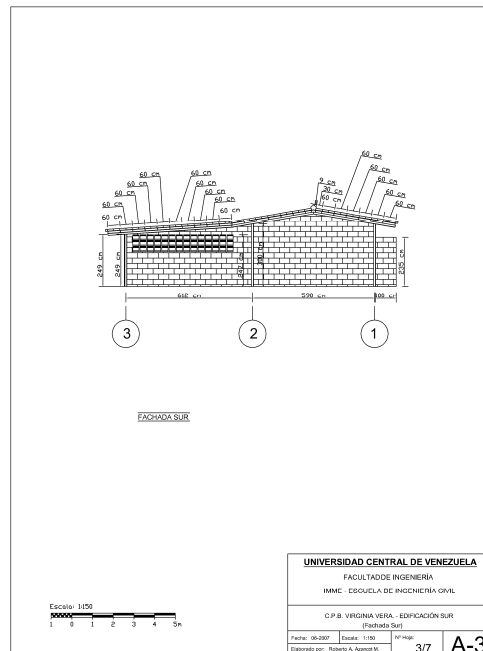


Figura 4.13.41 Plano A3: Plano Arquitectónico de la Fachada Sur

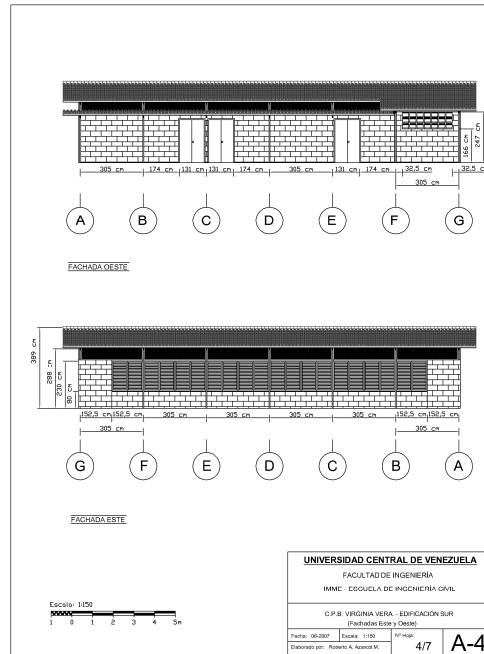


Figura 4.13.42 Plano A4: Plano Arquitectónico de la Fachada Este y Oeste

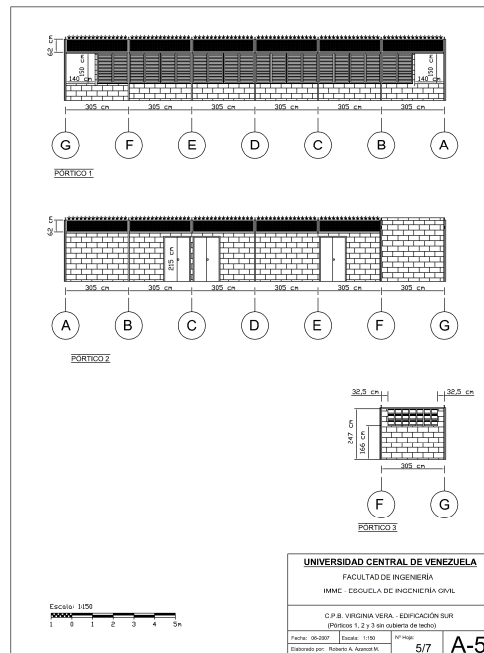


Figura 4.13.43 Plano A5: Plano Arquitectónico de los pórticos 1, 2 y 3 sin techo

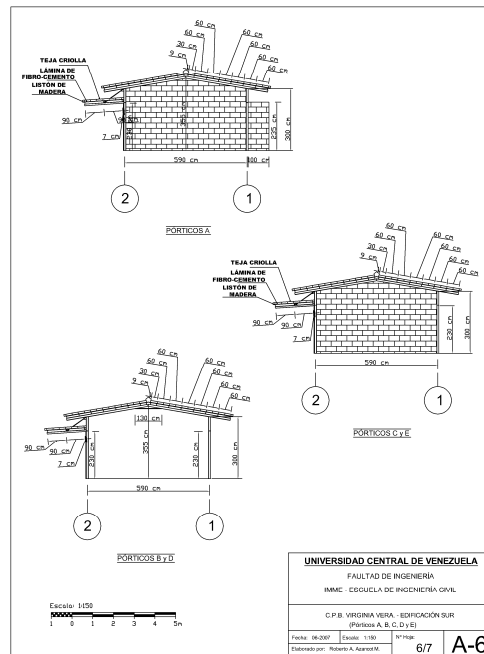


Figura 4.13.44 Plano A6: Plano Arquitectónico de los pórticos A, B, C, D y E

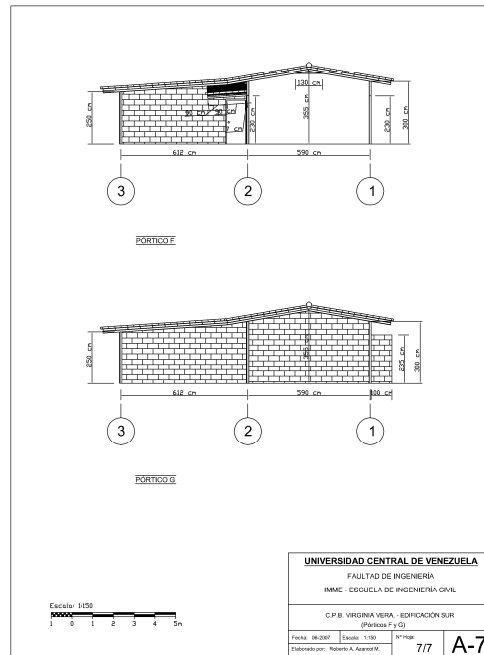


Figura 4.13.45 Plano A7: Plano Arquitectónico de los pórticos F y G

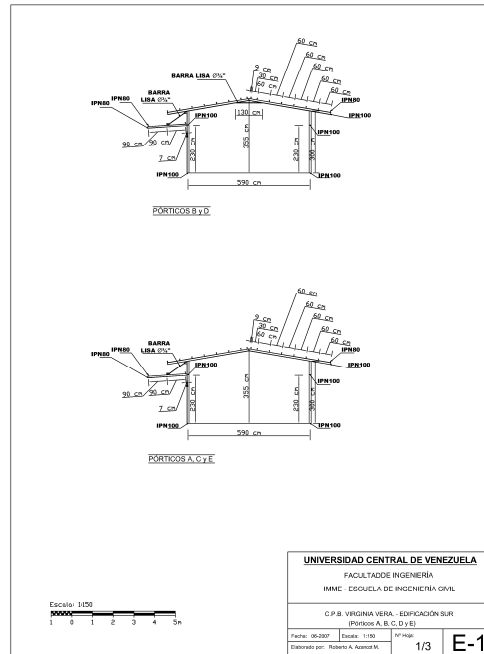


Figura 4.13.46 Plano E1: Plano Estructural de los pórticos A, B, C, D y E

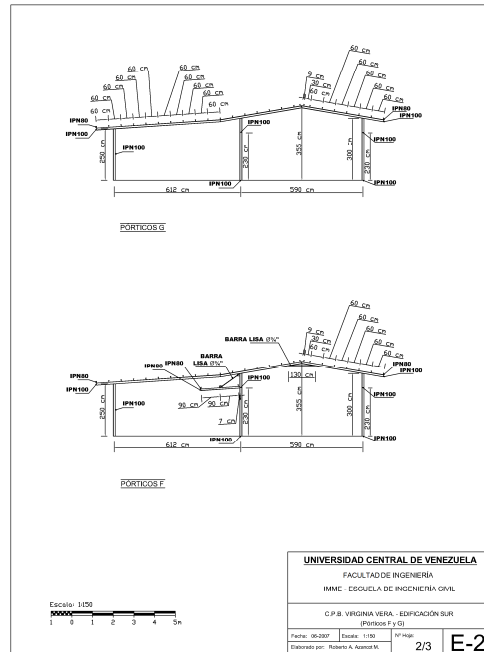


Figura 4.13.47 Plano E2: Plano Estructural de los pórticos F y G

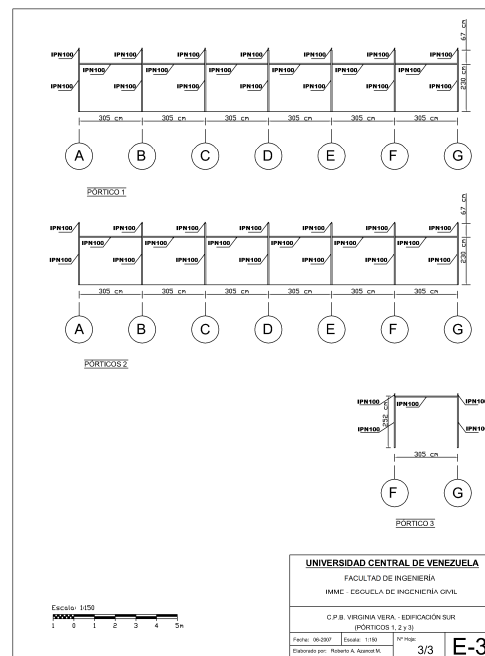


Figura 4.13.48 Plano E3: Plano Estructural de los pórticos 1, 2 y 3.

4.13.4 Características de las escuelas Tipo R

La escuela tipo R es una de las tipologías estructurales de edificaciones escolares entre las cuales se identifican también las escuelas Antiguo I, Antiguo II, Patrimoniales, Módulo Base, entre otras.

Las escuelas tipo R se clasifican en el tipo Tradicional y Modificado. Tienen un solo nivel y usualmente tienen una, dos o tres aulas (Tipo R-1, R-2 y R-3).

a) Escuela Tipo R Tradicional:

Es un sistema aporticado conformado por elementos metálicos y cubierta de techo liviano a dos aguas. Columnas y vigas IPN 100, y cubierta con perfiles omega. Las columnas se fijan con pernos a una losa de fundación de 15cm y las conexiones soldadas.

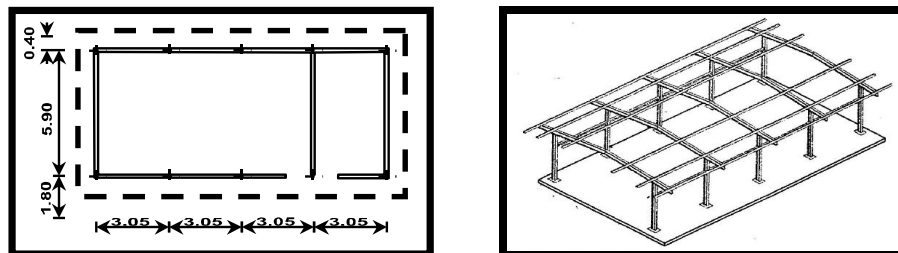


Figura 4.13.49 Escuelas Tipo R Tradicional. Fuente: Manual de FEDE.

b) Escuela Tipo R Modificado:

Las características estructurales son similares a la tradicional solo cambia el techo al que se le añade una cumbrera y tiene sendos muros de mampostería en los extremos del edificio.

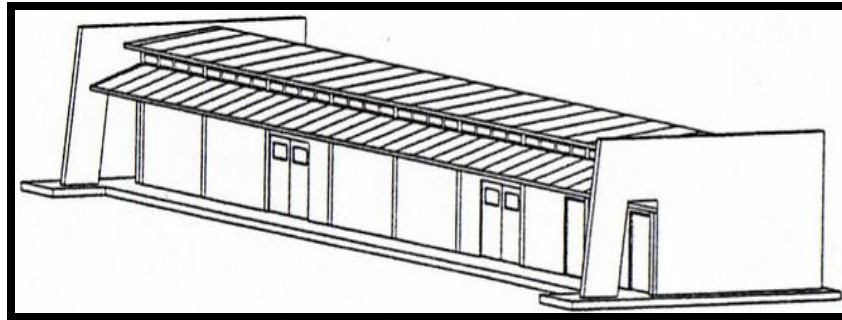


Figura 4.13.50 Escuelas Tipo R Modificado. Fuente: Manual de FEDE.

c) Escuela Tipo R Tradicional y Modificado Reforzada:

El manual de FEDE especifica un mejoramiento de estas escuelas, este consiste en el cambio de la cubierta liviana por otra con acabados en tejas criollas, reemplazo de columnas IPN 100 por IPN 140, construcción de fundaciones y vigas de riostras en caso de no poseerlas, soldar carteles centrales y laterales, se arriostran los pórticos con perfiles soldados a tope a las columnas y se colocan machones a las paredes laterales.

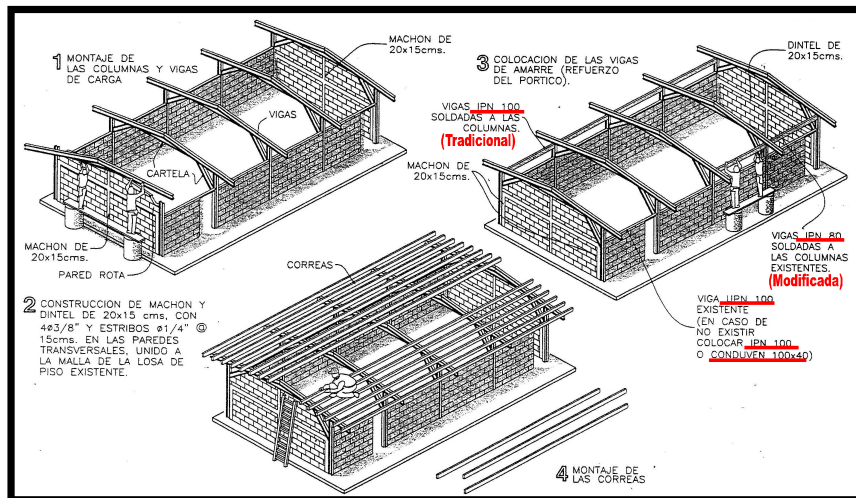


Figura 4.13.51 Refuerzo de Escuela Tipo R según Manual de FEDE.

d) Escuela Tipo R con columnas de concreto reforzada:

En el caso de escuelas Tipo R con columnas de concreto, el manual de FEDE propone reforzar el tope de estas columnas introduciendo un perfil que se arriostrará en la dirección perpendicular de las vigas de carga y se conectará a las vigas de techo.

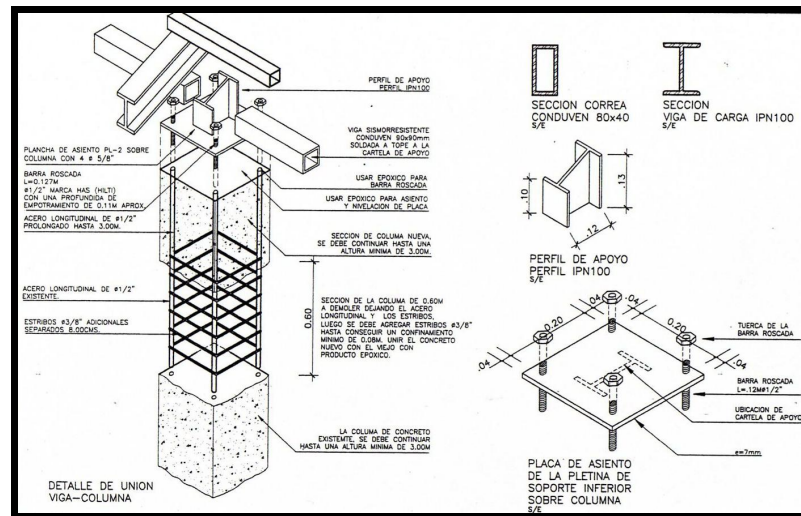


Figura 4.13.52 Detalle de prolongación de columna de concreto. Manual FEDE.

4.13.5 Comportamiento de escuelas Tipo R Durante sismos pasados

Una inspección realizada luego del sismo de Cariaco de 1997 a 15 escuelas tipo R evidenció los daños que se resumen en la Tabla 4.13.1. Se observó que en estas escuelas la mampostería que no esté vinculada a la estructura puede fallar como se muestra en la Figura 4.13.53.

Tabla 4.13.1 Daños en Escuelas Tipo R a causa del terremoto de Cariaco de 1997.

| Daños ocasionados por el Terremoto de Cariaco 9 de julio de 1997 | Nº de Planteles Identificados como Sistemas Tipo R | Porcentaje |
|---|--|------------|
| no sufrieron daños ó sufrieron algunas fisuras o grietas menores | 6 | 40% |
| sufrieron grietas en paredes, tabiquería o dinteles de puertas | 3 | 20% |
| sufrieron separación de paredes de la estructura metálica o cubierta afectada en tramos | 5 | 33% |
| sufrieron de paredes desplomadas y techo parcialmente caído | 1 | 7% |



Figura 4.13.53 Volcamiento de pared durante el Sismo de Cariaco de 1997.

4.13.6 Modelos de análisis considerados en este trabajo

Para realizar evaluaciones representativas de modelos de escuelas Tipo R se decidió Estudiar los siguientes tipos de estructura:

- Escuela Tipo R Tradicional
- Escuela Tipo R Tradicional Reforzada

No se evaluarán las escuelas tipo R Modificada por tener una estructura similar a la tradicional y en todo caso son menos críticas por la presencia de muros robustos de mampostería en sus pórticos extremos. Adicionalmente estas escuelas son menos comunes.

No se evaluarán las escuelas tipo R con columnas de concreto por ser una tipología poco utilizada.

Para estas tipologías se elaboraron modelos con y sin mampostería. En las Figuras 4.13.54 y 4.13.55 se pueden ver los modelos estudiados. Para que los modelos sean más representativos las dimensiones de estos son las especificadas en el Manual de FEDE.

La mampostería se modela con bielas equivalentes con parámetros correspondientes a ensayos nacionales para bloques de arcilla de 10 cm de espesor, por ser la opción más desfavorable.

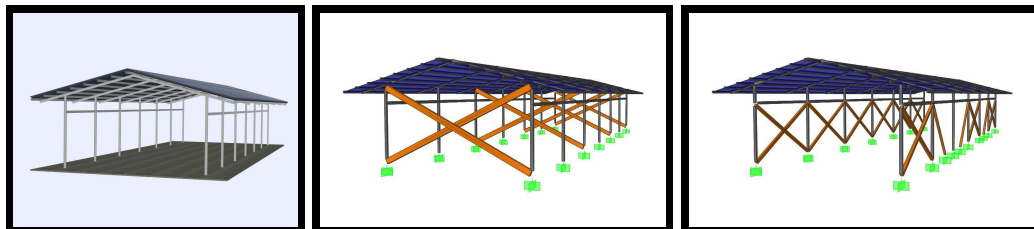


Figura 4.13.54. Modelos Escuela tipo R Tradicional

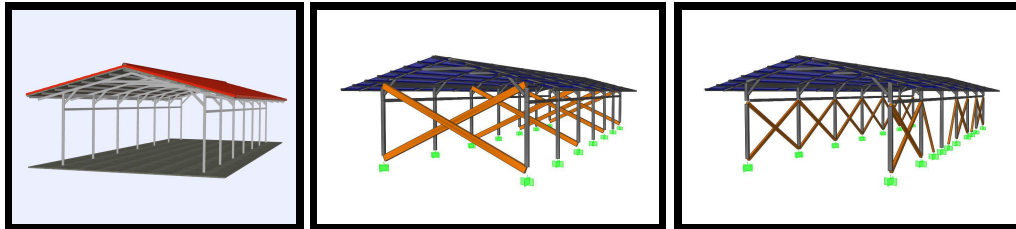


Figura 4.13.55 Modelos Escuela tipo R Tradicional Reforzada

4.13.7 Características de los modelos y del análisis

Los análisis se realizaron con el programa SAP2000, y bajo el marco de las normas Venezolanas vigentes. Para la mampostería se realizaron análisis no lineal pushover y se aplicó la metodología recomendada por FEMA 440. Las características más importantes de los modelos y del análisis son las siguientes:

- Tipo de cubierta para las escuelas tradicionales: asbesto cemento
- Tipo de cubierta para las escuelas reforzadas: láminas de fibrocemento y tejas
- Número de módulos de la estructura: tres (R-3) correspondiente a seis vanos y siete ejes
- Tipo de conexión para las vigas de amarre (dirección larga): articuladas
- Vigas de carga (cartelas en dirección corta): parcialmente restringidas
- Calidad del acero: $f_y = 2.500 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_u = 3.500 \text{ kgf/cm}^2$
- Estructura: Grupo A
- Tipo de diafragma en todos los casos: rígidos
- Tipo de suelo: S2
- Zonas sísmicas: 3 a la 7

4.13.8 Resultados de los análisis

a) Escuelas Tipo R existentes

Se refiere a edificaciones existentes para agrupar a los análisis realizados a Escuelas Tipo R que se pueden encontrar en el país. Es decir las escuelas Tipo R originales, con techo liviano (llamada Tradicional) y la modificación (llamada también Reforzada), realizada en algunas escuelas con el fin de mejorar el confort porque se sustituye el techo. El refuerzo realizado en esta modificación trabaja principalmente en la dirección corta de la estructura. En la Tabla No. 4.13.2 se presentan los períodos de los modelos analizados.

Tabla No. 4.13.2 Períodos de los modelos existentes analizados (en segundos)

| Modelo | T (1er modo) | T (2do modo) | T (3er modo) |
|------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|
| Tradicional sin mampostería | 2.29 (en X) | 0.34 (Rotación) | 0.32 (en Y) |
| Reforzada sin mampostería | 2.63 (en X) | 0.34 (Rotación) | 0.32 (en Y) |
| Tradicional con mampostería* | 0.26 (en X) | 0.06 (en Y) | 0.05 (Rotación) |
| Reforzada con mampostería* | 0.36 (en X) | 0.11 (en Y) | 0.10 (Rotación) |

* Estos modelos son apropiados para los análisis de pushover pero no para el análisis modal por lo que los períodos reales de estos modelos deben ser mayores a los aquí reportados

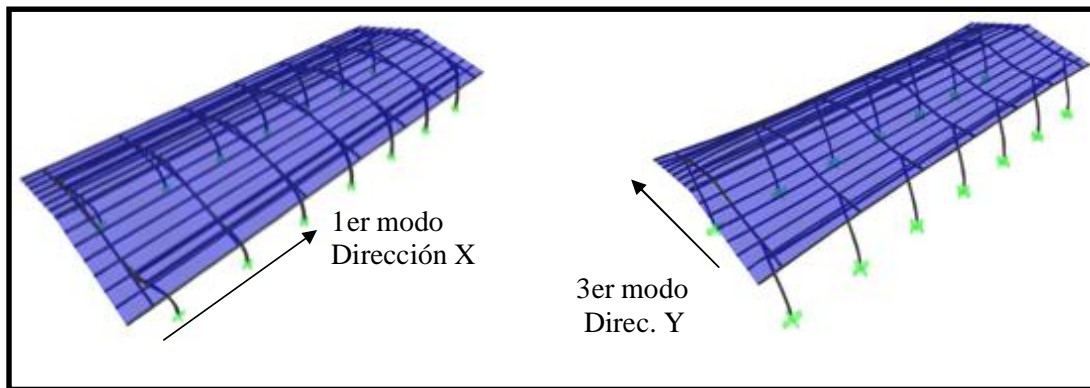
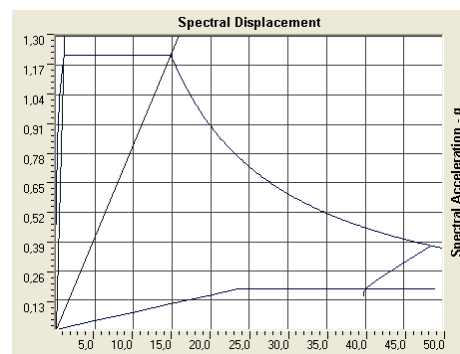
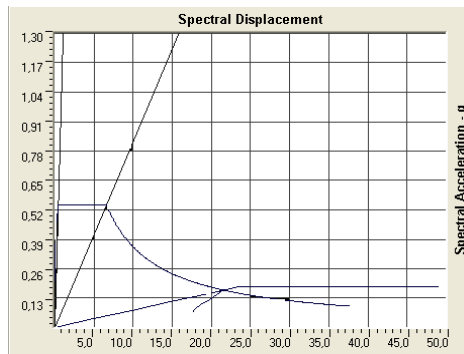


Figura 4.13.55 Primero y tercer modo de los modelos sin mampostería

De estos resultados se puede observar que los modelos sin mampostería son muy flexibles y que en todos los casos la dirección en X es la más flexible de todas. En esto contribuye la orientación de las columnas de acero. El modelo reforzado hace más flexible esta dirección. Esta característica identificada en estas estructuras explica el volcamiento de la mampostería durante eventos sísmicos pasados.

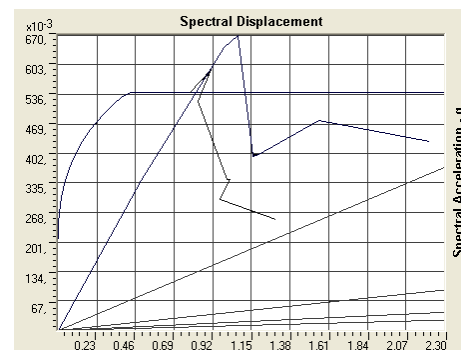
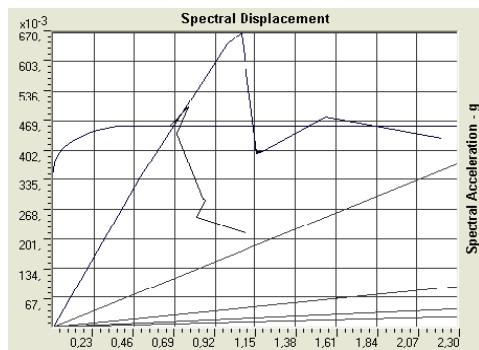
Los análisis realizados en dirección Y de la escuelas Tipo R existentes indican que esta dirección es segura, por lo que en los resultados que se presentan a continuación se enfatiza en la dirección débil (dirección larga de la estructura). En las Figuras No. 4.13.56 y 4.13.57 se presentan los resultados del análisis pushover y de linealización equivalente según la metodología propuesta por Fema 440.

Aparentemente los resultados para los modelos tradicionales son satisfactorios, sin embargo la desplazabilidad obtenida es inaceptable. En cuanto al modelo con mampostería, si bien la capacidad a cortante es sustancial y el control de la deriva es satisfactorio, no fue posible realizar el análisis para la zona sísmica 7. No hay duda de que una contribución estable de la mampostería podría mantener salvar a la estructura, sin embargo, un sismo de larga duración en el que la mampostería se desvincule pondría en peligro a la estructura.



| | | |
|---------------|------|------|
| Cortante (kg) | 890 | 970 |
| Tsec (seg) | 2.29 | 2.99 |
| Ductilidad | 1.00 | 1.70 |

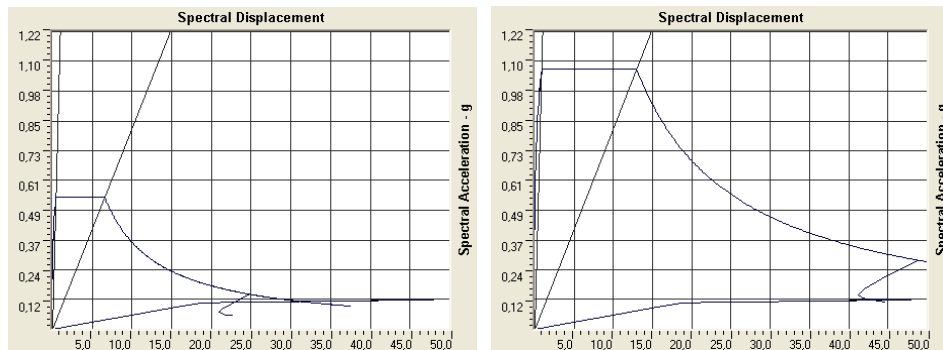
Figura 4.13.56 FEMA 440 Modelo Tradicional para zona 3 y 7 respectivamente



| | | |
|---------------|------|------|
| Cortante (kg) | 2973 | 2344 |
| Tsec (seg) | 0.25 | 0.43 |
| Ductilidad | 1.79 | 2.65 |

Figura 4.13.57 FEMA 440 Modelo Tradicional con mampostería para zonas 3 y 5

En cuanto al modelo reforzado, ver Figura 4.13.58, si bien el cortante se incrementa, la estructura sigue siendo muy flexible y solo fue posible evaluarla hasta la zona sísmica 6. Al igual que el caso tradicional sin mampostería aunque las ductilidades desarrolladas no son muy elevadas, los niveles de desplazamientos son inaceptables.



| | | |
|---------------|------|------|
| Cortante (kg) | 2670 | 2890 |
| Tsec (seg) | 2.90 | 3.8 |
| Ductilidad | 1.22 | 2.30 |

Figura 4.13.58 FEMA 440 Modelo Reforzado sin mampostería para zonas 3 y 6

b) Propuesta de refuerzo para Escuelas Tipo R

Luego de evaluar varias opciones se llegó a un sistema de refuerzo que aporta rigidez y mayor capacidad resistente a la estructura. En la Figura 4.13.59 se presenta esta propuesta, que consiste de un refuerzo en diagonal con IPN 100 en los vanos extremos de la dirección larga aprovechando que en estos no se tiene la presencia de puertas. Adicionalmente se propone un refuerzo IPN 80 en diagonal en los vanos dos vanos siguientes para rigidizar el espacio entre las vigas de amarre y las de techo.

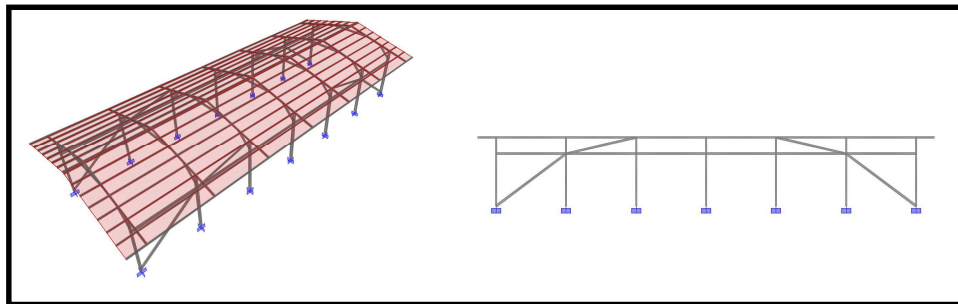
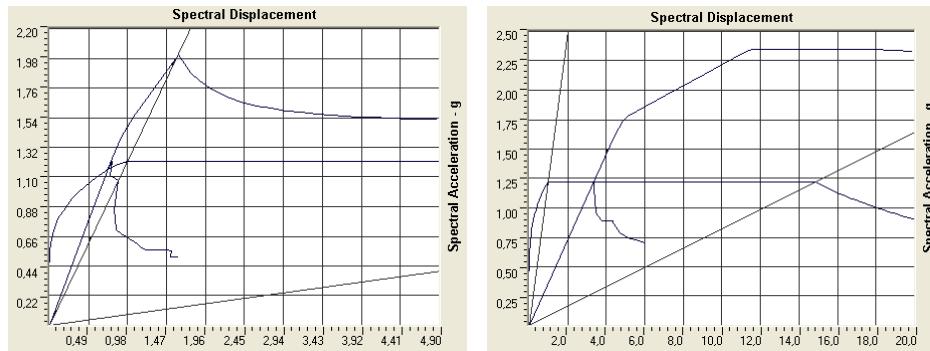


Figura 4.13.59 Propuesta de refuerzo para el Tipo R Tradicional

La propuesta de refuerzo se probó para reforzar tanto a la estructura Tipo R Tradicional como a la estructura llamada Tipo R Reforzada. El modelo de la estructura Tipo R Tradicional se consideró tanto para el techo ligero como un techo de mayor peso, considerando que en caso de aplicarse este Propuesta de refuerzo se puede aprovechar de mejorar la cubierta. En la Tabla No. 4.13.3 se presentan los períodos para estos modelos.

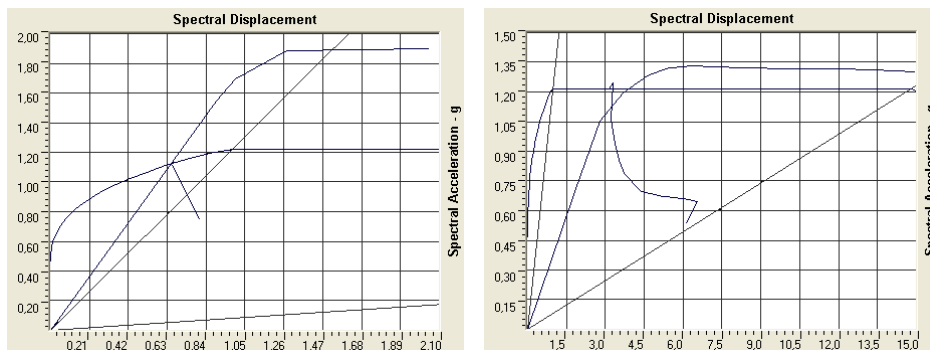
Tabla No. 4.13.3 Períodos de los modelos existentes analizados (en segundos)

| Modelo | T (1er modo) | T (2do modo) | T (3er modo) |
|-------------------------------------|--------------|-----------------|--------------|
| Tradicional + Propuesta de refuerzo | 0.50 (en Y) | 0.27 (Rotación) | 0.14 (en Y) |
| Reforzada + Propuesta de refuerzo | 0.32 (en Y) | 0.19 (Rotación) | 0.11 (en Y) |



| | | |
|---------------|-------|------|
| Cortante (kg) | 25574 | 6803 |
| Tsec (seg) | 0.16 | 0.33 |
| Ductilidad | 1.49 | 1.00 |

Figura 4.13.60 Sin mampostería, Zona 7, ANLX de Propuesta + Tradicional Techo mejorado (izquierda), ANLY de Propuesta + Tradicional Techo liviano (derecha)



| | | |
|---------------|-------|-------|
| Cortante (kg) | 26310 | 26791 |
| Tsec (seg) | 0.153 | 0.34 |
| Ductilidad | 1.00 | 1.47 |

Figura 4.13.61 Reforzado + Propuesta sin mampostería Zona 7, ANLX(izq) – ANLY(der)

4.13.9.- Conclusiones

De las inspecciones y la recopilación de información se puede concluir que existe una gran diversidad de escuelas Tipo R, Además de los tipos iniciales, se presentan variantes en los modificaciones que se hacen con fines de confort o de reforzamiento estructural, incorporación de apéndices, o utilización de materiales según la disponibilidad en la zona del país en que se construyen.

En este trabajo se realizó una evaluación estructural para las acciones sísmicas de las normas venezolanas para las edificaciones Tipo R Tradicionales y Reforzadas. Para estos casos con sus distintas variantes de techo, refuerzo o no en la dirección corta uso o no de perfiles de 100 o 140 cm en las columnas, los análisis permiten concluir lo siguiente:

- a) Todos estos tipos de edificaciones escolares son vulnerables para las acciones sísmicas de las normas venezolanas.
- b) La presencia de la mampostería incrementa la capacidad portante de la estructura pero si no se garantiza la estabilidad y conectividad de estos elementos la estructura no resistirá las acciones sísmicas correspondientes a las zonas de mayor amenaza del país.
- c) Se presenta una propuesta de reforzamiento que puede ser aplicada a las distintas variantes presentes en el país, incluyendo el caso de las estructuras Tipo R Tradicional con mejoramiento del techo y sin refuerzo. Esta propuesta incrementa la capacidad portante en la dirección débil de la estructura y permite que esta se comporte elásticamente o en algunos casos con ductilidades menores a 1.5

4.13.10.- Recomendaciones

Es conveniente vincular la mampostería a la estructura para incrementar la capacidad resistente de la estructura y evitar el volcamiento o desprendimiento de esta mampostería.

Si bien hay una diversidad de edificaciones escolares tipo R, es posible plantear un proyecto de refuerzo que pueda adaptarse a la mayoría de ellas. Es conveniente desarrollar una ingeniería de detalles que pueda ser aplicada a un grupo de escuelas Tipo R que cumplan con ciertas condiciones.

4.13.11.- Referencias

- Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas, Gerencia de Proyectos. (s. f.). *Manual para rescate y mejoramiento de las edificaciones escolares tipo R*. Caracas. Ministerio de Educación, Cultura y Deportes.
- Alonso, G. y Figuera, F. (1997). *Evaluación Estructural de Centros Educativos Dañados durante el Terremoto de Cariaco del 09 de julio de 1997, Estado Sucre*. Caracas.
- Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas - FEDE. Ministerio de Educación Cultura y Deporte. (2001). *Planteles Construidos con Sistema "R"*. Editorial: s.r. (s.f). 15p.
- Computers and Structures, Inc. (1995) SAP2000. *Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures. Advanced 9.0.3. Structural Analysis Program*. Berkeley, CA.
- Norma COVENIN-MINDUR 1756-2001:A. *Edificaciones sismorresistentes. Articulado y comentarios*.

4.14.- Evaluación Sismorresistente de la U. E. Dr. Lisandro Lecuna

4.14.1.- Participantes

En esta actividad participaron las siguientes personas:

Prof. Gabriela Prado, UC
Prof. Adalgiza Pombo, UC
Prof. Oscar A. López, IMME UCV
Br. Laura Marquez, UC
Br. Harcyo Rodríguez, UC
Ing. Cesar Peñuela, IMME UCV
Tec. Andrés Paredes, IMME UCV
Tec. Elione Barrios, IMME UCV
Conductor Igor Medina, IMME UCV

4.14.2.- Resumen

Esta investigación evaluó el riesgo sísmico en la U. E. Dr. Lisandro Lecuna localizada en la ciudad de Valencia, Municipio Naguanagua, con la finalidad de proponer recomendaciones generales para reducirlo hasta niveles aceptables por las normas vigentes. Se comprobó que esta edificación escolar pertenece al denominado Tipo Antiguo II que fue construido en todo el país en la década de 1950 y 1960, muy probablemente bajo los lineamientos de las Normas MOP de 1947 o la de 1955, cuyos requerimientos sismorresistentes han sido considerablemente modificados, ampliados y elevados en las normas modernas. Debido a la ausencia de planos de la edificación, se hicieron levantamientos geométricos y exploraciones con un detector de metales a fin de determinar las características y propiedades de los elementos estructurales y no estructurales, a partir de los cuales se desarrollaron planos y animaciones digitales en 3D. La evaluación sísmica fue efectuada con base a las normas vigentes COVENIN 1756 y 1753, adoptando un factor de Reducción de 2 en vista de la limitada capacidad de disipación de energía de esas estructuras. El período fundamental es de 1,26 s al considerar la estructura con inercia gruesa, se eleva hasta 1,62 s al considerar las secciones agrietadas y se reduce hasta 0,35 s al incluir la rigidez de las paredes. La acción sísmica da lugar a derivas de entrepiso que exceden hasta seis veces los límites establecidos en la Norma. Por otro lado, la demanda de fuerza cortante en ambas direcciones horizontales excede varias veces la capacidad resistente de las columnas. Se recomienda reforzar la estructura para satisfacer los requerimientos contenidos en las normas vigentes.

4.14.3.- Descripción de la Edificación

La Unidad Educativa “Dr. Lisandro Lecuna” fue construida en la década de 1960 según información suministrada por empleados de la época que aún laboran en el plantel; no existen documentos probatorios que hagan referencia al año en que fue construida. La edificación escolar se encuentra ubicada en la ciudad de Valencia, estado Carabobo, en el municipio Naguanagua. Conformada por dos niveles, planta baja y planta alta, tiene dos áreas bien definidas como son el Módulo Principal y un anexo. El Módulo Principal posee siete aulas de clase en la planta baja y nueve aulas de clase en planta alta, con una capacidad

aproximada de 30 alumnos por aula, permitiendo acoger a un total de 480 alumnos por turno.

En la actualidad la escuela funciona con dos turnos, matutino y vespertino, ambos con la misma capacidad de alumnos. Adicionalmente, ésta se encuentra dotada de un salón de música y un salón de computación. No fue posible localizar planos estructurales ni arquitectónicos, ni expedientes técnicos con información de las propiedades y características estructurales de los edificios, necesarias para realizar un estudio detallado; por lo tanto, fue preciso realizar mediciones en sitio, plasmando en paralelo una memoria fotográfica para así lograr levantar los planos arquitectónicos. Adicionalmente se utilizó la información y resultados arrojados del estudio con un detector de metales.



Figura 4.14.1.- Fotografías del Módulo Principal de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna, Tipo Antiguo II, Fachada Este (foto izquierda) y Fachada Sur (foto derecha).

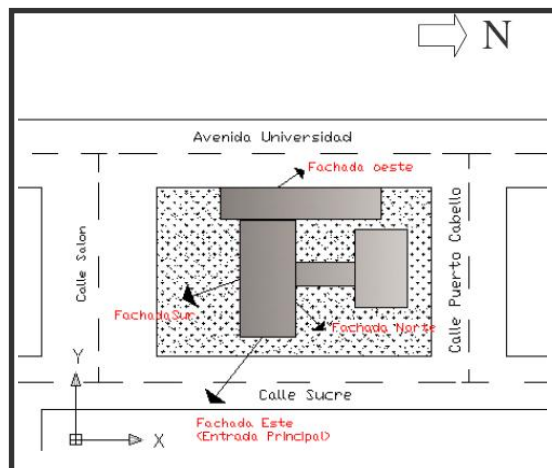


Figura 4.14.2.- Croquis de Ubicación de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

Algunas características que definen a la edificación como Tipo Antiguo II son la arquitectura de su fachada, la presencia de parasoles en sus laterales, las dimensiones de sus columnas y vigas, entre otras, las cuales se pueden observar en la Figura 4.14.1. Con la

información recabada y las mediciones realizadas, se realizaron los planos correspondientes a arquitectura en planta baja, planta alta y fachadas, y los envigados de las losas de entrepiso y techo, así como imágenes 3D y animaciones digitales. La fachada principal de la edificación se encuentra orientada hacia el este, ver Figura 4.14.2, con la entrada en el pasillo central que da acceso a la escuela, con un ancho de 4,21 m medidos de cara a cara de las columnas correspondientes, y con rejas que colman completamente el pórtico. Hacia el norte se encuentra el comedor de la escuela. En nivel planta baja de la fachada oeste, se localiza un anexo que funciona la mayoría de las veces como depósito de pupitres dañados, pero originalmente estaba acondicionado para funcionar como escenario para eventos y actividades especiales. Para efectos de este estudio sólo se considera el análisis del módulo principal de la edificación, obviando el depósito, el comedor y todas las demás edificaciones existentes en las adyacencias del módulo principal, dado que éste es el módulo más desfavorable por ser el más antiguo y el más peligroso al momento de ocurrir un sismo ya que contiene todas las aulas de la institución.

El módulo principal está caracterizado por tener dos niveles, identificados como planta baja y planta alta en el que se ubican además de aulas de clases, otros espacios tales como oficinas, cubículos de profesores y baños. La planta baja tiene una altura constante de 3,35 m medidos desde la losa piso hasta la losa de entrepiso, mientras que la altura de la planta alta es variable, debido a que el nivel techo posee inclinaciones en los espacios correspondientes a los salones (Figura 4.14.1); sin embargo, el pasillo central de la planta alta también posee una altura constante igual a 3,3 metros medidos desde la parte superior de la losa entrepiso hasta la losa de techo. La fachada posterior de este nivel (nivel uno), está caracterizada por poseer bloques de ventilación que ocupan completamente el espacio del vano correspondiente. Sobre el nivel techo, se encuentran dos tanques para almacenamiento de agua, de los que se presume están elaborados con paredes de concreto de 10 cm. de espesor. Estos tanques poseen un área de 19,05 m² y una altura de 0,98 m, separados a una distancia de 3,23 m de cara a cara de las paredes. En todas las aulas de clase (aulas en planta baja y aulas en el nivel uno), se encuentran ventanas en las fachadas norte y sur, colocadas cara a cara de las columnas, con dimensiones de 3,28 m de ancho y 1,89 m de alto; mientras que en las paredes de los pasillos, dichas aulas poseen ventanas superiores, pero esta vez separadas de las columnas por aproximadamente 13 cm y con unas dimensiones de 2,95 m de ancho y 0,57 m de alto. A su vez, en el pasillo principal se encuentran columnas falsas, que así se definieron gracias a que en el nivel techo se puede apreciar que ellas poseen una tubería con un diámetro $\phi=4''$ que se presume son para drenaje, aunque en la actualidad no cumplen dicha función.

El acceso para el nivel planta alta, se realiza a través de una escalera de concreto armado de 15 cm de espesor, orientada hacia el norte justo después de la entrada principal que brinda el acceso a la edificación. La escalera posee un descanso de 2,64 m de ancho y una longitud de 3,28 m, con ausencia de viga auxiliar. La huella que la caracteriza es de 30 cm y una contrahuella de 17 cm. En la fachada norte se encuentran un total de 11 parasoles (Figuras 4.14.1 y 4.14.6), desde el eje B hasta el eje L y en la fachada sur 11 parasoles, pero esta vez desde el eje A hasta el eje K. Las dimensiones de los parasoles son las siguientes: la base inferior es de 106 cm, la base superior es de 55 cm, y la altura es de 3 m. Dichos parasoles se presume sean de bloques de arcilla de 10 cm de espesor. El piso en todos los espacios, es de granito, suponiéndose de 5 cm de espesor. Las puertas de las aulas son metálicas y las puertas

de la mayoría de las oficinas y cubículos son de madera. Se presume que entre los ejes D4-E4 y D6-E6, se encontraba anteriormente un pasillo que permitía el acceso hacia el comedor desde el pasillo del modulo principal. Este acceso fue eliminado y dio lugar al actual salón de música.

En cuanto a los elementos estructurales (Figura 4.14.5), está conformado por doce (12) pórticos transversales, separados a una distancia de 3,53 m, designados desde el eje A hasta el L y cuatro pórticos longitudinales, separados a una distancia de 6,55 m entre los ejes 1-3 y 4-6 y 4,46 m entre los ejes 3-4. Las columnas que conforman dicho módulo son 48, con secciones de 0,25 m x 0,25 m, con continuidad en todos los ejes verticales. Sin embargo se destaca la presencia en los ejes B3, B4, D3, D4, F3, F4, H3, H4, J3, J4 de columnas falsas de sección 0,42 m x 0,25 m, construidas con un mortero pobre y cuya función es embutir a la tubería de drenaje. Las vigas longitudinales poseen una sección de 0,25 m x 0,55 m, ubicadas en los ejes 1, 3, 4, y 6, horizontales en el entrepiso e inclinadas en el techo (inclinación = 10°). Además, la estructura posee vigas de corona en dichos ejes, con una sección de 0,25 m x 0,25 m, ubicadas encima de cada uno de los ventanales situados en las fachadas norte y sur. Las vigas transversales tienen una sección de 0,25 m x 0,55 m, ubicadas en los ejes A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K y L, horizontales en el entrepiso entre los ejes 1-3 y 4-6 e inclinadas en el techo (inclinación=10°). Se verificó con el uso del detector de metales que en el pasillo central hay ausencia de vigas en la dirección corta, específicamente entre los ejes B3-B4 hasta el K3-K4. En cuanto a las losas, éstas son nervadas, armadas en una dirección y poseen un espesor de 20 cm. En el área correspondiente a los salones de clase la losa se encuentra armada en la dirección longitudinal; en el área que corresponde al pasillo central, ésta se encuentra armada en la dirección transversal. El área de la losa entrepiso es aproximadamente de 818,38 m², mientras que para la losa de techo el área es aproximadamente de 811,07 m². La tabiquería corresponde en su mayoría a ladrillos macizos de 25 cm de espesor, incluyendo el friso. En otras paredes que dividen espacios, que en general han sido producto de modificaciones en la arquitectura original, se usaron bloques de arcilla de 10 cm de espesor. El friso se estima aproximadamente de 2,5 cm de espesor.

Del estudio realizado con el detector de metales se pueden establecer las siguientes conclusiones de importancia para el desempeño sismorresistente de estas edificaciones: 1) No existe zona de confinamiento en la cercanía de nodos de vigas y columnas; se puede observar que la separación entre el acero transversal es siempre la misma e igual a 25 cm; 2) No existe acero transversal en los nodos de la estructura; 3) No hay vigas en el pasillo central de la edificación, en los ejes A hasta L, ni en el entrepiso ni en el techo; 4) Hay columnas intermedias embutidas en las paredes que separan las aulas de clases, éstas son las columnas B5, C2, E2, E5, G5, I2, K2, y K5; 5) Se verificó la presencia de vigas de corona en los ejes 1 y 2 correspondientes a la dirección larga de la estructura; 6) Todos los elementos explorados con el detector de metales cumplen con los detalles contenidos en los planos hallados en la Biblioteca Nacional, por lo tanto los diámetros de las barras de acero utilizados para modelar la estructura se supondrán iguales a los valores que aparecen en dichos planos.

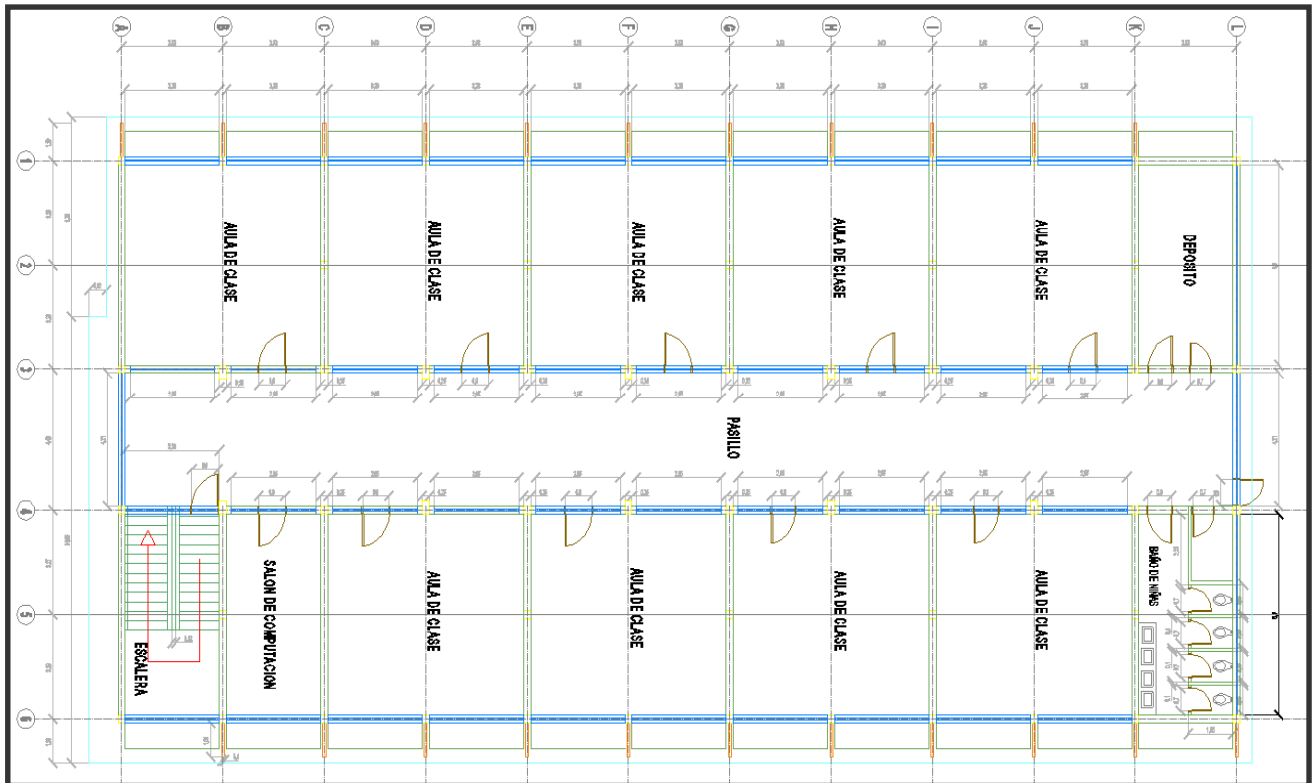


Figura 4.14.3.- Plano de Arquitectura de la Planta Baja de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

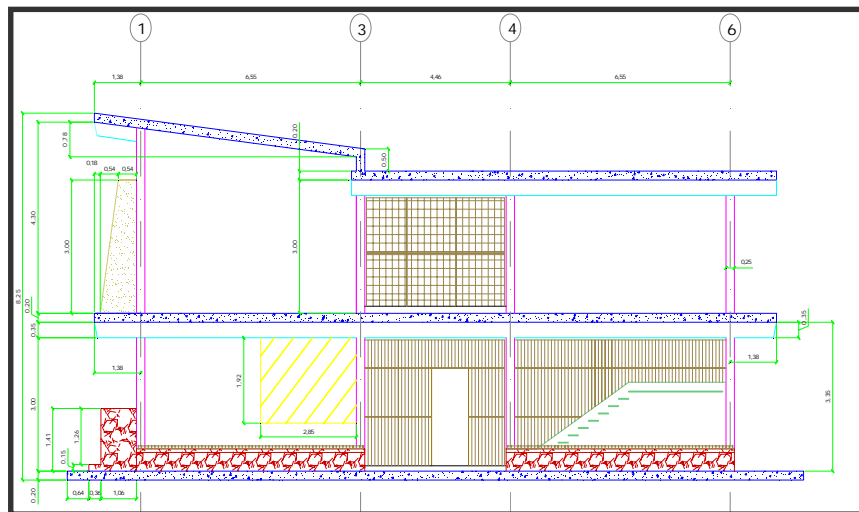


Figura 4.14.4.- Fachada Este de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna

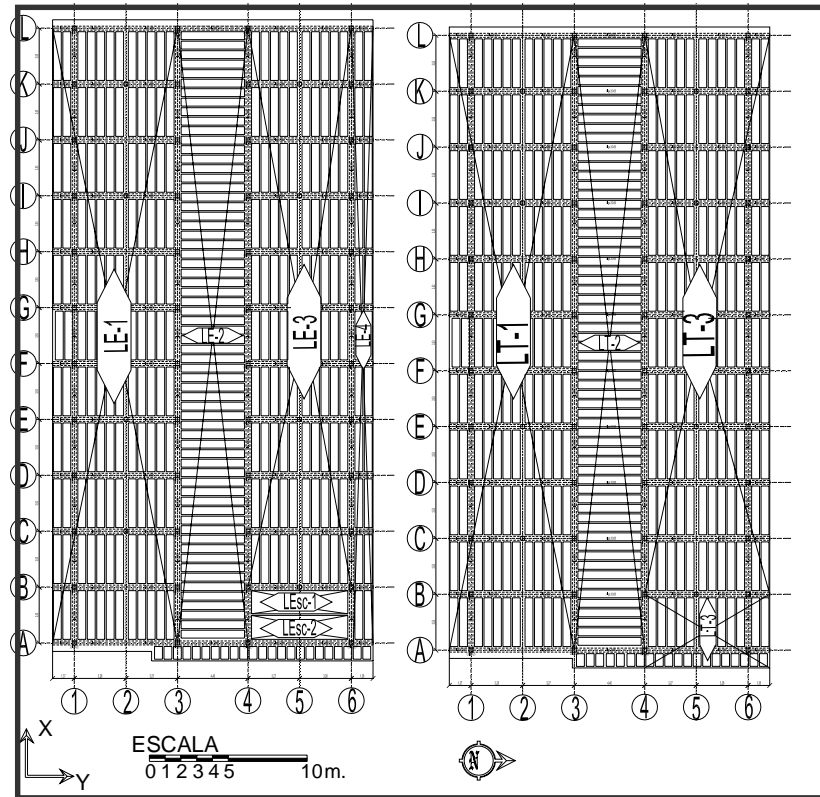


Figura 4.14.5.- Planos del envigado de las plantas de entrepiso y alta de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

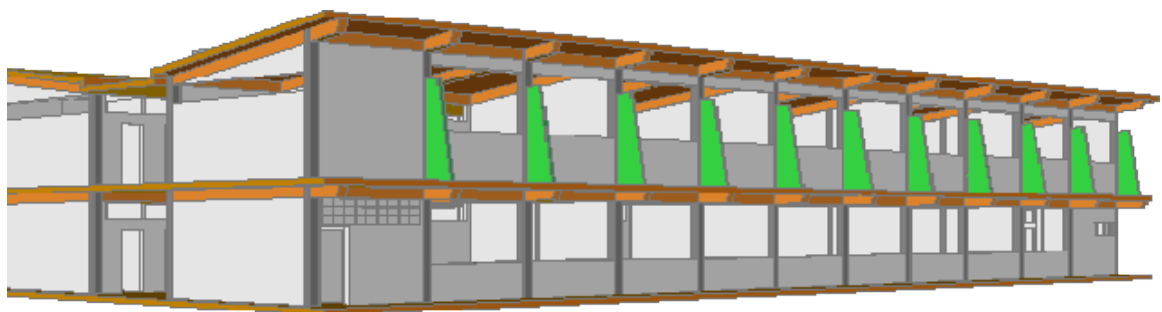


Figura 4.14.6.- Modelo 3D; Fachada Sur de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna.

4.14.4.- Comparación con otras Edificaciones

Una vez realizadas las mediciones correspondientes de la edificación, se efectuó un estudio comparativo con otras escuelas de la misma tipología que están ubicadas en Venezuela, tales como la U. E. Eustoquia Soledad Luiggi, ubicada en Macarapana, Carúpano, Estado Sucre y la Escuela Bolivariana Ambrosio Plaza, ubicada en Guarenas, Estado Miranda. También se comparó con la información contenida en los planos de una edificación escolar Tipo “Valle” de fecha 20-02-1959, localizados en la Biblioteca Nacional en Caracas. En general se encontró una muy buena similitud entre todas ellas, en cuanto a su geometría, en la existencia de parasoles en sus fachadas laterales, en la presencia de los tanques en el techo de la edificación y en las dimensiones de los elementos estructurales; una pequeña diferencia encontrada en las dimensiones se refiere a que las vigas transversales y longitudinales de la E.B. Ambrosio Plaza son de 25 cm x 60 cm, mientras que las de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna son de 25 cm x 55 cm. Además, en las mediciones hechas con el detector de metales se logró verificar que el número de barras de acero existente en los elementos estructurales, vigas y columnas, de la U. E. Dr. Lisandro Lecuna es el mismo que el encontrado en la Escuela Bolivariana Ambrosio Plaza y en los planos de la edificación escolar Tipo Valle encontrados en la Biblioteca Nacional. Del análisis con el detector de metales se logró corroborar la existencia de columnas en los ejes 2 y 5, embutidas dentro de las paredes, que hasta ahora no habían sido reportadas en estudios previos de escuelas pertenecientes a esta tipología Antiguo II [Abou y Lee, 2005] y que se convierte en una importante diferencia con los modelos antes analizados.

4.14.5.- Modelos Matemáticos

Las propiedades de los materiales se estimaron con base a una recopilación de información correspondiente a edificaciones escolares en Venezuela de similar antigüedad. El concreto utilizado para la construcción de los elementos estructurales se supuso con una resistencia promedio a compresión de 163 Kg/cm², en vigas, columnas y losas [Del Re, 2006]. El acero utilizado para el armado longitudinal de los elementos estructurales se estima con un límite elástico $f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ y para el armado transversal $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$. Con base a las exploraciones efectuadas y a la información encontrada de un edificio del mismo tipo en los planos de la Biblioteca Nacional, se adoptó un acero longitudinal de 4 cabillas por columna de tres diámetros distintos: 1/2”, 5/8” y 3/4”. El acero transversal presente en columnas (ligaduras) y en vigas (estribos) tiene un diámetro de 1/4” según los planos de la Biblioteca Nacional. Todas las barras de refuerzo transversal, en vigas y en columnas, están separadas 25 cm de eje a eje en toda la longitud de los elementos, valores obtenidos de las mediciones hechas en sitio con el detector de metales. Se consideró un módulo de elasticidad de la mampostería de bloques de arcilla de 20.000 Kg/cm² y un módulo de elasticidad de la mampostería de ladrillo de 80.000 Kg/cm² [Fundación ICA, 1999].

Con la información recabada se elaboraron modelos detallados de la estructura, incluyendo las paredes de mampostería que están enmarcadas por los pórticos. Las cargas variables nominales se toman de la Norma [COVENIN, 1998], a saber 400 kgf/m² en aulas y 300 kgf/m² en pasillos. En la Tabla 4.14.1 se resumen los pesos del edificio, discriminando la contribución de losas, paredes, escalera, parasoles, estructura y cargas variables. Se

consideraron los tres tipos de tabiquería presentes en la edificación escolar, con ladrillos macizos, bloques de arcilla y bloques ornamentales de concreto para ventilación. Como cargas variables efectivas durante un sismo se considera el 50% de la carga variable de servicio correspondiente a edificaciones educacionales, de acuerdo con la Norma COVENIN 1756 vigente [COVENIN, 2001]. Para efectos del análisis se cargó la estructura distribuyendo los pesos propios de losas, paredes, parasoles y la carga variable sobre las vigas correspondientes, incluyendo el peso propio de los elementos estructurales (vigas y columnas). El peso de los estanques fue asignado a las columnas que lo soportan directamente. El peso total del edificio es de 1895.88 toneladas. Se realizaron cuatro modelos de la edificación en los que se variaron algunas propiedades y componentes a fin de evaluar su influencia en las propiedades dinámicas de la estructura. En el Modelo 1 se incluyeron únicamente los elementos estructurales de la edificación con su correspondiente inercia gruesa, es decir con las áreas de las secciones completas. En el Modelo 2 se consideraron las secciones agrietadas de los elementos estructurales, reduciéndose en consecuencia la inercia: Para las vigas se utilizó el 40 por ciento y en el caso de las columnas el 60 por ciento de la inercia original. En el Modelo 3 se consideran los elementos estructurales con la correspondiente inercia gruesa y la rigidez aportadas por las paredes, y en el Modelo 4 se consideran los elementos estructurales con inercia reducida y la rigidez aportadas por las paredes. La rigidez de las paredes se incluye mediante bielas diagonales que trabajan a compresión y están articuladas en sus extremos, con el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared [Paulay y Priestley, 1992]. En todos los modelos se consideran tres grados de libertad dinámicos (GDL) en cada nivel, por lo que el edificio tiene un total de 6 GDL en cada caso.

Tabla 4.14.1.- Pesos del Módulo Principal, en toneladas.

| Losa Nivel 2 | Losa Nivel 1 | Estructura | Paredes | Parasoles | Escalera | Carga Variable | Total |
|---------------------|---------------------|-------------------|----------------|------------------|-----------------|-----------------------|--------------|
| 254,7 | 322,1 | 360,6 | 800,0 | 9,1 | 19,7 | 129,8 | 1896,0 |

4.14.6.- Respuesta ante movimientos sísmicos

La evaluación sismorresistente se efectúa bajo el marco de la Norma Covenin 1756. El espectro utilizado para el análisis sísmico posee un Coeficiente de Aceleración Horizontal (Ao) igual a 0,30 correspondiente a una zona sísmica 5 o de peligro sísmico elevado, debido a la ubicación de la edificación en el municipio Naguanagua del Estado Carabobo. El Factor de Importancia (α) usado fue de 1,30 por ser edificación educacional (Grupo A). Con base a perfiles estratigráficos obtenidos en zonas aledañas, se adoptó un perfil de suelo S3 y un factor $\varphi=0,90$. Para la selección del Factor de Reducción de Respuesta (R) se considera que la capacidad global del sistema para disipar energía es baja. Tomando en cuenta la antigüedad de la construcción (década de 1950) se adoptó un valor de R igual a 2, el cual se puede asociar a una ductilidad admisible del edificio del mismo orden.

Se determinó la respuesta sísmica mediante el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel descrito en la Norma [COVENIN, 2001]. Los cálculos se realizaron con ayuda del programa SAP2000 [CSI, 2004]. En la Tabla 4.14.2 se presentan los períodos de los modos de vibración de cada modelo del edificio. Para el Modelo 1 se obtuvo un período fundamental de 1,26 s, correspondiente a la traslación en la dirección larga (X) del

edificio, valor similar al encontrado para el segundo modo (1,25 s) correspondiente a la traslación en la dirección corta (Y). En el Modelo 2 que incorpora las secciones agrietadas, los períodos de los dos primeros modos se elevan hasta 1,65 s y 1,64 s. Al incorporar la rigidez de las paredes (Modelos 3 y 4) los períodos se reducen considerablemente en comparación con los modelos 1 y 2.

Tabla 4.14.2.- Períodos (segundos) de los seis modos de vibración de los modelos 1 al 4.

| MODELO | MODOS | | | | | |
|--------|-------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 1,26 | 1,25 | 0,87 | 0,55 | 0,49 | 0,48 |
| 2 | 1,65 | 1,64 | 1,14 | 0,72 | 0,64 | 0,58 |
| 3 | 0,30 | 0,25 | 0,21 | 0,19 | 0,17 | 0,17 |
| 4 | 0,36 | 0,31 | 0,23 | 0,23 | 0,22 | 0,22 |

Se determinaron las derivas máximas de cada entrepiso en cada dirección horizontal del edificio (Tabla 4.14.3). Controlar la deriva en una edificación durante la acción de un sismo es una tarea prioritaria, básicamente porque: garantiza la estabilidad estructural; minimiza el daño potencial de los componentes no-estructurales y previene la pérdida de vidas. En todos los modelos es en la junta A-1 en donde se obtiene la máxima deriva. En los Modelos 1 y 2 las derivas obtenidas exceden hasta seis veces los requerimientos de la Norma Venezolana [COVENIN, 2001] que establece un valor límite de 12 por mil para edificaciones del grupo A1 con esta disposición de elementos no-estructurales. Sin embargo, debe tenerse presente que para edificaciones antiguas con poca ductilidad, los valores límites de deriva asociados a un nivel similar de daño, son aproximadamente la mitad de los estipulados en la Norma Covenin 2001 para edificaciones dúctiles. En los modelos 3 y 4 que incluyen las paredes, la deriva se mantiene por debajo del valor exigido por la Norma Venezolana.

Tabla 4.14.3.- Derivas máximas (‰) en cada dirección (X, Y) del edificio.

| MODELO | DESCRIPCIÓN | Planta Baja | | Planta Alta | |
|--------|--|-------------|-----------|-------------|-----------|
| | | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 1 | Estructura con Inercia Gruesa | 50 | 52 | 12 | 35 |
| 2 | Estructura con Inercia reducida | 65 | 68 | 16 | 47 |
| 3 | Estructura con Inercia Gruesa + Rigidez de las paredes | 3 | 1 | 3 | 3 |
| 4 | Estructura con Inercia Reducida + Rigidez de las paredes | 3 | 1 | 4 | 3 |

Se determinó el cociente demanda/capacidad en términos del cortante en la base del edificio. La demanda de cortante en la base es obtenida directamente del análisis dinámico del edificio ante la acción sísmica descrita por el espectro comentado previamente. La capacidad o cortante resistente en la base fue estimada suponiendo un modo de falla global asociado a la falla simultánea de todas las columnas de la planta baja, para cada dirección (X, Y). La fuerza cortante resistente de cada columna es la menor entre las fuerzas cortantes asociadas a una

falla dúctil (por flexión) o a una falla frágil (por cortante). La presencia de columnas muy cortas, sobretodo en la dirección larga (X) del edificio, da lugar a un comportamiento frágil y a un ligero aumento en los cortantes resistentes de esas columnas. La fuerza cortante resistente en la base es la suma de las fuerzas cortantes que resisten sus columnas, ignorando la resistencia de las paredes.

Los valores de demanda, capacidad y cociente demanda/capacidad del cortante en la base se muestran en las Tablas 4.14.4 y 4.14.5 para las direcciones X e Y, respectivamente. En la dirección X se aprecian valores comprendidos entre 8,11 y 11,48, indicativos de que la capacidad de la estructura es notoriamente insuficiente para resistir las cargas sísmicas. En la dirección Y la demanda excede a la capacidad entre 5,71 y 6,55 veces, poniendo igualmente de manifiesto la elevada vulnerabilidad del edificio. Esta vulnerabilidad es incrementada por la presencia de las columnas muy cortas que potencian los modos de falla frágil.

Tabla 4.14.4.- Cociente Demanda/Capacidad para el cortante en la base, en la dirección Larga (X).

| | DEMANDA (Ton) | CAPACIDAD (Ton) | DEMANDA/CAPACIDAD |
|-----------------|----------------------|------------------------|--------------------------|
| Modelo 1 | 1070,99 | 93,30 | 11,48 |
| Modelo 2 | 813,13 | 100,29 | 8,11 |
| Modelo 3 | 1059,41 | 112,31 | 9,43 |
| Modelo 4 | 1025,59 | 112,39 | 9,13 |

Tabla 4.14.5.- Cociente Demanda/Capacidad para el cortante en la base, en la dirección Corta (Y).

| | DEMANDA (Ton) | CAPACIDAD (Ton) | DEMANDA/CAPACIDAD |
|-----------------|----------------------|------------------------|--------------------------|
| Modelo 3 | 1218,56 | 186,06 | 6,55 |
| Modelo 4 | 1063,19 | 186,26 | 5,71 |

4.14.7.- Conclusiones y recomendaciones

- a) Efectivamente se comprobó que la U.E. Dr. Lisandro Lecuna, construida hace aproximadamente 50 años, pertenece al tipo constructivo denominado Antiguo II. Del estudio comparativo realizado con otras edificaciones del mismo tipo, no se encontraron diferencias estructurales ni arquitectónicas significativas. El módulo principal de la U.E. Dr. Lisandro Lecuna es un edificio de dos niveles con una estructura a base de pórticos de concreto armado constituidos con columnas cuadradas de 25 cm de lado y vigas altas en ambas direcciones horizontales, a excepción del paño central que tiene vigas en una sola dirección. Todas las columnas están embutidas dentro de paredes de 25 cm de espesor hechas con ladrillos de arcilla. La presencia de aberturas en las paredes da lugar a que se generen columnas muy cortas, de unos 60 cm de longitud en la dirección larga del edificio en aproximadamente la mitad de sus columnas.
- b) De las exploraciones efectuadas con el detector de metales se pueden hacer las siguientes conclusiones, de importancia para el desempeño sismorresistente de estas edificaciones:
 - 1) No existe zona de confinamiento en la cercanía de nodos de vigas y columnas; se puede observar que la separación entre el acero transversal es siempre la misma e igual a 25 cm;
 - 2) No existe acero transversal en los nodos de la estructura;
 - 3) No hay vigas en la dirección

corta del pasillo central de la edificación, ni en el entrepiso ni en el techo; 4) Hay columnas intermedias embutidas en las paredes que separan las aulas de clases; 5) El número de barras longitudinales y transversales en los elementos explorados es el mismo que aparece en los detalles contenidos en los planos de la edificación escolar Tipo “Valle” encontrados en la Biblioteca Nacional.

- c) En los modelos matemáticos de la estructura sin paredes las derivas obtenidas exceden considerablemente, hasta seis veces, los requerimientos de la Norma Venezolana que establece un valor límite de 12 por mil para edificaciones del grupo A1 con esta disposición de elementos no estructurales. En los modelos que incluyen las paredes, la deriva se mantiene por debajo del valor exigido por la norma, demostrando el carácter potencialmente beneficioso de las paredes si se pudiese garantizar su integridad y estabilidad durante la respuesta sísmica.
- d) La demanda de fuerza cortante en la base excede entre 5, 7 y 11, 5 la capacidad para resistir fuerza cortante de la estructura, para los diferentes modelos analizados y despreciando la resistencia de las paredes. Dicho análisis se efectuó con un factor de reducción de $R=2$ seleccionado con base a la limitada capacidad de disipar energía de la estructura. La elevada vulnerabilidad del edificio es incrementada por la presencia de las columnas muy cortas que potencian los modos de falla frágil.

4.14.8.- Referencias

- Abou F y Lee C. (2005). Evaluación del riesgo sísmico en escuelas tipo antiguo II. Trabajo especial de grado. IMME, Facultad de Ingeniería, U.C.V.
- CSI (2004). SAP2000 Nonlinear 8.3.3. Estructural Analysis Program. Computer and Structures Inc., Berkeley, California, Estados Unidos.
- COVENIN (1998). Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 2002-88, COVENIN-MINDUR Caracas.
- COVENIN (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Norma 1756:2001, MCT-MINDUR-FUNVISIS, Caracas.
- Del Re G. (2006). Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No Lineal para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporricadas de concreto armado. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. UCV. Caracas.
- Fundación Ica (1999). Edificaciones de Mampostería para Vivienda. Ciudad de México. México.
- Grases J. (2002). Introducción a la evaluación de la amenaza sísmica en Venezuela. Acciones de mitigación. Venezuela.
- López O. A., Hernández J. J., Del Re G. y Puig J. (2004). Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela. Boletín Técnico IMME, Vol. 42, No 3, p. 33-56.
- Pauley T., Priestley M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc.

4.15.- Evaluación Sismorresistente de la U. E. Luis Alfredo Colomine

4.15.1.- Participantes

- Prof. Fernando Villalobos, UC.
- Br. Maryelin Chang, Tesista de Pregrado UC.
- Br. Luis Sequera, Tesista de Pregrado UC.

4.15.2.- Objetivos

El objetivo general de este trabajo es estimar la Vulnerabilidad Sísmica en la Unidad Educativa Luis Alfredo Colomine ubicada en el Municipio Valencia, Estado Carabobo.

Como objetivos específicos se tienen:

- Elaborar planos arquitectónicos en 2D y 3D, mediante la recopilación de información en planos ya existentes de la edificación, un levantamiento geométrico del sitio y un registro fotográfico del estado actual de la edificación.
- Elaborar planos estructurales, con detalles de dimensiones de los miembros y su refuerzo estructural, determinados mediante ensayos no destructivos, así como identificación de deficiencias y fallas estructurales.
- Desarrollar modelos matemáticos representativos del comportamiento estructural de la edificación a través de un software.
- Determinar la respuesta ante acciones sísmicas en base a la Norma Venezolana COVENIN 1756, Edificaciones Sismorresistentes.
- Estimar la vulnerabilidad sísmica mediante un formato de evaluación estandarizado por criterios FUNVISIS-UCV y modelo sísmico de la edificación según el programa SAP 2000.

4.15.3.- Descripción de la Edificación

La U.E. Luis Alfredo Colomine fue fundada en el año 1974 y está ubicada en el Municipio Valencia, Edo. Carabobo. En un principio funcionaba en la Urbanización La Viña y no fue sino hasta el año 1981 cuando se construyó la sede donde funciona hoy en día. Actualmente tiene una matrícula de 1200 alumnos. La planta física posee un área de construcción de aproximadamente 5200 m²: consta de dos edificios cada uno de cuatro niveles con un módulo independiente de escaleras metálicas, las áreas exteriores presentan árboles y vegetación densa, una conserjería, una cantina y cancha deportiva. El perímetro está delimitado en la parte frontal con bloque de concreto y rejas, y uno de los laterales es de malla de cyclon con brocal. Las cubiertas de techo son losas horizontales, las paredes exteriores son de muros prefabricados en la parte frontal y posterior y de muros vaciados in situ a los laterales, mientras que las interiores son de bloques de arcilla huecos con friso liso. Es una edificación escolar prefabricada construida con un Sistema de Células Tridimensionales de Concreto denominado “Variel”, dicho sistema no ha sido ampliamente utilizado en el país y

actualmente está en desuso, por estas razones la estructura no se clasifica dentro de las tipologías tradicionales utilizadas en las escuelas.

- Búsqueda de Información:

En primer lugar se realizaron las visitas a varias instituciones, de las cuales se logró recopilar muy poca información. En el FEDE del Centro Regional Carabobo se obtuvo un instructivo acerca de los sistemas constructivos utilizados en las escuelas de Venezuela, dicha información permitió identificar el sistema constructivo de la U.E. Colomine, el cual es denominado Sistema de Células Abiertas Tridimensionales de Concreto “Variel”. También facilitaron un plano arquitectónico de planta y unas planillas usadas como instrumentos para la recolección de datos de conjuntos educativos, donde hacían referencia a una inspección realizada al plantel por un ingeniero y un arquitecto en el año 2000.

Mediante un artículo de revista recibido del Ministerio de la Vivienda de Chile, vía correo electrónico, se obtuvo información del sistema Variel; conociéndose el país de origen y el año en que fue creado el sistema, así como también información acerca del funcionamiento estructural.

Por último, se realizó una entrevista al fundador del Grupo Jahn C.A., el arquitecto Alfredo Jahn Jiménez, quien se desempeñó como Gerente General de la empresa que construyó la U.E. Colomine: Varinueva C.A., la cual solo empleó el sistema Variel en sus obras realizadas en el país. Este arquitecto facilitó información estructural de los elementos prefabricados que dicha empresa utilizó en Venezuela. A continuación se presenta la información recopilada en esta entrevista:

El sistema Variel fue utilizado por la empresa mencionada anteriormente desde 1975 hasta 1985, ésta introdujo una serie de modificaciones al elemento volumétrico estándar desarrollado por Elcon AG, las cuales se citan a continuación:

a.- Variación en las dimensiones del Elemento Volumétrico. Tendencia común fuera de Europa central, región donde Elcon AG operaba.

b.- Modificación de la placa de suelo. Originalmente la placa transfiere su carga a través de consolas sobre los apoyos de los pórticos, pero Varinueva C.A. cambió esa forma de transferencia uniéndola monolíticamente a la placa de suelo a dos vigas de carga postensadas, las cuales a su vez se unen a los pórticos mediante un patrón de ensamblaje. A efectos prácticos, las vigas de carga postensadas se consideran parte de la placa de suelo, ya que juntas forman un solo elemento de concreto.

c.- Piezas de acero incorporadas en los cuatro puntos de apoyo de los pórticos. Esta modificación es producto de haber traído a Venezuela un sistema constructivo diseñado para países no sísmicos, sin embargo, Varinueva C.A. no hizo uso de esta variante en todas las obras que realizó, manteniendo en algunas de ellas los pórticos simplemente apoyados.

El elemento volumétrico que Varinueva C.A. utilizó en Venezuela se muestra en la Figura 4.15.1.

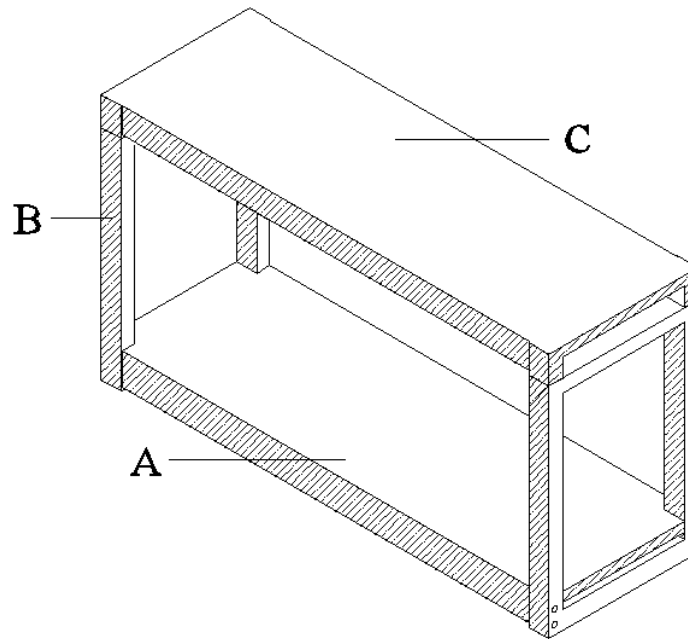


Figura 4.15.1.- Elemento Volumétrico utilizado en Venezuela.

Donde:

A. Placa de Suelo. Placa con un espesor mayormente de 15cm unida monolíticamente a dos vigas de carga laterales generalmente de 15x45 cm., las cuales son sometidas a un esfuerzo de postensado.

B. Pórtico Frontal. Pórticos de concreto de distintas medidas (la altura del pórtico es generalmente de 3.50 cm.) fijados en la parte frontal, tanto anterior como posterior, de la placa de suelo.

C. Placa de Techo. Placa con un espesor mayormente de 10 cm unida monolíticamente a dos vigas de carga laterales generalmente de 15x40 cm.

El montaje estructural se efectúa con grúas móviles de 80 ton de capacidad, apoyando cada módulo (elemento volumétrico) en 4 puntos, por tanto los pórticos como elementos de transmisión de cargas deben colocarse exactamente uno encima del otro. Las siguientes figuras (4.15.2a, 4.15.2b y 4.15.2c) muestran la secuencia en el montaje de un elemento volumétrico:

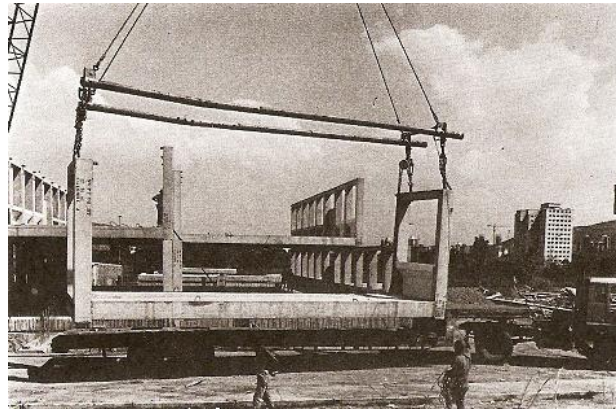


Figura 4.15.2a.- Grúa iniciando el Levantamiento del Módulo.

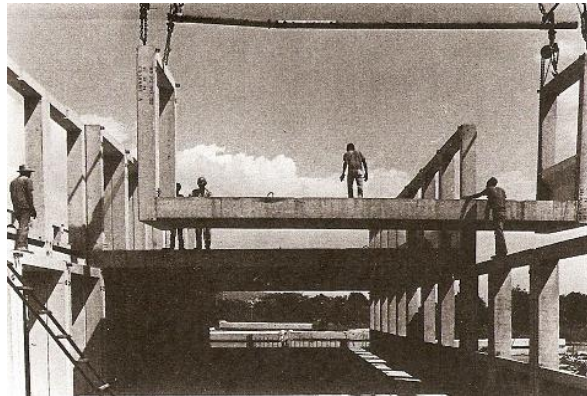


Figura 4.15.2b.- Módulo Levantado hasta el Nivel de Ensamblaje.

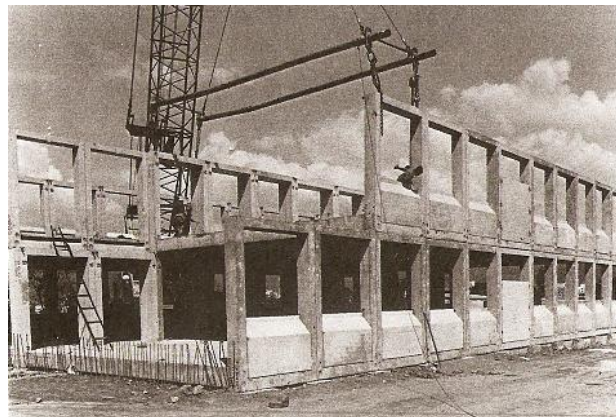


Figura 4.15.2.c.- Módulo Ensamblado.

Figura 4.15.2.- Secuencia de Montaje de un Elemento Volumétrico. Fuente: FEDE.

El sistema Variel fue usado solo para unidades educativas y hospitales; en el país nunca se realizaron viviendas ni conjuntos residenciales con este sistema constructivo. La única planta en Venezuela que fabricaba los elementos de concreto se ubicaba en Valencia, Edo. Carabobo, esto limitó el uso del sistema Variel a la Región Central del país. Una de las construcciones emblemáticas de este sistema constructivo es el Hospital Militar de Maracay, Edo. Aragua.

- Medición:

Con el uso de la cinta métrica se midieron en primer lugar las distancias entre ejes de columnas, luego se procedió a medir las secciones de vigas y columnas, aberturas de puertas y ventanas y por último las alturas de entresijos y paredes. Con las medidas antes mencionadas se determinaron de manera indirecta los espesores de las losas y en algunos casos el de las paredes.

A continuación se presentan las dimensiones de los elementos prefabricados que componen los edificios de la U.E Colomine:

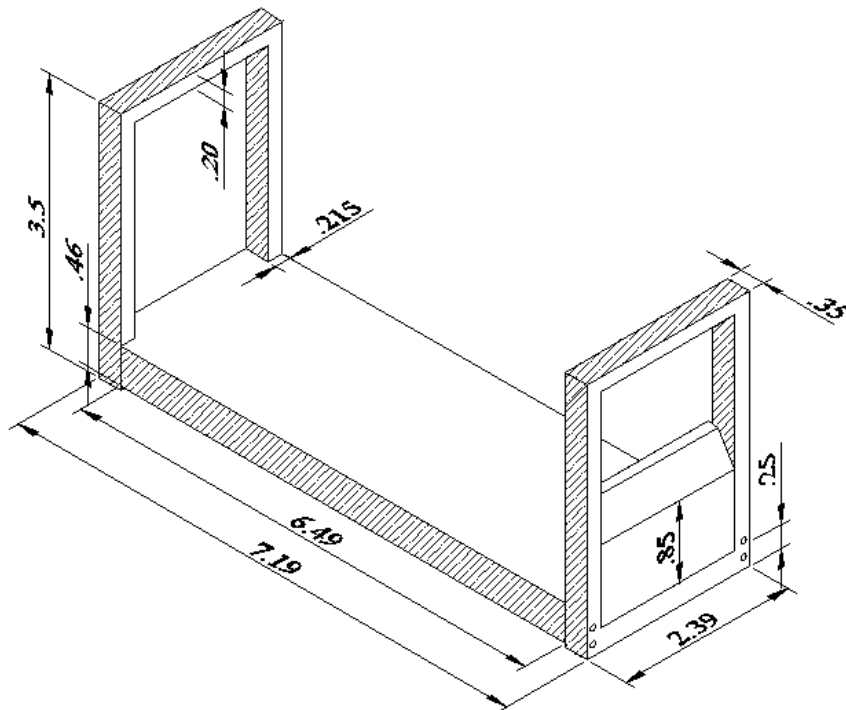


Figura 4.15.3.- Elemento Volumétrico Tipo 1. Fuente: Elaboración Propia.

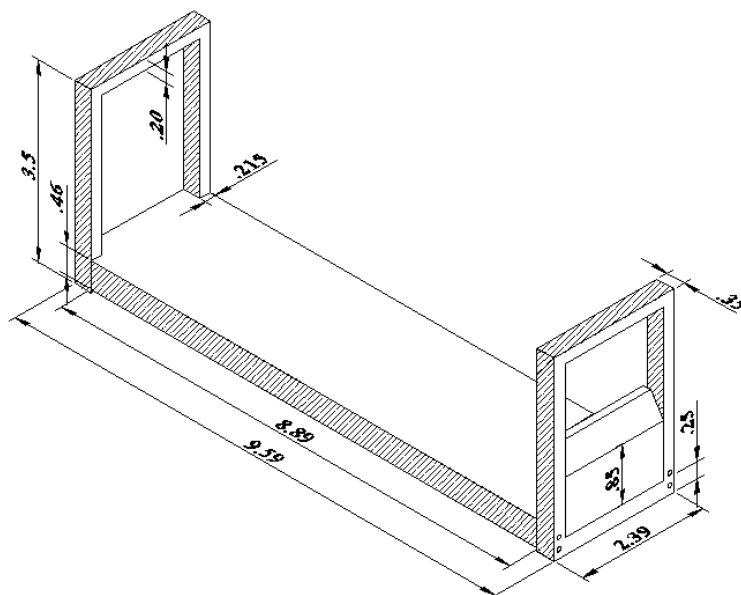


Figura 4.15.4.- Elemento Volumétrico Tipo 2. Fuente: Elaboración Propia.

La unidad educativa la forman dos edificios (A y B) de 4 niveles cada uno. En el edificio A, cada nivel está compuesto por un grupo de 11 elementos volumétricos Tipo 1 (ver Figura N° 4.15.3) agrupados en transposición por los lados y por otro grupo de 11 elementos volumétricos Tipo 2 (ver Figura N° 4.15.4) agrupados de la misma manera, estos dos grupos se acoplan frontalmente entre sí (ver Figura N° 4.15.6). Para el edificio B, cada nivel está compuesto por un grupo de 13 elementos volumétricos Tipo 1 y por otro de 13 elementos volumétricos Tipo 2, al igual que en el edificio A los elementos volumétricos se agrupan en transposición por los lados y al final ambos grupos se acoplan frontalmente entre sí. Entre un nivel y otro los elementos volumétricos están simplemente apoyados.

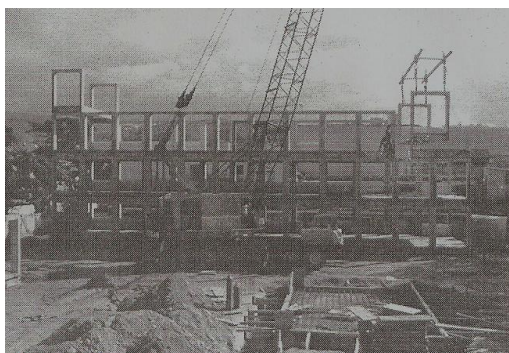


Figura 4.15.5.- Montaje de la Estructura. Fuente: FEDE.

En resumen, el edificio A está formado por 88 elementos volumétricos (44 del Tipo 1 y 44 del Tipo 2) y el edificio B por 104 elementos (52 del Tipo 1 y 52 del Tipo 2). En la Figura 4.15.6 se muestra la estructura del edificio A.

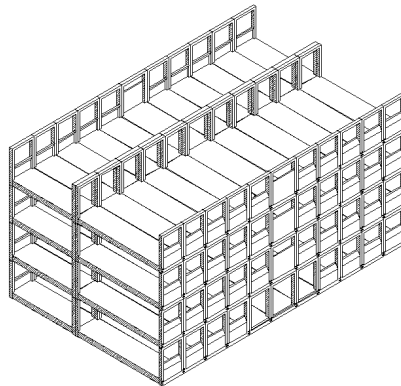


Figura 4.15.6.- Estructura del Edificio A. Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados obtenidos de las mediciones se muestran a continuación:

Tabla 4.15.1.- Dimensiones de los Elementos Constructivos.

| Elementos | Largo (m) | Ancho (m) | Alto (m) | Espesor (m) |
|-----------------------------|-----------|-----------|----------|-------------|
| Columnas | .35 | .215 | 3.50 | - |
| Vigas del Pórtico Frontal | .35 | .215 | 3.50 | - |
| | 1.96 | .35 | .20 | - |
| | 2.36 | .35 | .20 | - |
| | 1.96 | .35 | .25 | - |
| | 2.36 | .35 | .25 | - |
| Vigas de Carga de las Losas | 6.49 | .155 | .46 | - |
| | 8.89 | .155 | .46 | - |
| | 6.49 | .155 | .45 | - |
| | 8.89 | .155 | .45 | - |
| Losas de Entrepiso | 7.04 | 2.06 | - | .15 |
| | 9.44 | 2.06 | - | .15 |
| | 7.04 | 2.46 | - | .15 |
| | 9.44 | 2.46 | - | .15 |
| Losas de Techo | 7.19 | 2.06 | - | .10 |
| | 9.59 | 2.06 | - | .10 |
| | 7.19 | 2.46 | - | .10 |
| | 9.59 | 2.46 | - | .10 |
| Sobrepiso | - | - | - | .04 |
| Muros Frontales | 1.96 | - | 1.25 | .15 |
| | 2.36 | - | 2.25 | .15 |
| Muros Laterales | 16.8 | - | 14.45 | .20 |
| | 3.395 | - | 14.45 | .20 |
| Paredes Internas | Variable | - | 2.20 | .07 |
| | | - | 3.35 | .07 |
| | | - | 3.35 | .10 |
| Ventanas Externas | - | 1.96 | 1.80 | - |
| | - | 2.36 | .80 | - |
| Ventanas Internas | - | 2.00 | .80 | - |
| | - | 1.96 | .55 | - |
| Puertas | - | .60 | 2.20 | .04 |
| | - | .70 | 2.20 | .04 |
| | - | .80 | 2.20 | .04 |
| | - | .90 | 2.20 | .04 |
| | - | 1.10 | 2.20 | .04 |

Una vez obtenidas las dimensiones de los elementos que conforman cada edificio se procedió a realizar las mediciones en los módulos de escaleras, obteniéndose para los escalones una huella de 35 cm y una contrahuella de 18 cm. La losa del descanso está formada por tres (3) paneles prefabricados de concreto de 2 cm de espesor. La estructura del módulo está compuesta por perfiles de acero cuyas especificaciones se muestran en la Tabla 4.15.2.

Tabla 4.15.2.- Dimensiones de Perfiles que Componen el Módulo de Escaleras.

| Designación | Peso | Área | Dimensiones | | | |
|-------------|-----------------|------|-------------|------|------|------|
| | P | A | Altura | Alas | | Alma |
| | | | d | bf | tf | tw |
| kgf/m | cm ² | mm | | | | |
| IPE 100 | 8.1 | 10.3 | 100 | 55 | 5.70 | 4.10 |
| IPE 200 | 22.4 | 28.5 | 200 | 100 | 8.50 | 5.60 |
| U 100×40 | 8.3 | 10.6 | 100 | 40 | 8.00 | 5.00 |

- Elaboración de los Planos Arquitectónicos y Estructurales de la Edificación:

Luego de obtener las mediciones del levantamiento geométrico se procedió a elaborar los planos arquitectónicos y estructurales de los dos edificios que conforman la unidad educativa. Dichos planos contienen información de la disposición de las células tridimensionales de concreto prefabricadas, de su refuerzo estructural y de cómo se distribuyen las aulas de clases, baños, dirección, bibliotecas y demás oficinas administrativas.

- Instrumento Utilizado.

La herramienta usada para la elaboración de los planos arquitectónicos fue el programa AutoCad 2006.

- Procedimiento:

- Planos en 2D:

Los planos en 2D que se elaboraron de la unidad educativa se dividen en 3 grupos: Topográficos (T), Arquitectónicos (A) y Estructurales (E). Los topográficos constan del Plano de Ubicación y los referentes a la disposición de los ejes de construcción. Los Arquitectónicos se componen en total de 22 planos: Plantas, Fachadas Principales, Corte Longitudinal y Transversal y Módulo de Escalera. Los Estructurales lo conforman 5 planos: Losas de Entrepiso y Techo, Pórticos y disposición del Refuerzo Estructural.

- Planos en 3D:

Los planos en 3D que se realizaron se dividen en Arquitectónicos y Estructurales. Los Arquitectónicos constan de Isometrías y Proyección Oblicua tanto de las fachadas como del módulo de escaleras. Los Estructurales están conformados por isometrías tanto de toda la estructura como de un módulo individual y detalles de los elementos que integran a éste último.

En total se realizaron 38 planos, 31 en 2D y 7 en 3D. Contabilizándolos por grupos se tienen 3 Topográficos, 27 Arquitectónicos y 8 Estructurales.

- Identificación de los Materiales que Componen la Edificación:

En esta fase se procedió a identificar la separación y diámetro del refuerzo transversal y longitudinal en elementos de concreto armado.

- ✓ Muestra

Para esta fase la muestra está conformada por los elementos estructurales ensayados, los cuales son: columnas C1, C2, viga C entre columnas C1 Y C2 y muro lateral este, localizados en la planta baja del edificio A. Para el edificio B: Columna A3, viga A entre columnas A3 y A4, losa de entrepiso LE – 1 y muro lateral oeste, ubicados todos igualmente en la planta baja.

- ✓ Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

La técnica utilizada en esta fase fue la observación indirecta realizada a través de un equipo tipo Ferrosan, con el cual se recolectaron los datos en los elementos antes mencionados.

Procedimiento:

- Medición:

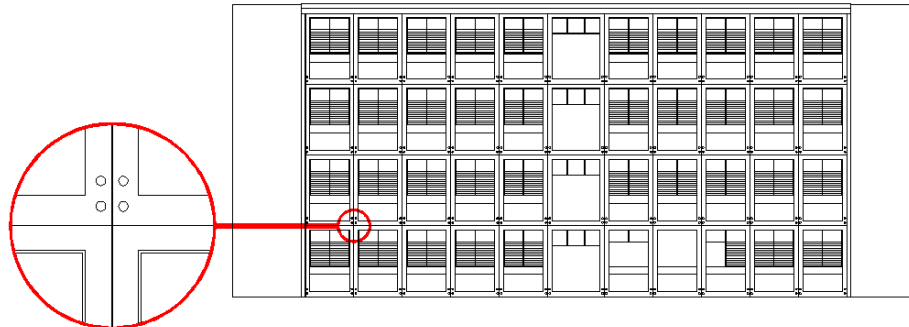
El día 29/05/2008 se realizó, conjuntamente con el equipo técnico del IMME, una visita a la U.E. Colomine para realizar las mediciones con el Ferrosan, éstas permitieron conocer el diámetro y la separación del acero de refuerzo en los elementos volumétricos (específicamente en el pórtico frontal y la losa de entrepiso) y los muros laterales que forman parte del módulo de escaleras.

Se iniciaron las mediciones en la planta baja del edificio A, más específicamente en una esquina de la fachada norte tomando como muestra las columnas C1 y C2, en la segunda se identificó el diámetro y separación del acero de refuerzo en el nodo superior, el centro y el nodo inferior, de igual forma se procedió en la primera solo que esta vez se tomó el nodo inferior. Posteriormente se identificó el diámetro y separación del acero de refuerzo en la viga ubicada entre las columnas C1 y C2 y por último la separación del acero en el muro lateral este.

Para el edificio B se tomó como muestra la columna A3, en donde se identificó el diámetro y separación del acero de refuerzo en el nodo superior y en el centro, luego se identificó la separación del acero en la viga ubicada entre las columnas A3 y A4 y en la losa de entrepiso LE – 1. Finalmente se identificó el diámetro y la separación del acero de refuerzo en el muro lateral oeste y solo el diámetro del acero en la viga de carga que se encuentra junto al muro.

- Obtención de Resultados:

El día 05/06/2008 el IMME hizo llegar vía email las imágenes escaneadas con el ferrosan, las cuales se muestran en las Figuras 4.15.7 a 4.15.14 con su respectiva ubicación.



EDIFICIO A, FACHADA POSTERIOR

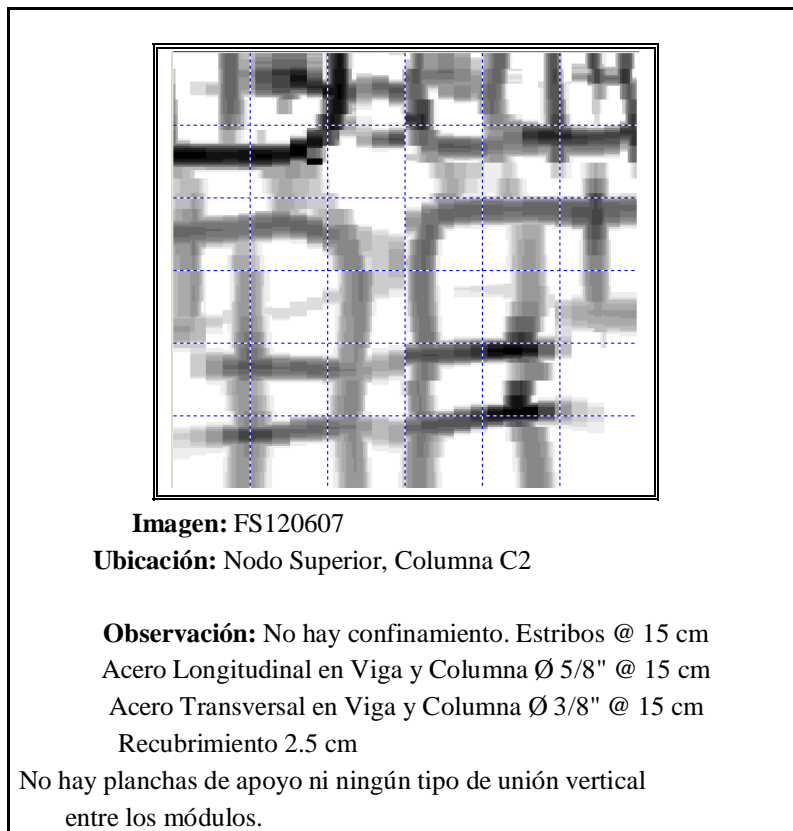


Figura 4.15.7.- Escáner de Nodo. Edificio A. Fuente: IMME.

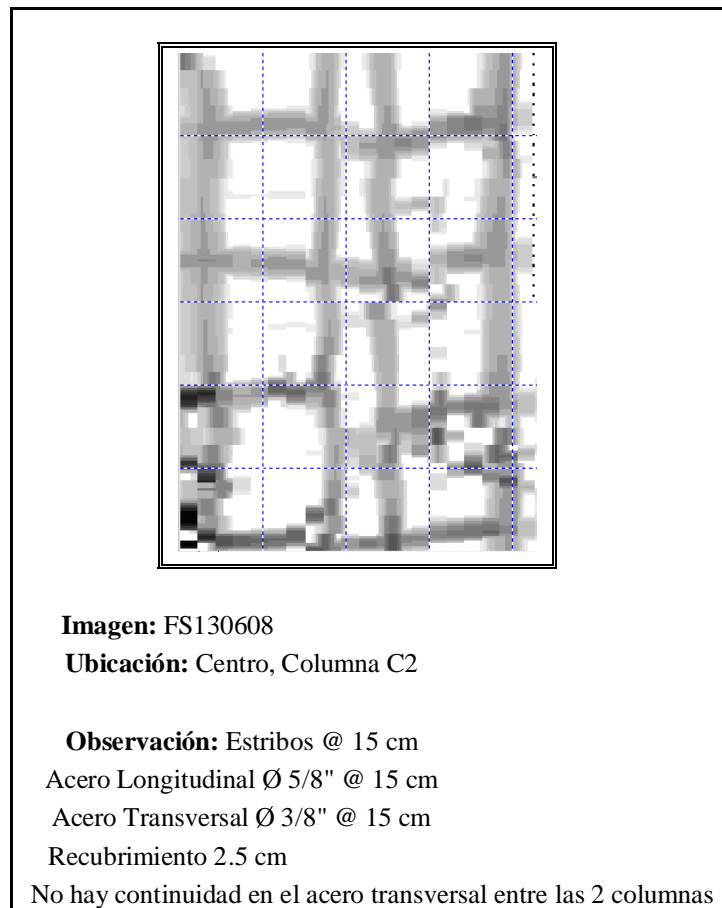


Figura 4.15.8.- Escáner de Columna. Edificio A. Fuente: IMME.

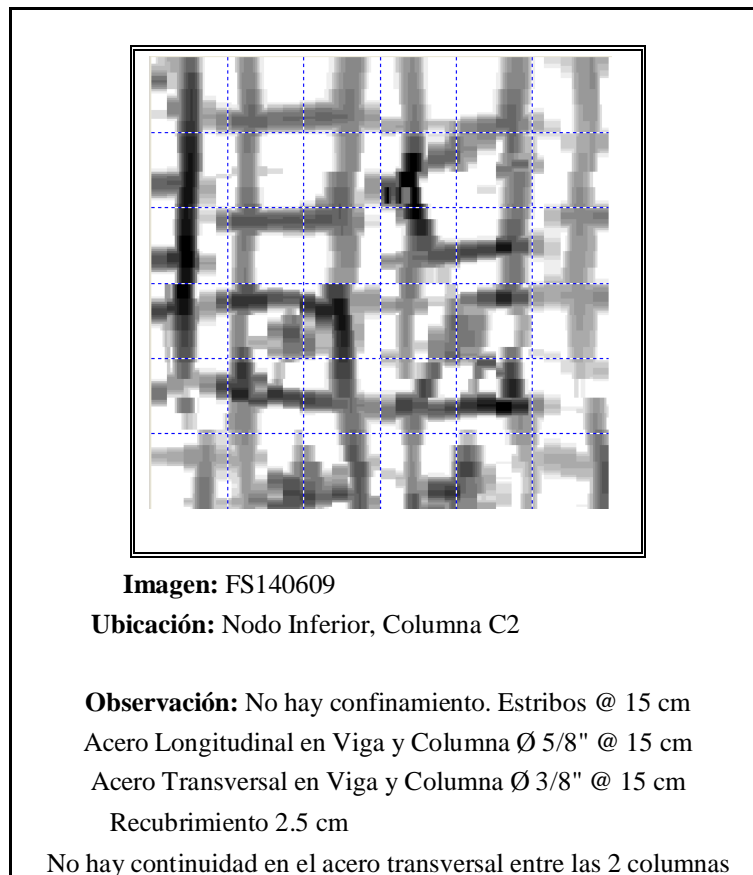


Figura 4.15.9.- Escáner de Nodo. Edificio A. Fuente: IMME.

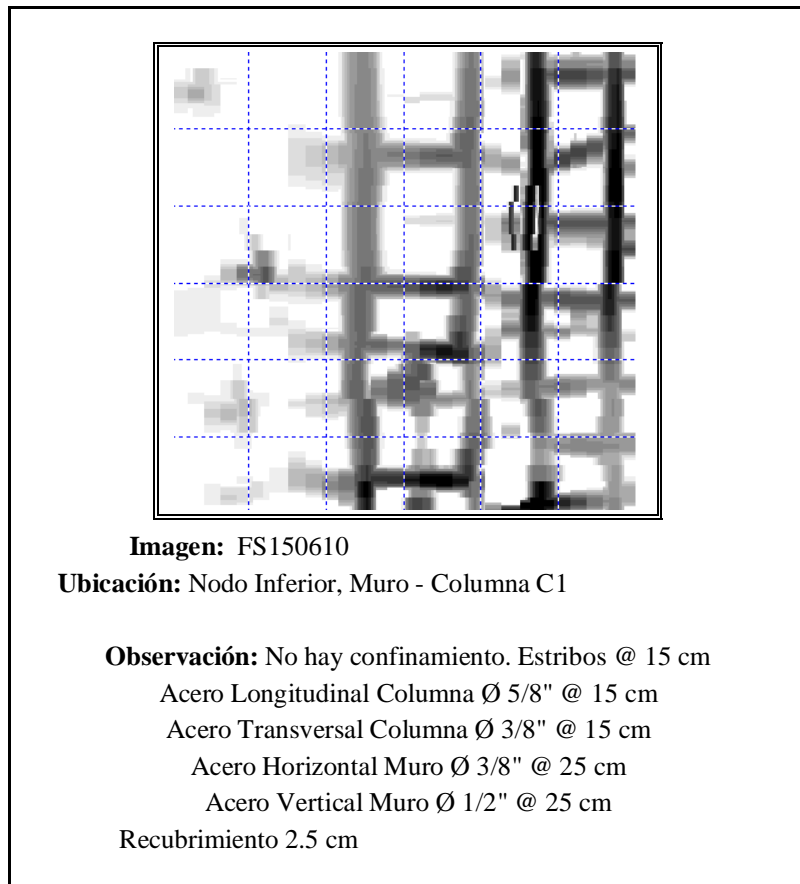
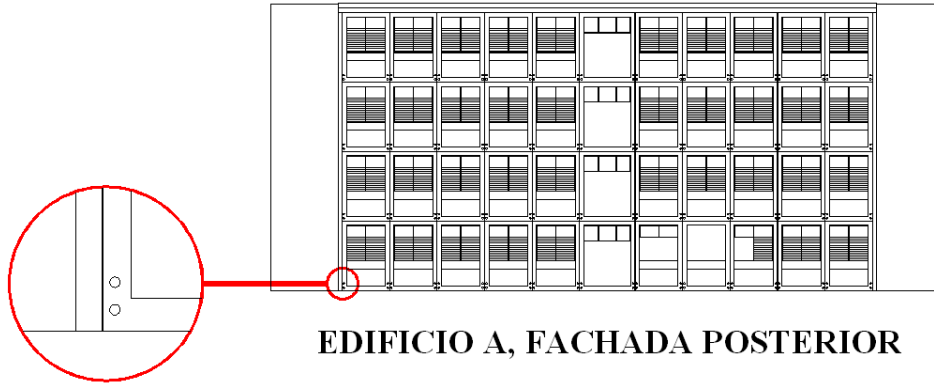
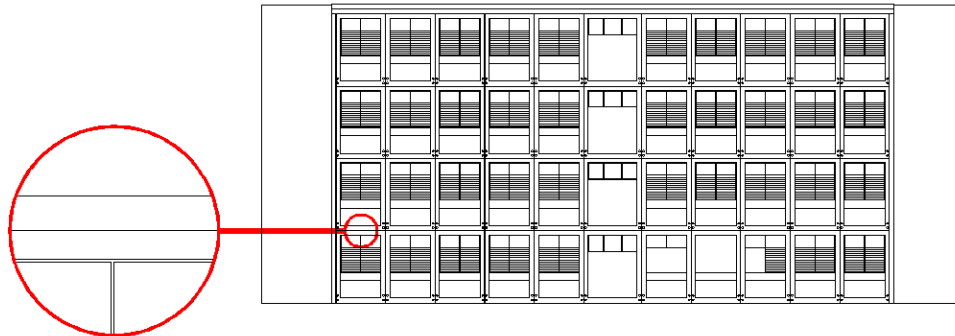


Figura 4.15.10.- Escáner de Nodo. Edificio A. Fuente: IMME.



EDIFICIO A, FACHADA POSTERIOR

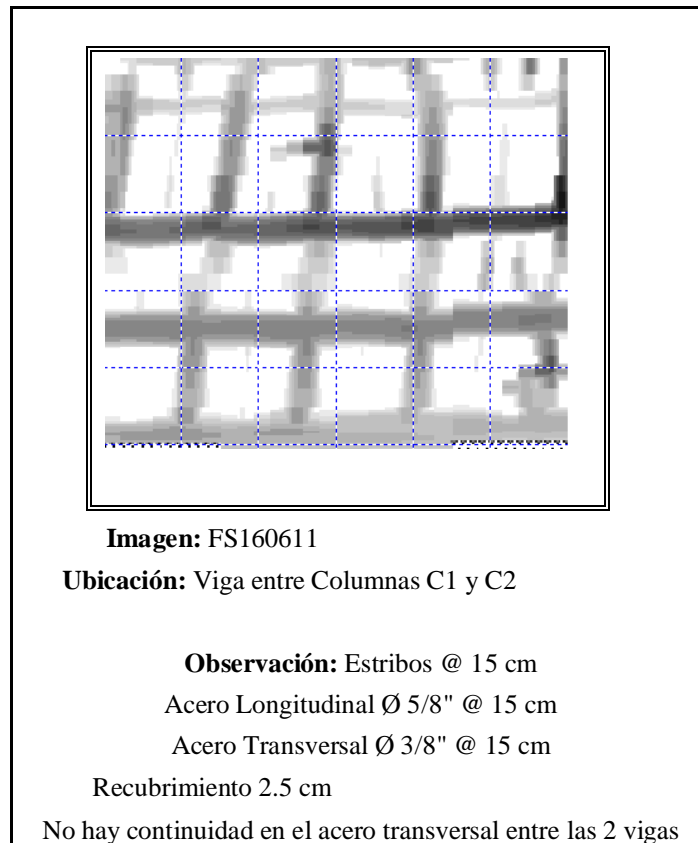
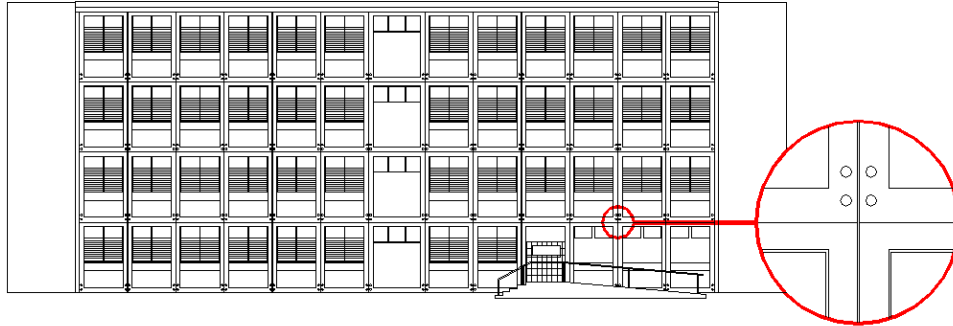


Figura 4.15.11.- Escáner de Viga. Edificio A. Fuente: IMME.



EDIFICIO B, FACHADA POSTERIOR

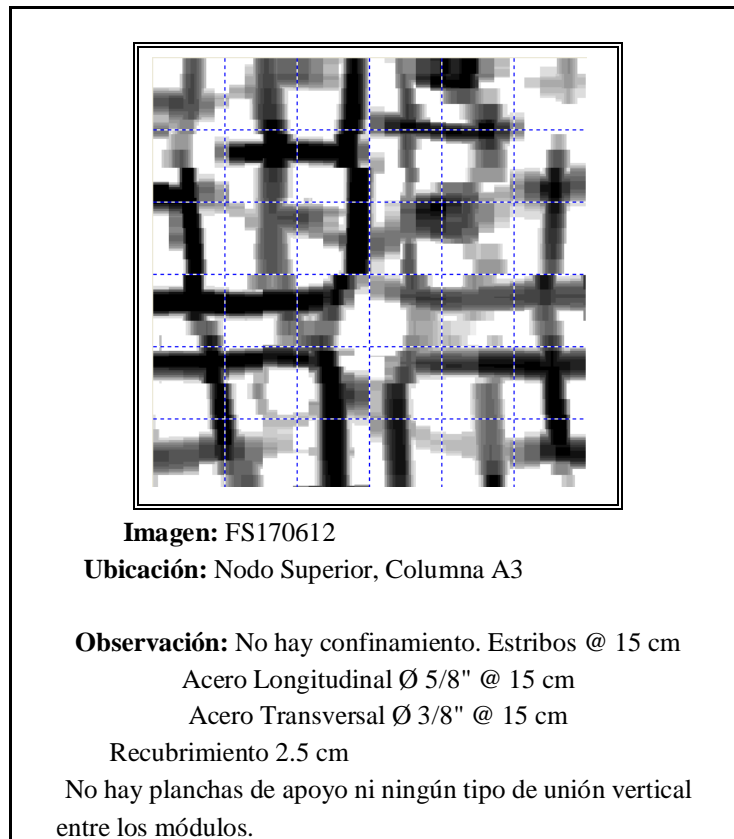


Figura 4.15.12.- Escáner de Nodo. Edificio B. Fuente: IMME.



EDIFICIO B, FACHADA POSTERIOR

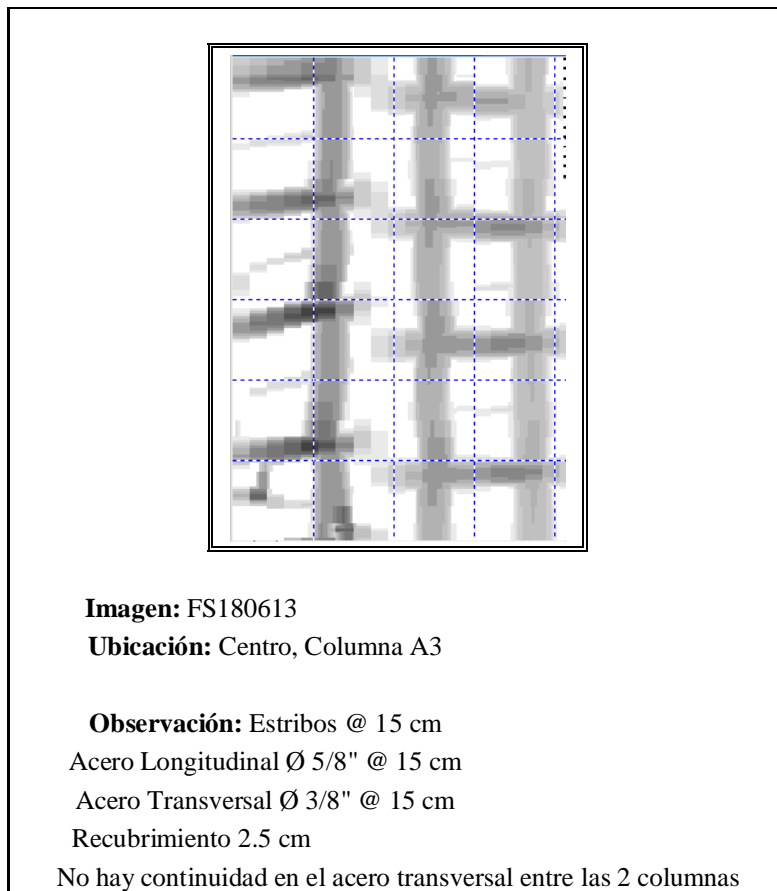
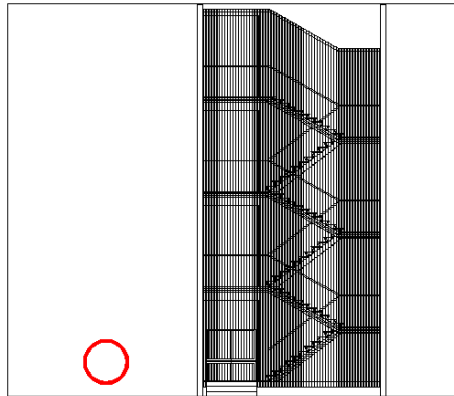


Figura 4.15.13.- Escáner de Columna. Edificio B. Fuente: IMME.



EDIFICIO B, FACHADA LATERAL OESTE

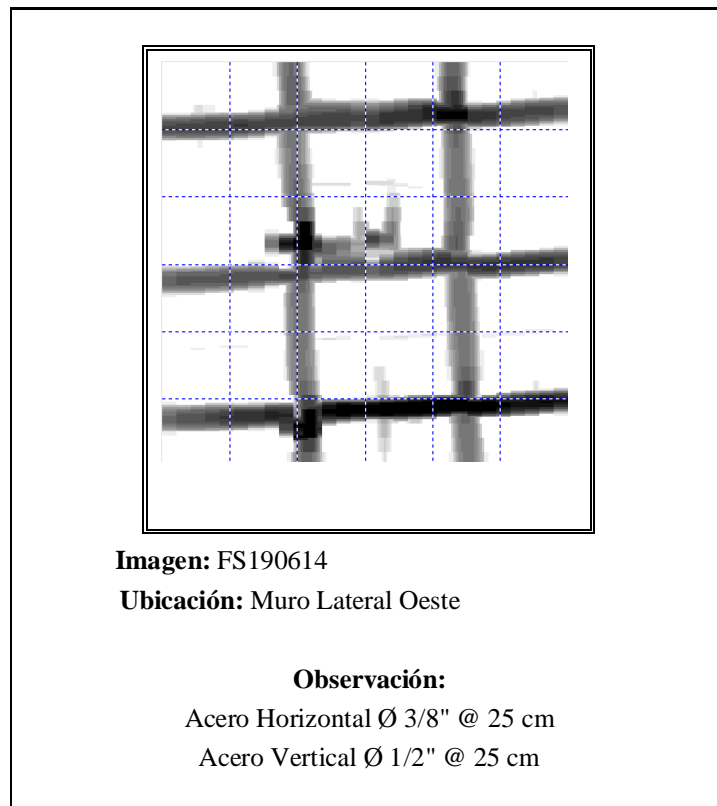


Imagen: FS190614

Ubicación: Muro Lateral Oeste

Observación:

Acero Horizontal \varnothing 3/8" @ 25 cm

Acero Vertical \varnothing 1/2" @ 25 cm

Figura 4.15.14.- Escáner de Muro. Edificio B. Fuente: IMME.

Una vez observadas las imágenes se pudo verificar que los elementos volumétricos están simplemente apoyados unos sobre otros, es decir, no hay planchas de apoyo o ningún otro tipo de unión estructural. También carecen de uniones estructurales las juntas en sentido horizontal, lo que hace que en cada nivel los elementos volumétricos sean independientes entre sí.

La descripción de la edificación se obtuvo mediante la visita técnica realizada por el equipo del IMME a la institución; se realizaron las siguientes observaciones:

- Se confirmó la ausencia de vigas planas en el sentido longitudinal, de la estructura.
- A través de un escaneo realizado a las losas de techo y de entrepiso, se verificó que la losa es de tipo maciza, y no nervada como se pensaba en principio, por el espesor de la misma (15 cm).
- Un aspecto observado durante los análisis en los nodos, es la ausencia de acero de refuerzo transversal en los mismos, lo cual es un factor determinante a la hora de asignarle un nivel de diseño en el análisis sísmico. Esta característica de deficiencia en el detallado cumple con los requerimientos de la Norma técnica MOP 1967, mas no con los niveles de exigencia que establece la normativa sismorresistente vigente.
- En las zonas centrales, generalmente correspondientes, a la longitud libre en las columnas, se observó una separación de estribos que llega a alcanzar un valor de 20 cm.
- Así mismo, mediante el uso del Ferroskan, fue posible la verificación del número de barras de refuerzo longitudinal, en comparación con los planos del Stac, lo cual le da confiabilidad al uso de esta información para estimar la capacidad de la estructura del Módulo 02. Sin embargo no fue posible determinar con exactitud el diámetro del refuerzo, debido a que el Ferroskan no ofrecía precisión al respecto.

4.15.4.- Evaluación Sismorresistente

a) Análisis de los Materiales que Componen la Edificación

- Juntas

A continuación se muestra la fachada posterior del edificio A, donde se marca con un círculo rojo la zona donde se realizó el escáner con el Ferroskan:



Figura 4.15.15.- Ubicación de la Zona Escaneada. Edificio A. Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente figura se le añade al círculo que indica la zona escaneada un rectángulo con la imagen del escáner en su interior:

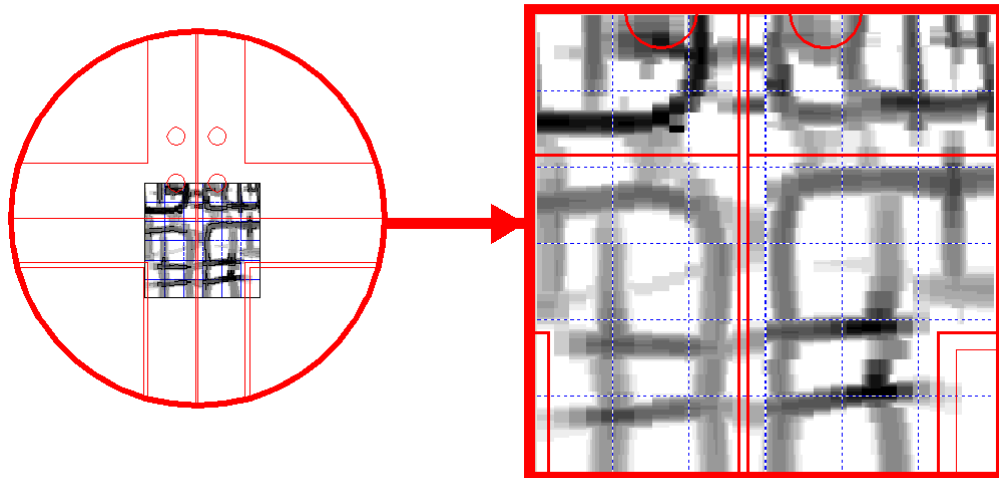


Figura 4.15.16.- Imagen de la Zona Escaneada. Edificio A. Fuente: Elaboración Propia.

Se puede observar el lugar exacto donde se realizó el escáner y a cuáles elementos estructurales pertenecen los aceros visualizados en dichas imágenes. Estos pertenecen a 4 elementos volumétricos distintos, sin presentar continuidad en el armado entre un elemento y otro, tampoco se observan planchas de apoyo.

- Columnas

A continuación se muestra la fachada posterior del edificio B, donde se marca con un círculo rojo la zona donde se realizó el escáner con el Ferroscaan:



Figura 4.15.17.- Ubicación de la Zona Escaneada. Edificio B. Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente figura se le añade al círculo que indica la zona escaneada un rectángulo con la imagen del escáner en su interior:

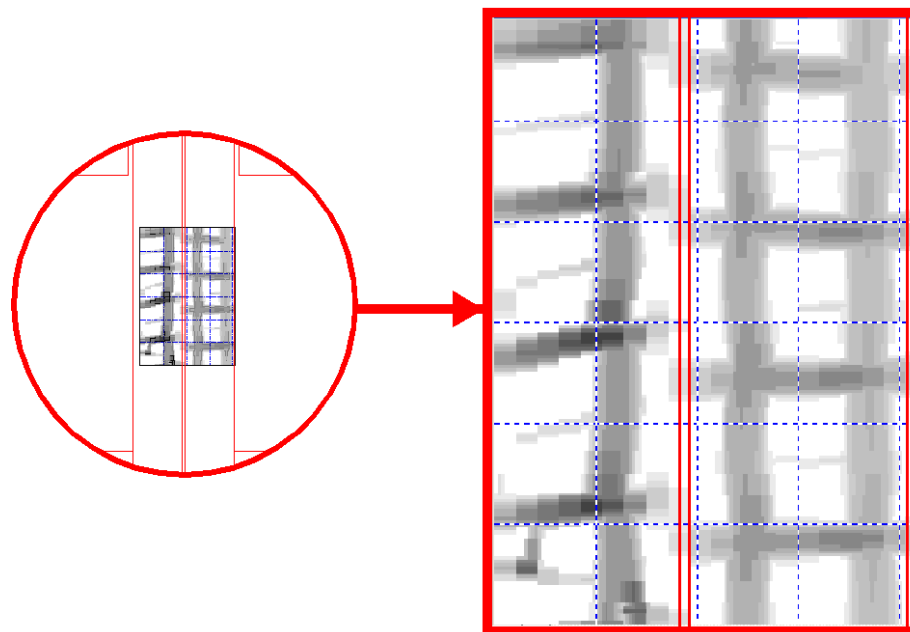
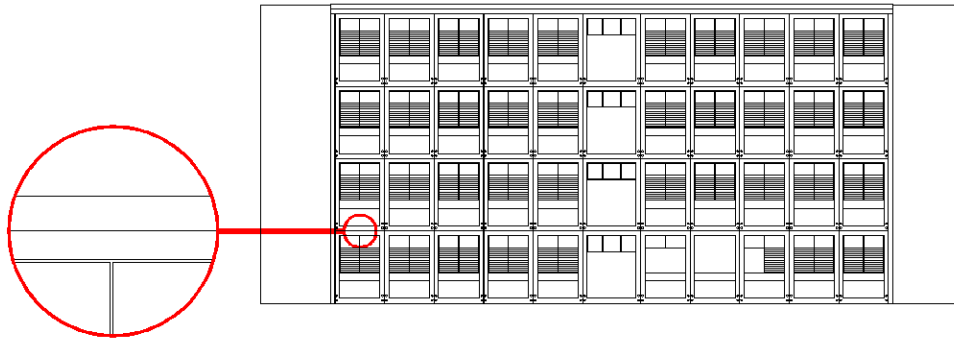


Figura 4.15.18.- Imagen de la Zona Escaneada. Edificio B. Fuente: Elaboración Propia.

Se observa claramente que la armadura de acero de la izquierda pertenece a una columna y la de la derecha a otra, en ningún momento las dos armaduras llegan a unirse. Esto quiere decir que los elementos volumétricos no presentan uniones laterales.

- Vigas

A continuación se muestra la fachada posterior del edificio A, donde se marca con un círculo rojo la zona donde se realizó el escáner con el ferroskan:



EDIFICIO A, FACHADA POSTERIOR

Figura 4.15.19.- Ubicación de la Zona Escaneada. Edificio A. Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente figura se le añade al círculo que indica la zona escaneada un rectángulo con la imagen del escáner en su interior:

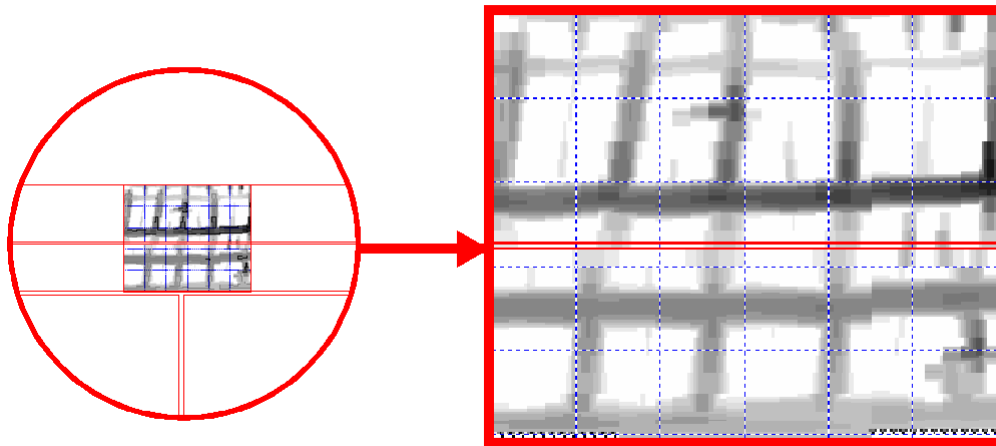


Figura 4.15.20.- Imagen de la Zona Escaneada. Edificio A. Fuente: Elaboración Propia.

Se observan las armaduras de acero pertenecientes a la viga superior e inferior. La viga superior pertenece al módulo del 2do nivel mientras que la inferior forma parte del módulo del 1er nivel. A primera vista se podría decir que las armaduras de acero de las dos vigas están unidas, pero se observa que las cabillas que proporcionan la supuesta unión están desfasadas, por lo tanto no son más que salientes del acero transversal, quedando de forma independiente el armado del acero en ambas vigas.

De lo observado en las figuras 4.15.16, 4.15.18 y 4.15.20 se comprueba que los elementos volumétricos o módulos prefabricados no presentan ningún tipo de unión entre ellos, ya sea planchas de apoyo o continuidad en el armado del acero, por lo tanto cada uno se comportara de manera independiente cuando la estructura sea sometida a fuerzas laterales.

b) Fuerza Cortante

Las fuerzas cortantes V_{oi} para cada nivel arrojan los valores indicados en la Tabla 4.15.3.

Tabla 4.15.3.- Cortantes Sísmicos por Nivel.

| Nivel | V_{oi} (ton) |
|-------|----------------|
| techo | 17,35 |
| 3 | 12,70 |
| 2 | 12,70 |
| 1 | 12,70 |

Cada uno de estos cortantes representan la reacción en la base de un módulo, que se genera por la acción individual de su propia fuerza inercial. Al sumar los V_{oi} para cada uno de los niveles se obtienen los valores indicados en la Tabla 4.15.4.

Tabla 4.15.4.- Sumatoria de los Cortantes Sísmicos por Nivel.

| Nivel | $\sum V_{oi}$ (ton) |
|-------|---------------------|
| techo | 17,35 |
| 3 | 30,05 |
| 2 | 42,75 |
| 1 | 55,45 |

Estas sumatorias representan la reacción en la base de cada módulo, generadas por la actuación de todas las fuerzas inerciales F_i ubicadas por encima de dicha base, por tanto al ir bajando de nivel las F_i actuantes se irán sumando y esto hace que la reacción aumente en magnitud. En caso de que la relación Demanda/Capacidad arroje un valor menor a 1, el V_{oi} del 1er nivel (55,45 ton.) no será otra cosa que el cortante basal de la estructura.

c) *Fuerza de Roce*

La fuerza de roce estática para cada nivel arroja los valores indicados en la Tabla 4.15.5.

Tabla 4.15.5.- Fuerza de Roce Estática por Nivel.

| Nivel | FRi (ton) |
|-------|-----------|
| techo | 6,47 |
| 3 | 11,21 |
| 2 | 15,96 |
| 1 | 20,70 |

La fuerza de roce se hace más grande a medida que se acerca al nivel base de la edificación, esto es debido a que el peso acumulado de los módulos hace que la fuerza de compresión que se genera entre ellos aumente con la proximidad a dicho nivel, así, al ser el roce proporcional a la fuerza de compresión este también aumenta.

d) *Relación Demanda/Capacidad*

La relación Demanda/Capacidad por nivel se calculó suponiendo que la estructura es capaz de transmitir hasta su nivel base la totalidad de las fuerzas inerciales a la que es sometida, es decir, el comportamiento de su diagrama de cortante es similar al de una viga en voladizo. Los resultados se muestran en la Tabla 4.15.6.

Tabla 4.15.6.- Relación Demanda/Capacidad por Nivel.

| Nivel | Demanda/Capacidad |
|-------|-------------------|
| techo | 2,68 |
| 3 | 2,68 |
| 2 | 2,68 |
| 1 | 2,68 |

Como se observa, la relación arroja el mismo valor para cada uno de los niveles, el por que de ello se demuestra a continuación:

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{\sum_{i=1}^N V_{oi}}{FR_i} = \frac{\mu \times Ad \times \cancel{\sum W_i}}{\mu_s \times \cancel{\sum W_i}} \quad [4.15.1]$$

La relación Demanda/Capacidad no se ve afectada por el peso de los elementos volumétricos que integran la estructura, por lo tanto, al tener los mismos valores las variables Ad, μ y μ_s , la relación será la misma para el resto de los elementos.

Ahora bien, al arrojar valores mayores que 1 la suposición de que la estructura es capaz de transmitir hasta su nivel base la totalidad de las fuerzas inerciales es errada, por lo tanto la relación Demanda/Capacidad se recalcula con la ecuación 4.15.1.

Tabla 4.15.7.- Relación Demanda/Capacidad Definitiva por Nivel.

| Nivel | Demanda/Capacidad |
|-------|-------------------|
| techo | 2,68 |
| 3 | 1,71 |
| 2 | 1,50 |
| 1 | 1,38 |

Los valores observados en la tabla 4.15.7 no son otra cosa que la proporción en que el cortante supera a la fuerza de roce estática. Ese elemento faltante para que ambas fuerzas se igualen el sistema sismo-estructura lo compensa acelerando los módulos.

e) *Expansión de Resultados*

Las relaciones Demanda/Capacidad obtenidas pertenecen a los elementos volumétricos tipo 1. Esto quiere decir que las relaciones Demanda/Capacidad mostradas en la tabla 4.15.6 y 4.15.7 se pueden expandir a todos los elementos volumétricos tipo 1 que forman parte del Edificio A. Lo mismo ocurre para el Edificio B, ya que ambos tienen una estructura similar.

Los resultados mostrados en la tabla 4.15.6 representan también las relaciones Demanda/Capacidad de los elementos volumétricos tipo 2 para ambos edificios. Esto es posible debido a que la altura h_n es la misma para los dos módulos, lo que hace que el A_d tenga el mismo valor en todos los casos. Además, el peso de los módulos no tiene influencia en la relación Demanda/Capacidad mostrada en la tabla 4.15.6, como ya se demostró.

Ahora bien, sin realizar ningún cálculo adicional ya se sabe que las fuerzas inerciales que actúan en los elementos volumétricos tipo 2 tampoco son transmitidas en su totalidad a la base de la estructura, lo que quiere decir que la relación Demanda/Capacidad para este caso también tiene que ser recalculada, usando la ecuación. En esta ocasión, la única variable distinta es el peso de los módulos (W_i).

Con el peso de los elementos volumétricos tipo 2 se aplica la ecuación (4.15.1), obteniendo los valores indicados en la Tabla 4.15.8.

Tabla 4.15.8.- Relación Demanda/Capacidad Definitiva por Nivel para los Elementos Volumétricos Tipo 2

| Nivel | Demanda/Capacidad |
|-------|-------------------|
| techo | 2,68 |
| 3 | 1,70 |
| 2 | 1,49 |
| 1 | 1,38 |

Los resultados son casi idénticos a los obtenidos para los elementos volumétricos tipo 1.

En resumen, una vez obtenida la proporción en que el cortante supera a la fuerza de roce estática para los elementos volumétricos tipo 1 solo hace falta calcular el peso de los elementos volumétricos tipo 2 para obtener la proporción en estos últimos.

Para los dos tipos de elementos volumétricos la relación arroja valores mayores a 1, esto quiere decir que bajo la acción del sismo especificado en la Norma COVENIN 1756:2001 todos los módulos del nivel 1, 2, 3 y 4, tanto del edificio A como del B, se aceleran.

4.15.5.- Conclusiones y Recomendaciones.

Una vez aplicados los instrumentos de recolección de datos, procesados los mismos y obtenida la información que se generó del análisis, se obtuvieron unos resultados que permiten presentar las siguientes conclusiones:

- En lo referido a la elaboración de los planos arquitectónicos en 2D y 3D, el objetivo planteado se cumplió a cabalidad, a pesar de la poca información referente no solo a los planos de la U.E. Colomine sino también al sistema constructivo en general. Para alcanzar este objetivo se llevó a cabo una recopilación documental referente al sistema constructivo, la cual permitió conocer cómo están integrados los elementos que conforman a la edificación.
- La identificación de los materiales que componen al edificio se realizó satisfactoriamente, permitiendo la elaboración de los planos estructurales de la unidad educativa. A través del ensayo realizado con el Ferrosan se pudo constatar que los módulos prefabricados se encuentran simplemente apoyados, despejándose la interrogante que se tenía en cuanto a la existencia o no de planchas de acero los apoyos. A partir de esta revelación se condicionó la investigación a determinar si el sismo especificado en la Norma COVENIN 1756:2001 es capaz de acelerar a cualquiera de los módulos.
- El modelo matemático desarrollado para determinar el comportamiento estructural de la edificación no requiere de la utilización de un software ya que el sistema “Variel” fue concebido para trabajar solo bajo la acción de cargas verticales, por lo tanto al usarse en zonas de elevada amenaza sísmica las estructuras construidas con este sistema se vuelven vulnerables. Para obtener este grado de vulnerabilidad no se hace necesario conocer la respuesta dinámica de las estructuras, solo basta saber si los módulos prefabricados presentan desplazamientos entre ellos.
- La respuesta estructural de la unidad educativa ante acciones sísmicas, definida en base a la Norma COVENIN 1756:2001, no determina directamente el grado de vulnerabilidad de la edificación, sino que permite obtener un primer parámetro (el cortante sísmico) que luego es comparado

con lo único que proporciona resistencia al desplazamiento lateral de los módulos (la fuerza de roce estático).

- La vulnerabilidad sísmica estimada mediante un formato de evaluación estandarizado por criterios FUNVISIS-UCV no representa la vulnerabilidad real de la edificación, ya que en ella no se consideran parámetros como la posibilidad que tienen las losas de considerarse o no un diafragma rígido y si las columnas presentan una unión monolítica hasta el nivel base. Son precisamente estos dos parámetros los que determinan la vulnerabilidad de la U.E. Colomine.
- La comparación de las demandas con las capacidades de la estructura arrojan valores alarmantes ya que se determinó que ante las acciones sísmicas definidas en la Norma COVENIN 1756:2001 todos los módulos prefabricados de los niveles 1, 2, 3 y 4 presentan un desplazamiento relativo. En el caso más favorable, el cortante sísmico es 1,38 veces mayor que fuerza de roce estático, esto indica que la edificación carece de elementos capaces de proporcionarle la resistencia suficiente a los niveles para que cada módulo permanezca exactamente uno encima del otro.
- Desde 1981 la estructura de la U.E. Colomine trabaja satisfactoriamente bajo cargas verticales. Sin embargo se comportará como un sistema hipoestático cuando ésta sea sometida a las acciones sísmicas, por lo tanto, ante este desfavorable resultado la edificación se clasifica como vulnerable.

Recomendaciones

Se propone una rehabilitación estructural de la edificación, en la cual se tienen que cumplir los siguientes aspectos:

- Garantizar que, en cada uno de los niveles, no exista desplazamiento horizontal relativo entre las losas que componen cada elemento volumétrico, de manera que para este caso particular todo el conjunto de losas se desplace como un solo elemento, conformando así un diafragma rígido por nivel.
- Garantizar una unión vertical entre los elementos volumétricos, de manera que no sea el roce la única fuerza que se interponga al desplazamiento relativo entre ellos, logrando que los 2 pórticos frontales de los cuales dispone cada elemento volumétrico formen parte del sistema resistente.
- Se recomienda a FEDE la realización de un censo para determinar la cantidad de edificaciones escolares construidas en el país con el sistema “Variel”, ya que esta institución tiende a clasificarlas erróneamente como “Módulo de Barrio”. De esta manera se podrán tomar acciones orientadas a iniciar un programa de rehabilitación estructural que cumpla con los aspectos anteriormente mencionados.

- Cuando se implementen en Venezuela sistemas constructivos concebidos en otros países, se verifique en primera instancia si este cumple con todos los requerimientos antisísmicos de la Norma COVENIN 1756 “Edificaciones sismorresistentes”, evitando así que sistemas constructivos diseñados en un principio para trabajar bajo cargas verticales sean usados en zonas de elevada amenaza sísmica.

4.15.6.- Localización de otros Edificios del mismo Tipo.

Para la realización del censo para determinar la cantidad de edificaciones escolares construidas en el país con el sistema “Variel” se propone la siguiente comunicación:

Caracas, 23 de Abril de 2009

A Todas las Coordinaciones Estadales de FEDE

SOLICITUD

Por medio de la presente le solicito, a la brevedad posible, listado de planteles: nombre y ubicación exacta (municipio y dirección), construidos en el país con el SISTEMA PREFABRICADO (**VARIEL**): es un sistema de losas postensadas y pórticos prefabricados de patente Suiza. [1], que se ensamblan en sitio (Figura 4.15.21).

La importancia de la información radica en que los estudios que se efectuaron, a través del Proyecto “Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela”, Convenio IMME (UCV)-FUNVISIS-FEDE (FONACIT N° 2005000188), a la Unidad Educativa Luís A. Colomine de cuatro pisos, construida en 1.981 con el Sistema Constructivo **VARIEL**, ubicada en el municipio Valencia, Estado Carabobo, indican que esos sistemas estructurales son **altamente vulnerables**:

1. Las exploraciones hechas con el equipo de detección de metales no indica la existencia de elementos de conexión y anclaje entre los diferentes módulos prefabricados, lo que permite concluir que están simplemente apoyados uno sobre otro.
2. Es muy limitada la capacidad del edificio para resistir las cargas horizontales que se generan con los movimientos sísmicos. Se estima que movimientos sísmicos del orden de 0,15g provocarían el deslizamiento entre los módulos. La norma nacional sismorresistente (COVENIN 1756), para una zona sísmica, por ejemplo N° 5, especifica 0,39g para el diseño en un edificio escolar.

Para identificar la tipología **VARIEL**, en las dos páginas continuas se anexan seis fotografías mostrando el Sistema Constructivo.

Agradeciendo de antemano su atención a esta solicitud, que nos permitirá tomar las medidas necesarias a fin de garantizar la seguridad de nuestra población escolar,

Atentamente,

Arq. Ariella Liscano
Gerente de Proyecto

La información solicitada deberá ser enviada a la Gerencia de Proyecto con atención al Ing. Ramón Alberto Vielma (Representante del Proyecto “Reducción de Riesgo Sísmico en Edificaciones Escolares de Venezuela”) Telf.(s): (0212) 564.03.29/03.53.
e_mail: rvielma1980@hotmail.com

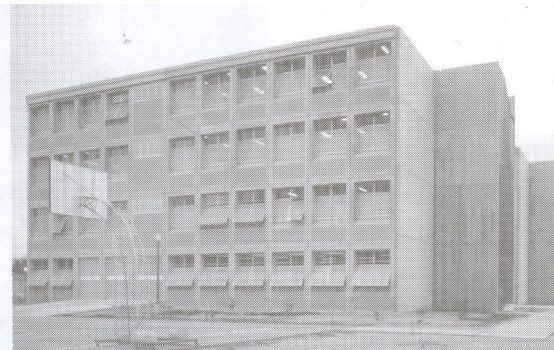
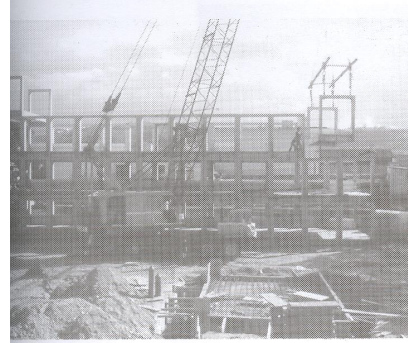
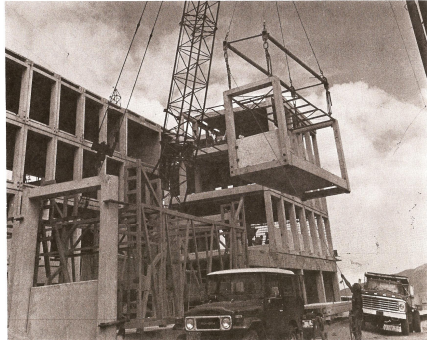


Figura 4.15.21.- Construcción de un edificio con el sistema Variel

Anexo A.
Archivo Fotográfico.



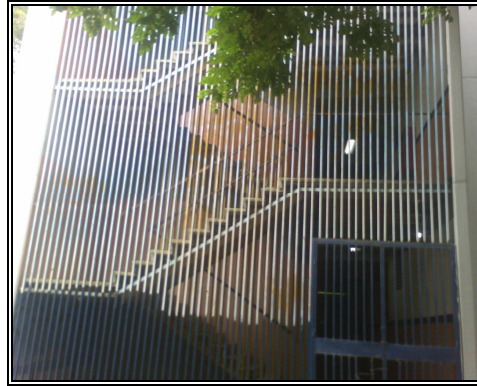
Anexo 4.15.1.- Fachada Norte, edificio A.



Anexo 4.15.2.- Fachada Sur, edificio A.



Anexo 4.15.3.- Fachada Este, edificio A.



Anexo 4.15.4.- Fachada Oeste, edificio A.



Anexo 4.15.5.- Fachada Norte, Unión Estructura-Fundación, edificio A.



Anexo 4.15.6.- Esquina Noroeste, Unión Estructura-Fundación, edificio A.



Anexo 4.15.7.- Ventana Interna, planta baja, edificio A.



Anexo 4.15.8.- Losas de Entrepiso, planta baja, edificio A.



Anexo 4.15.9.- Separación Escalera-Edificio, planta baja, edificio A.



Anexo 4.15.10.- Descanso, vista inferior, planta baja, edificio A.



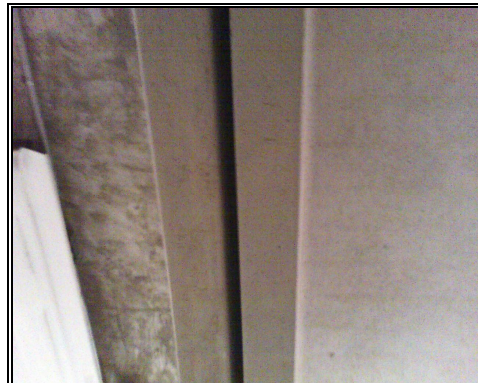
Anexo 4.15.11.- Descanso, Perfiles, planta baja, edificio A.



Anexo 4.15.12.- Unión Muro-Perfil, planta baja, edificio A.



Anexo 4.15.13.- Soldadura Muro-Perfil, planta baja, edificio A.



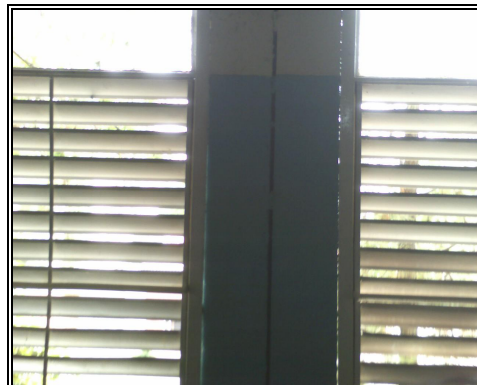
Anexo 4.15.14.- Unión Losas de Entrepiso, planta baja, edificio A.



Anexo 4.15.15.- Vigas de Carga, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.16.- Unión Losa-Columna, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.17.- Columna Perimetral, primer piso, edificio A.



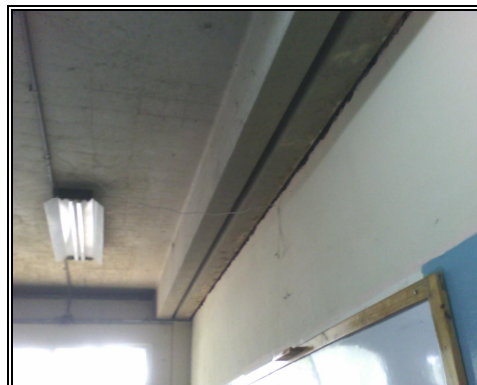
Anexo 4.15.18.- Junta, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.19.- Oficina, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.20.- Pasillo, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.21.- Pared Interna, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.22.- Unión Descanso-Muro, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.23.- Salón, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.24.- Módulo de Escaleras, Vista Inferior, primer piso, edificio A.



Anexo 4.15.25.- Columna Interior, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.26.- Salón, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.27.- Junta, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.28.- Unión de Módulos, Columnas Perimetrales, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.29.- Unión de dos Módulos, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.30.- Unión de Módulos, Columnas Interiores, segundo piso, edificio A.



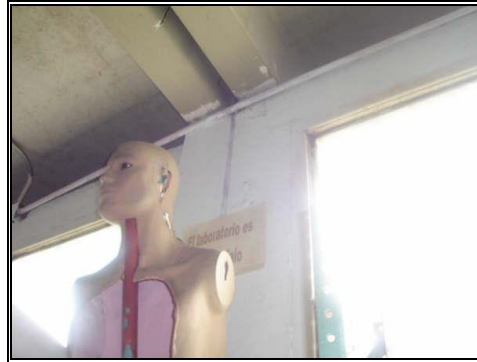
Anexo 4.15.31.- Descanso, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.32.- Unión Descanso-Edificio, segundo piso, edificio A.



Anexo 4.15.33.- Junta, Columna Interior, tercer piso, edificio A.



Anexo 4.15.34.- Junta, Columna Perimetral, tercer piso, edificio A.



Anexo 4.15.35.- Unión Módulos-Losa de Techo, tercer piso, edificio A.



Anexo 4.15.36.- Laboratorio, tercer piso, edificio A.

4.16.- Evaluación Sismorresistente De La U. E. Cirilo Alberto

4.16.1.- Participantes

- Prof. Clara Alvarado, UC.
- Prof. Oscar A. López, UCV.
- Br. Gabriela Guzmán, Tesista de Pregrado UC.
- Br. Lizardo Rojas, Tesista de Pregrado UC.

4.16.2.- Objetivos

El objetivo general de este trabajo es realizar un estudio sobre la vulnerabilidad sísmica de la Unidad Educativa Cirilo Alberto, tipo “Stac Antiguo”, ubicada en el Municipio Valencia, del Estado Carabobo, a través de un análisis estructural efectuado según Normas Técnicas Vigentes en Venezuela (Normas COVENIN).

Como objetivos específicos se tienen:

- Recabar de los archivos del FEDE y Secretaría de Infraestructura Regional, o en su defecto generar la información necesaria, sobre la edificación escolar tipo “Stac Antiguo” presente en la Unidad Educativa Cirilo Alberto y desarrollar planos arquitectónicos y estructurales correspondientes a la geometría de la estructura.
- Elaborar según la información obtenida, los planos arquitectónicos, generados en dos y tres dimensiones con aplicación del programa Autocad versión 2006 u otros programas pertinentes al caso.
- Desarrollar modelos matemáticos que permitan realizar el cálculo y análisis estructural mediante aplicación de herramientas de software y de métodos desarrollados en el contenido programático de las cátedras de análisis estructural.
- Ensayar posibles respuestas a la aplicación de las fuerzas sísmicas, en el modelo matemático generado, de acuerdo a los parámetros establecidos en las normas técnicas COVENIN 1756:2001, referida a las Edificaciones Sismorresistentes (Requisitos y Comentarios).
- Determinar mediante el ensayo efectuado la vulnerabilidad sísmica presente, en la edificación objetivo de estudio, evaluando los resultados obtenidos para así establecer recomendaciones generales.
- Evaluar la factibilidad de extrapolar los resultados y soluciones obtenidos en esta investigación a otras edificaciones escolares tipo “Stac Antiguo”, construidas a nivel nacional.

4.16.3.- Descripción de la Edificación

La descripción de la edificación se obtuvo mediante la visita técnica realizada por el equipo del IMME a la institución; se realizaron las siguientes observaciones:

- Se confirmó la ausencia de vigas planas en el sentido longitudinal de la estructura.
- A través de un escaneo realizado a las losas de techo y de entrepiso, se verificó que la losa es de tipo maciza, y no nervada como se pensaba en principio, por el espesor de la misma (15 cm).
- Un aspecto observado durante los análisis en los nodos, es la ausencia de acero de refuerzo transversal en los mismos, lo cual es un factor determinante a la hora de asignarle un nivel de diseño para el análisis sísmico. Esta característica de deficiencia en el detallado cumple con los requerimientos de la Norma Técnica MOP 1967, mas no con los niveles de exigencia que establece la normativa sismorresistente vigente.
- En las zonas centrales, generalmente correspondientes a la longitud libre, de las columnas se observó una separación de estribos que llega a alcanzar un valor de 20 cm.
- Así mismo, mediante el uso del Ferroskan, fue posible la verificación del número de barras de refuerzo longitudinal, al comparar con los planos obtenidos de un Stac según se indica en la tabla 4.16.1, lo cual le da confiabilidad al uso de esta información para estimar la capacidad de la estructura del Módulo 2. Sin embargo no fue posible determinar con exactitud el diámetro del refuerzo, debido a que el Ferroskan no ofrecía precisión al respecto.

Tabla 4.16.1.- Acero de refuerzo en elementos estructurales de la U.E. “Ezequiel Zamora”

| Elemento | Acero Longitudinal | Estribos |
|-------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Viga Dintel | 4 Φ 1/2" | Φ 3/8" sep. Entre 8 y 15 cm |
| Viga Plana (Dir. Larga) | 6 Φ 5/8" | |
| Viga Secc. Variable | 4 Φ 3/4" | |
| Viga Dir. Corta | | |
| Columnas | C1=8 Φ 5/8" y C2=8 Φ 3/4" | 2 Φ 3/8" sep. 20 cm |

4.16.4.- Evaluación Sismorresistente

a) *Obtención de los períodos correspondientes a cada modo de vibración de la estructura.*

- **Modelo 1:** Estructura con inercia gruesa sin tomar en cuenta el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.2.- Modos de Vibración y Períodos correspondientes al Modelo 1.

| Modo de Vibración | Períodos (s) |
|-------------------|--------------|
| 1 | 0.623 |
| 2 | 0.455 |
| 3 | 0.266 |
| 4 | 0.220 |
| 5 | 0.172 |
| 6 | 0.110 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 2:** Estructura con inercia reducida, sin tomar en cuenta el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.3.- Modos de Vibración y Períodos correspondientes al Modelo 2.

| Modo de Vibración | Períodos (s) |
|-------------------|--------------|
| 1 | 0.901 |
| 2 | 0.638 |
| 3 | 0.368 |
| 4 | 0.302 |
| 5 | 0.228 |
| 6 | 0.147 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 3:** Estructura con inercia gruesa, considerando el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.4.- Modos de Vibración y Períodos correspondientes al Modelo 3.

| Modo de Vibración | Períodos (s) |
|-------------------|--------------|
| 1 | 0.303 |
| 2 | 0.220 |
| 3 | 0.134 |
| 4 | 0.127 |
| 5 | 0.094 |
| 6 | 0.075 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 4: Estructura** con inercia reducida, considerando el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16. 5.- Modos de Vibración y Períodos correspondientes al Modelo 4.

| Modo de Vibración | Períodos (s) |
|-------------------|--------------|
| 1 | 0.369 |
| 2 | 0.245 |
| 3 | 0.167 |
| 4 | 0.141 |
| 5 | 0.119 |
| 6 | 0.119 |

Fuente: Elaboración Propia

En los resultados de los períodos de vibración que presenta la estructura para cada modelo matemático, se puede observar que los mismos son más elevados en los dos primeros modelos debido a que no se consideró la tabiquería y en los modelos para los cuales se tomó en cuenta el efecto rigidizador de la tabiquería los períodos de la estructura disminuyen notablemente, debido a la limitación de los elementos para deformarse ante la restricción que generan las paredes. Así mismo, es de resaltar que una vez que ocurre el agrietamiento de los elementos ante la acción del sismo (modelos con inercia reducida) la estructura experimenta períodos mayores en comparación con los modelos donde se considera la inercia gruesa de los elementos.

b) *Determinación de la relación Demanda/Capacidad para cada modelo.*

- **Modelo 1:** Estructura con inercia gruesa sin tomar en cuenta el efecto de la tabiquería.

1) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 2$.

Tabla 4.16. 6.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 1, usando un valor de $R=2$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|---------------------|-----------------|-------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/Capacidad |
| 1 Sin Paredes I_g | 265,46 | 111,3 | 2,39 | 267,56 | 146,8 | 1,82 |

Fuente: Elaboración Propia

2) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 3$.

Tabla 4.16. 7.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 1, usando un valor de $R=3$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 1 Sin Paredes I_g | 176,97 | 111,3 | 1,59 | 178,37 | 146,8 | 1,21 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 2:** Estructura con inercia reducida, sin tomar en cuenta el efecto de la tabiquería.

1) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 2$.

Tabla 4.16. 8.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 2, usando un valor de $R=2$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 2 Sin Paredes I_r | 262,50 | 111,3 | 2,36 | 262,20 | 146,8 | 1,79 |

Fuente: Elaboración Propia

2) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 3$.

Tabla 4.16. 9.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 2, usando un valor de $R=3$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 2 Sin Paredes I_r | 175,00 | 111,3 | 1,57 | 174,80 | 146,8 | 1,19 |

Fuente: Elaboración Propia

En los resultados de la relación demanda capacidad de los modelos 1 y 2, se evidencia que la estructura por sí sola no está preparada para resistir las combinaciones carga incluyendo el sismo exigido por las normas actuales. En ambos modelos se observa un exceso

de más del 130% de la demanda de cortante basal con respecto a la capacidad de la estructura. Al no existir el efecto rigidizador de las paredes se hace determinante la capacidad dúctil a la hora de calcular la fuerza cortante resistente de la estructura debido a que las columnas pueden deformarse en toda su longitud libre.

- **Modelo 3:** Estructura con inercia gruesa, considerando el efecto de la tabiquería.

1) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 2$.

Tabla 4.16.10.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 3 usando $R=2$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|---------------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 3 Con Paredes I _g | 283.77 | 258.2 | 1.10 | 280.05 | 146.8 | 1.91 |

Fuente: Elaboración Propia

2) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 3$.

Tabla 4.16.11.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 3 usando $R=3$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|---------------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 3 Con Paredes I _g | 189.18 | 258.2 | 0.73 | 186.70 | 146.8 | 1.27 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 4:** Estructura con inercia reducida, considerando el efecto de la tabiquería.

1) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 2$.

Tabla 4.16.12.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 2 usando $R=2$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|---------------------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 4 Con Paredes I _r | 276.48 | 258.2 | 1.07 | 269.86 | 146.8 | 1.84 |

Fuente: Elaboración Propia

2) Considerando un Factor de Reducción de Respuesta de la Estructura $R = 3$.

Tabla 4.16.13.- Índices de Demanda/Capacidad obtenidos para el Modelo 4 usando $R=3$.

| Modelo | Dirección Larga | | | Dirección Corta | | |
|------------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|
| | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad | Demanda Vd(Ton) | Capacidad Vr(Ton) | Demanda/ Capacidad |
| 4 Con Paredes Ir | 184.32 | 258.2 | 0.71 | 179.90 | 146.8 | 1.23 |

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados obtenidos al incorporar el efecto de la interacción de la tabiquería con los elementos estructurales, se produce una notable reducción del índice Demanda Capacidad, a pesar de que se desprece la capacidad de las paredes de absorber cortante. Este hecho se puede atribuir a lo siguiente, al existir el confinamiento de las columnas, la longitud libre de las mismas disminuye, aumentando la resistencia al corte dúctil, y por tanto, se hace determinante el corte frágil; esto para las columnas de la fachada norte del módulo, mientras que en la fachada sur, también se reduce la longitud libre, sin embargo en este caso, dicha reducción, no lleva al corte dúctil a ser mayor que el frágil, por el contrario, se mantiene como el menor de los cortantes resistentes de la columna, aunque con un aumento en su valor. Por estas dos principales características la capacidad al cortante basal de la estructura se ve incrementada. Del igual modo se observa un ligero incremento en la demanda del corte basal.

Adicionalmente se analizó el efecto de considerar dos factores de reducción de respuesta distintos. Se observó que al utilizar un factor de reducción de respuesta de $R=3$ se sobreestima la respuesta de la estructura y el índice Demanda Capacidad alcanza un valor menor a uno (1), lo cual significaría que es capaz de resistir las solicitaciones. Al usar un factor de reducción $R=2$ sobre la misma estructura, ésta no es capaz de resistir el efecto de la acción sísmica, lo cual indica que se debe tener sumo cuidado al seleccionar este valor, relacionado con la ductilidad que posee la estructura.

c) Evaluación de los desplazamientos y derivas máximas de cada modelo estructural, considerando un factor de reducción de respuesta $R=2$.

- **Modelo 1:** Estructura con inercia gruesa sin tomar en cuenta el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.14.- Desplazamientos y Derivas del Centro de Masa, de cada entrepiso, para el Modelo 1, usando $R=2$.

| MODELO 1 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|----------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 5,42 | 2,79 | 0,017 | 0,008 |
| 1 | 2,39 | 1,29 | 0,013 | 0,007 |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.16.15.- Desplazamientos y Derivas Máximas (Nodo A'1), de cada entrepiso, para el Modelo 1, usando R=2.

| MODELO 01 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) (cm) | CORTA (Y) (cm) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 5.53 | 3.13 | 0.017 | 0.009 |
| 1 | 2.45 | 1.48 | 0.013 | 0.008 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 2:** Estructura con inercia reducida, sin tomar en cuenta el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.16.- Desplazamientos y Derivas del Centro de Masa, de cada entrepiso, para el Modelo 2, usando R=2.

| MODELO 02 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 11.36 | 5.48 | 0.036 | 0.017 |
| 1 | 4.82 | 2.35 | 0.026 | 0.013 |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.16.17.- Desplazamientos y Derivas Máximas (Nodo A'1), de cada entrepiso, para el Modelo 2, usando R=2.

| MODELO 02 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) (cm) | CORTA (Y) (cm) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 11.57 | 6.09 | 0.036 | 0.019 |
| 1 | 4.92 | 2.68 | 0.027 | 0.015 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 03:** Estructura con inercia gruesa, considerando el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.18.- Desplazamientos y Derivas del Centro de Masa, de cada entrepiso, para el Modelo 3, usando R=2.

| MODELO 03 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) (cm) | CORTA (Y) (cm) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 1.32 | 0.69 | 0.004 | 0.002 |
| 1 | 0.67 | 0.35 | 0.004 | 0.002 |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.16.19.- Desplazamientos y Derivas Máximas (Nodo B'1), de cada entrepiso, para el Modelo 3, usando R=2.

| MODELO 03 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) (cm) | CORTA (Y) (cm) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 1.36 | 0.97 | 0.004 | 0.003 |
| 1 | 0.68 | 0.48 | 0.004 | 0.003 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Modelo 04:** Estructura con inercia reducida, considerando el efecto de la tabiquería.

Tabla 4.16.20.- Desplazamientos y Derivas del Centro de Masa, de cada entrepiso, para el Modelo 4, usando R=2.

| MODELO 04 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) (cm) | CORTA (Y) (cm) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 1.95 | 0.84 | 0.006 | 0.002 |
| 1 | 0.91 | 0.40 | 0.005 | 0.002 |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.16.21.- Desplazamientos y Derivas Máximas (Nodo B'1), de cada entrepiso, para el Modelo 04, usando R=2.

| MODELO 04 DESPLAZAMIENTOS (cm) | | | DERIVA | |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|
| ENTREPISO | LARGA (X) (cm) | CORTA (Y) (cm) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 2.03 | 1.25 | 0.006 | 0.004 |
| 1 | 0.94 | 0.58 | 0.005 | 0.003 |

Fuente: Elaboración Propia

I. Cuadro resumen de derivas para los distintos modelos con un factor de reducción R=2.

Tabla 4.16.22.- Derivas Máximas en los distintos modelos analizados, usando R=2.

| NIVEL | MODELO 01 | | MODELO 02 | | MODELO 03 | | MODELO 04 | |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 0.017 | 0.009 | 0.036 | 0.019 | 0.004 | 0.003 | 0.006 | 0.004 |
| 1 | 0.013 | 0.008 | 0.027 | 0.015 | 0.004 | 0.003 | 0.005 | 0.003 |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.16.23.- Derivas Máximas (‰) en los distintos modelos analizados, usando R=2.

| NIVEL | MODELO 01 | | MODELO 02 | | MODELO 03 | | MODELO 04 | |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) | LARGA (X) | CORTA (Y) |
| 2 | 16.85 | 9.03 | 36.37 | 18.66 | 3.76 | 2.67 | 5.96 | 3.64 |
| 1 | 13.39 | 8.10 | 26.90 | 14.66 | 3.70 | 2.64 | 5.11 | 3.19 |

Fuente: Elaboración Propia

II. Análisis de resultados de derivas obtenidas para los distintos modelos.

Al aplicar un espectro de diseño a la estructura, afectado con un factor de reducción de respuesta R=2, se obtuvo altas derivas tanto en el Modelo 01, considerando los elementos con inercia gruesa, como en el Modelo 02 en el cual se aplicó un factor de reducción de inercia, a fin de considerar la pérdida de rigidez de los elementos estructurales en presencia de un sismo.

En la dirección longitudinal de ambos modelos, el valor de deriva máxima establecido por la norma para edificaciones pertenecientes al Grupo A (12 ‰), fue sobrepasado, llegando a un valor de 17‰, para el Modelo 01 y 36‰ para el Modelo 02. Mientras que en la dirección, corta solo se sobrepasa el valor de deriva normativo en el Modelo 02 de inercia reducida, llegando a 19‰, esto se puede atribuir a la menor rigidez de la estructura en este modelo.

Los resultados evidencian mayores derivas en la dirección larga, lo cual es lógico debido a la carencia de vigas en dirección longitudinal, la estructura sólo cuenta con las vigas dintel y el efecto que pueda tener la loza maciza, modelado en esta investigación como una viga plana.

Con respecto a los Modelos 02 y 03, la incorporación de las paredes, tiene un efecto rigidizador que disminuye notablemente las derivas, en ambas direcciones, tanto que en ambos modelos, la estructura se mantiene dentro del rango de derivas permitido.

4.16.5.- Conclusiones y Recomendaciones.

Una vez realizado el levantamiento geométrico del Módulo 02 de la Unidad Educativa “Cirilo Alberto” se procedió a la elaboración de los planos arquitectónicos del mismo. Igualmente se realizaron los planos del detallado de los elementos estructurales del Stac Antiguo con base en los planos estructurales de la U.E. “Ezequiel Zamora”, clasificada como Stac, y en las verificaciones llevadas a cabo con el Ferrosan en el módulo estudiado.

Basados en los planos desarrollados y la información recopilada, se elaboraron cuatro modelos matemáticos en los cuales se contempla, en primer lugar, el comportamiento de los elementos estructurales para soportar las cargas gravitatorias y la acción sísmica aplicada a través de un espectro de respuesta y, en segundo lugar, se evaluó la respuesta de la estructura bajo las mismas acciones, pero esta vez considerando el agrietamiento y la pérdida de rigidez de los elementos. Los resultados obtenidos muestran una ligera disminución en el índice Demanda/Capacidad por efecto de la baja de la demanda en el segundo caso, siendo éste el más desfavorable, y un incremento de las derivas en los entresijos debido a la consideración

de las inercias reducidas. En ambos casos la estructura sobrepasa el límite de deriva máxima establecida por la norma COVENIN 1756:2001 para edificaciones del Grupo A, superándola en un máximo de 300% para el modelo de inercia reducida sin tabiquería en la dirección larga, la de menor rigidez, y en 225% en la dirección corta. Estos valores de derivas son independientes del factor de reducción usado.

Posteriormente se elaboraron dos modelos en los cuales se incluyó el efecto de las paredes del módulo. En el primer modelo se consideró la inercia gruesa de los elementos y en el segundo se aplicó el factor de inercia reducida. En ambos modelos se observó una reducción del índice Demanda/Capacidad, por el incremento del cortante resistente que genera el confinamiento de las paredes sobre las columnas, así mismo hubo una reducción en ambos modelos de las derivas máximas, obteniéndose que para ninguno de los modelos fue superado el valor límite de 12%.

Del análisis anterior se puede concluir que la presencia de las paredes beneficia a la estructura reduciendo el índice de demanda capacidad y las derivas máximas. Sin embargo, la falla de algunas columnas gracias a la configuración de la tabiquería será del tipo frágil, ocasionando el colapso repentino de los elementos. Es muy importante destacar que, aunque hubo una reducción del índice demanda capacidad, éste se mantuvo por encima del valor de la unidad (para un factor de reducción de respuesta $R = 2$) y por ello se puede concluir que la seguridad de la estructura del Módulo 02 de la U.E. “Cirilo Alberto” se encontrará comprometida ante una acción sísmica como la indicada por la Norma COVENIN 1756:2001 para las características particulares de esta edificación.

Como se determinó en el análisis realizado en puntos clave de la estructura, con el equipo del IMME y el Ferroskan, el acero transversal en los elementos es deficiente según los requerimientos de la normativa actual. Esto se debe a que la norma con la cual se realizó el proyecto de esta edificación (Norma MOP 1967) sólo señala recomendaciones para el detallado del acero de refuerzo transversal en vigas y columnas adyacentes a los nodos. No es hasta la Norma COVENIN MINDUR 1982, donde se hace hincapié en el vínculo que debe existir entre el análisis y el diseño, especialmente de estructuras de concreto reforzado, insistiendo en el detallado del acero de refuerzo y el confinamiento en los elementos para prevenir la falla frágil de los mismos.

De manera general se puede concluir que las principales deficiencias encontradas en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, realizada a la U.E. “Cirilo Alberto”, son de carácter conceptual, entre ellas se pueden mencionar las siguientes:

- 1- La configuración de la tabiquería: la ubicación de las ventanas y las paredes de ventilación generan alturas libres en la columna produciendo, en algunos casos, el efecto de columna corta. Esta condición tiene las siguientes consecuencias: la primera es que incrementa la capacidad de la estructura, reduciendo el índice de demanda capacidad y, la segunda, a la cual se le debe prestar verdadera atención, es que lejos de ayudar, potencia la fragilidad de la estructura, es decir, que la falla frágil de los elementos ante la acción de un sismo de determinada magnitud será repentina y no dúctil, que es la condición que busca el diseño de edificaciones sismorresistentes actual.

- 2- La falta de confinamiento, debida a la carencia del acero de refuerzo transversal en las zonas nodales, la cual se corresponde con un deficiente nivel de diseño para este tipo de estructuras, con respecto a las exigencias de la norma vigente, genera una limitada capacidad de la estructura para disipar la energía proveniente del sismo.
- 3- Otro aspecto irregular, e importante observado en la edificación del Módulo 02 del Stac Antiguo analizado, es que en la dirección transversal se observa la considerablemente mayor rigidez y resistencia de las vigas, en relación a la de las columnas, generando un efecto, muy negativo y opuesto a lo que se procura en el diseño actual, es decir que la estructura posea vigas fuertes y columnas débiles.

Otro de los objetivos de esta investigación, era el de evaluar la factibilidad de extrapolar los resultados obtenidos, a otras edificaciones escolares Tipo Stac Antiguo, mediante un análisis a factores como, semejanzas entre la geometría de la estructura y las dimensiones de los elementos así como la cantidad de acero de refuerzo en vigas y columnas, entre otros. Esta evaluación no fue posible, porque la Tipología Stac Antiguo, se define gracias a este trabajo, y por tanto FEDE no cuenta con información de otras escuelas con esta tipología, la ubicación y descripción de la mismas es un trabajo que se realizará a futuro, al igual que se ha venido realizando con el resto de las tipologías.

Recomendaciones:

En primera instancia y con base en los resultados obtenidos de los modelos analizados con o sin mampostería, se recomienda tomar medidas de adecuación estructural, que sirvan de refuerzo y/o de disminución de los efectos de un movimiento sísmico sobre la edificación; y de esa forma, hacer que la estructura sea más segura y pueda salvaguardar vidas, durante y después del evento sísmico.

Se recomienda separar la tabiquería de los elementos estructurales, para evitar la falla de los mismos por concentración de esfuerzo cortante (falla frágil), permitiendo que la falla del elemento sea dúctil.

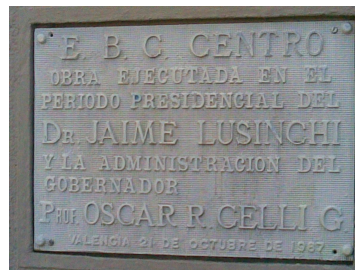
Las ventanas existentes se podrían colocar a través de aberturas embutidas en la misma pared y no de columna a columna. Adicionalmente se puede emplear una técnica ya utilizada de reforzamiento, que consiste en la colocación de muros estructurales que aporten rigidez a los pórticos y, de ese modo, garantizar la rigidez necesaria que satisfaga las exigencias de las normas en lo referente a desplazamientos máximos permitidos, disminuyendo así la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

De manera general se recomienda realizar un adecuado mantenimiento y recuperación a la edificación que ya cuenta con deficiencias estructurales además de deterioros como: acero de refuerzo expuesto en losas de pasillos y tuberías que atraviesan elementos, como es el caso de la losa de entrepiso del Módulo 03. Estos problemas lejos de ser de carácter estético, pasan a ser problemas estructurales, comprometiendo la principal función de la edificación, que es resguardar la vida de las personas que hacen uso de ella. Mediante el cumplimiento de las presentes recomendaciones se garantiza una mejora del comportamiento estructural de toda la edificación.

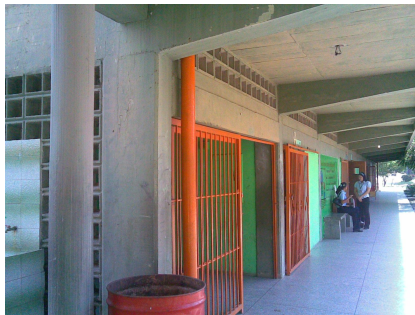
Para finalizar, se recomienda continuar con este tipo de estudios que representan aportes importantes a la línea de investigación nacida recientemente en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo, y que ya tiene avances en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad Central de Venezuela, con el fin de obtener la construcción de escuelas más seguras en el país, o de ser el caso, la rehabilitación de las ya construidas evitando graves pérdidas humanas y económicas, como las ocurridas durante el lamentable hecho del terremoto de Cariaco de 1997.

Anexo.

Levantamiento Fotográfico de la edificación de la U.E. “Cirilo Alberto”,
ubicada en el Municipio Valencia del Estado Carabobo.



Anexo 4.16.1.- La fecha de inauguración del colegio, fue en 1987, sin embargo se construyó entre los años 1982 y 1983.



Anexo 4.16.2.- Fotografía Módulo 4, se evidencian las vigas en dirección longitudinal.



Anexo 4.16.3.- Viga de apoyo del descanso de la escalera, presente en Módulos 2 y 4.



a)



b)

Anexo 4.16.4a y 4.16.4b.- Acero de refuerzo expuesto en la losa del pasillo que comunica los Módulos 1 y 4.



Anexo 4.16.5.- Agrietamiento en la junta de unión entre el pasillo y el Módulo 4.



a)



b)



c)

Anexo 4.16.6a, 4.16.6b y 4.16.6c. Fachada principal del colegio, coincide con la fachada oeste del Módulo 01. En este módulo, se observa la posible irregularidad de entrepiso débil por la falta de la tabiquería en lo que es la entrada principal. En la planta alta, se ubica la biblioteca, la cual representa una carga elevada, y un peligro para la estructura si el diseño no se realizó tomando en cuenta este importante detalle.



a)



b)



c)

Anexo 4.16.7a, 4.16.7b y 4.16.7c. Módulo principal visto desde el patio central. En el módulo como tal no se observan fallas a nivel estructural, ni de mantenimiento como en las demás, y es importante destacar que las peores fallas para todos los módulos están en las juntas de dilatación entre ellos y los pasillos que los comunican entre sí, por tanto es en estos lugares donde se observa acero descubierto, grietas, entre otros.



Anexo 4.16.8.- Fachada Norte del Módulo 1.



a)



b)

Anexo 4.16.9a y 4.16.9b. Fachada Sur del Módulo 2.



Anexo 4.16.10.- Módulo N° 2 visto desde patio central del colegio. El efecto de columna corta se encuentra presente en estos módulos, debido a las ventanas intermedias ubicadas en la fachada oeste, y a las paredes de ventilación que se ven en la fachada este, estas paredes tienen una rigidez distinta a la del resto de la pared.



Anexo 4.16.11.- Pasillo que comunica el Módulo 2 con el Módulo 1.



Anexo 4.16.12.- Fachada oeste del Módulo 2.



Anexo 4.16.13.- Junta entre el pasillo y el Módulo 2.



Anexo 4.16.14.- Fachada oeste del Módulo 2.



Anexo 4.16.15.- Fachada este del Módulo 3.



Anexo 4.16.16.- Parte de la fachada sur del módulo. Este módulo, no tiene escaleras, por lo tanto para acceder a su planta alta, se debe hacer por el pasillo que lo comunica con el Módulo 2.



Anexo 4.16.17.- En todos los salones del Módulo 3 se puede ver, como la losa de entrepiso está deteriorada por el paso de un bajante de aguas de lluvia a través de ella.



Anexo 4.16.18.- Fachada norte del Módulo 4.



Anexo 4.16.19.- Fachada sur del Módulo 4.



Anexo 4.16.20.- Fachada oeste del Módulo 4.



Anexo 4.16.21.- Fachada este del Módulo 4.

En la fachada oeste se puede apreciar la tabiquería de ventilación, que se encuentra en el área de las escaleras, esta característica es común en los Módulos 2 y 4 que son los que poseen escaleras. En la fachada norte se observa una viga intermedia en planta baja, que sirve de apoyo al descanso de la escalera. En las fachadas que dan hacia el patio central de todos los módulos se aprecia una viga dintel.

OTRAS CARACTERISTICAS GENERALES:

- Las losas, tanto de entre piso como de techo, son losas macizas.
- En la inauguración del colegio la biblioteca no estaba ubicada en el segundo piso, por tanto se debe considerar la irregularidad de concentración de masas en pisos superiores.
- El mal estado en general se debe a la falta de mantenimiento, esto se evidencia por la existencia de filtraciones y colapso de tuberías de aguas negras, que dicho sea de paso, atraviesan las losas de techo y entrepiso.

4.17.- Evaluación Sismorresistente de la U.E. Manuel Felipe Tovar

4.17.1.- Participantes

- Prof. Clara Alvarado, Investigador UC.
- Br. Wilmer Gil, Tesista de pregrado UC.
- Br. Johan Builes, Tesista de pregrado UC.

4.17.2.- Inspecciones realizadas

U.E. “Manuel Felipe Tovar” (ubicado en la Urbanización “la Viña”, en el municipio Valencia, Edo.Carabobo):

- (11/12/2006) Levantamiento del archivo fotográfico y levantamiento geométrico.
- (15/03/2007) Visita con los representantes del I.M.M.E., para la verificación del acero estructural a través del uso del “ferroscan”.



Figura 4.17.1.- Identificación del Liceo.

4.17.3.- Descripción de la edificación

En la sede de MINFRA Carabobo se encontraron una serie de planos de una estructura tipo “Cajetón”. Esta serie contiene planos arquitectónicos y estructurales con fecha de proyecto de 1970 para una zona sísmica tipo 2, los cuales fueron comparados y verificados con la escuela en estudio U.E. Manuel Felipe Tovar, ubicada en la ciudad de Valencia del Estado Carabobo los cuales coincidieron perfectamente con el levantamiento hecho in situ.



Figura 4.17.2.- Fachada principal (este).

La información obtenida se ha ido digitalizándola progresivamente, esto incluye los planos arquitectónicos y estructurales de los cuales se dispone a fin de actualizar la mayor cantidad de información posible.

Las escuelas tipo “Cajetón” son estructuras aporricadas de concreto armado construidas según fecha proporcionada por los planos en la década de 1970. Existe información confirmada de dos tipos de estas estructuras: una formada por dos módulos en forma de “C” y separados por una junta de construcción que coincide con la descripción de la U.E. Raimundo Martínez Centeno que colapso durante el sismo de Cariaco de 1997, y otra formada por solo un módulo donde no existen juntas de construcción tal cual es el caso del edificio de la U.E. Manuel Felipe Tovar que es el objeto de investigación de este trabajo.



a) Antes del terremoto
(Cortesía de E. Castilla)



b) Después del terremoto; aplastamiento
del primer entrepiso
(Cortesía de E. Castilla)

Figura 4.17.3.- Liceo “Raimundo Martínez Centeno”.



Figura 4.17.4.- Fachada sur de la U.E. “Manuel Felipe Tovar”.

La estructura consta de tres niveles identificados como planta baja, primer piso y segundo piso, donde todos los niveles poseen aulas, laboratorios, seccionales y oficinas administrativas (secretarías, coordinación y dirección). Es importante destacar que en la actualidad existe un módulo de dos niveles anexo a la estructura en la fachada posterior del edificio que no es original del proyecto y que fue construido independientemente años después para satisfacer una posible demanda de capacidad o con otros fines administrativos. Para efectos de esta investigación no será tomado en cuenta el módulo anexo y solo se estudiará el edificio principal según lo especificado en el proyecto mostrado por los planos originales.



Figura 4.17.5.- Módulo anexo conectado al módulo principal en la fachada oeste.

La estructura cuenta con ocho pórticos transversales separados 7.2m entre sí (identificados con los números del “1” al “8”), seis pórticos longitudinales separados 7.2m y 3.6m (identificados de la “A” a la “F”), con un total de 44 columnas por nivel y todas de sección cuadrada de 40cm x 40cm cuyos ejes poseen continuidad en todos los niveles. Hay que destacar que tanto en la dirección longitudinal como en la transversal todos los pórticos no son continuos, ya que existe un patio central que interrumpe los pórticos “4” y “5” (transversalmente) y “C” y “D” (longitudinalmente), esta situación se repite para los tres niveles. La estructura en dirección longitudinal posee vigas altas de dimensiones 40cm x 70cm para todos los pórticos pero para los pórticos “B”, “C”, “D”, y “E” existe una extensión de la viga en los extremos en forma de cantiléver donde la viga se convierte en plana quedando embutida en la losa con dimensiones 40cm x 25cm. En la dirección transversal todos los pórticos están conformados por vigas planas (embutidas en la losa) de dimensiones 50cm x 25cm. Existen en las fachadas delantera y trasera una viga de amarre en el extremo del cantiléver con dimensiones menores 20cm x 25cm donde va apoyada la tabiquería de bloques de ventilación que forman la fachada del edificio en los pisos superiores. Dicha tabiquería se ayuda a sostener con machones de dimensiones 20cm x 15cm que funcionan como amarre. La altura de los entrepisos de 2.85m en todos los niveles. La planta baja consta de un patio central y pasillos en forma de corredores alrededor de este, ubicando de 5 a 6 aulas de 7m x 6.7m aproximadamente a cada lado, con capacidad para albergar aproximadamente treinta alumnos, dos baños, laboratorios y áreas administrativas. Los niveles superiores están distribuidas de manera parecida, repitiendo siempre la ubicación de los pasillos alrededor de los salones, dos baños laboratorios y zonas administrativas.

La tabiquería existente en todos los niveles está compuesta por bloques de arcilla de 20cm de ancho, donde solo las paredes internas están frisadas por ambas caras con friso de espesor 2.5cm aproximadamente, las paredes se encuentran vinculadas a los elementos estructurales, las aulas de clase y laboratorios poseen ventanas que van de cara a cara de columna sobre paredes de 1.05m de altura, las paredes que limitan con los pasillos poseen en la parte superior una hilera de bloques de ventilación de concreto de altura 20cm. La vinculación de las paredes a las columnas y la presencia de ventanas genera el efecto de “columnas cortas” en los pórticos longitudinales “A” y “F”, otro elemento de mampostería que está presente y que se vincula a los elementos estructurales son los parasoles ubicados a los

laterales del edificio en la zona de la losa que queda en cantiléver, constituidos por bloques de arcilla de 15 cm con friso por ambas caras de espesor 2.5 cm aproximadamente.

Las losas de todos los niveles son losas nervadas de 25 cm de espesor armadas siempre en la misma dirección transversal, aligeradas con bloques de arcilla (piñatas). Las propiedades de los materiales se estimaron de acuerdo a lo indicado en los planos y con una inspección técnica hecha en sitio. El concreto utilizado para los elementos estructurales, según indican los planos del proyecto con fecha de 1970, reflejan una resistencia promedio a compresión de 200kgf/cm^2 en vigas, columnas y losas. La tensión de cedencia del acero utilizado para el armado de vigas y columnas es 2100kg/cm^2 según el proyecto original, pero se observa una nota con fecha de 1974 sobre la modificación en la tensión de cedencia del acero la cual fue elevada a 2400kg/cm^2 que era la mínima exigida por la norma del MOP vigente en ese momento.



Figura 4.17.6.- Entrada principal (fachada este). Nótese la ausencia de vigas altas en dirección transversal.



Figura 4.17.7.- Patio central visto desde el este.



Figura 4.17.8.- Corredor del ala norte del 1er. piso, visto desde el este hacia el oeste.



Figura 4.17.9.- Pared interior de concreto, separada de las columnas.



Figura 4.17.10.- Detalle de puerta y ventanas, ala norte.

**RADIOGRAFIAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
“FERROSCAN”**

Nota: dimensión de cuadrícula 15cm x 15 cm.

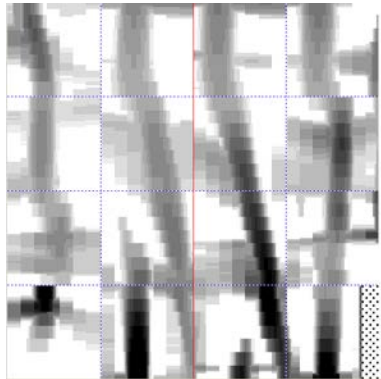


Figura 4.17.11.-Nodo de columna (D6) donde se aprecian 4 barras sin estribos.

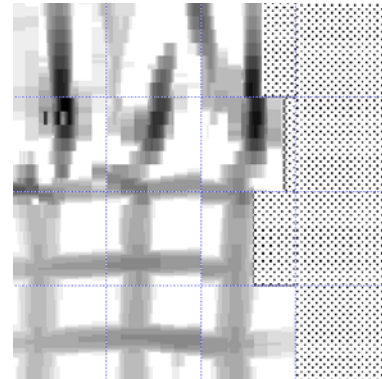


Figura 4.17.12.- Columna (D6) donde se pueden apreciar los estribos a cada 12.5 cm aproximadamente.

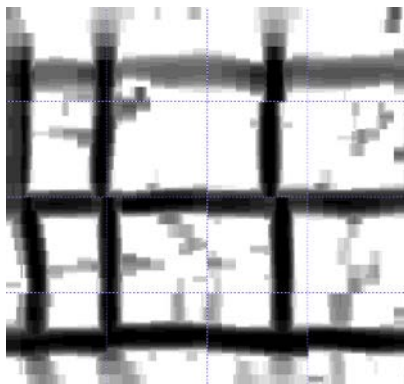


Figura 4.17.13.- Vista inferior de viga plana eje 6, se verificó la disminución de la separación entre ligaduras en las cercanías del nodo.

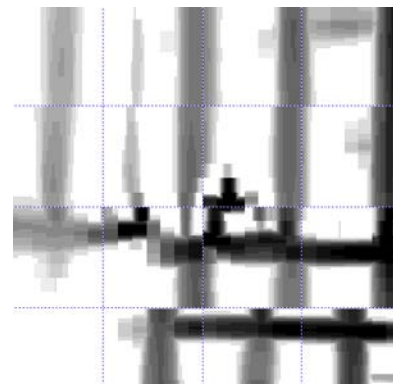


Figura 4.17.14.- Nodo de la columna (C-3), se aprecia la ausencia de ligaduras en el nodo.

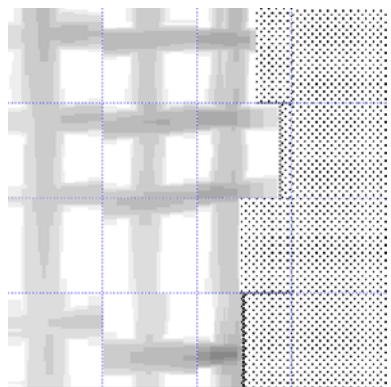


Figura 4.17.15.- Columna C3, se puede apreciar la disminución de la separación en los estribos a medida que se acerca al nodo.

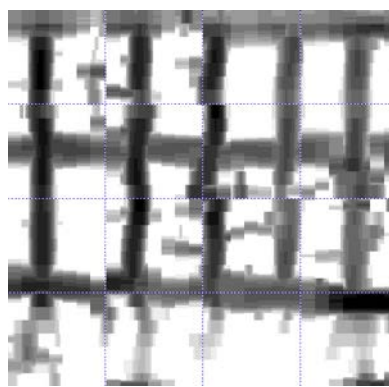


Figura 4.17.15.- Viga plana del eje 2, ligaduras aproximadamente a 12.5cm de separación.

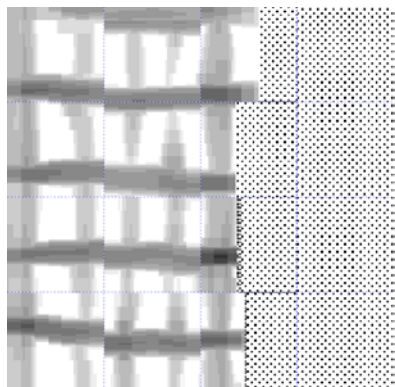


Figura 4.17.16.- Columna B4, se aprecian los estribos separados aproximadamente a 13cm.

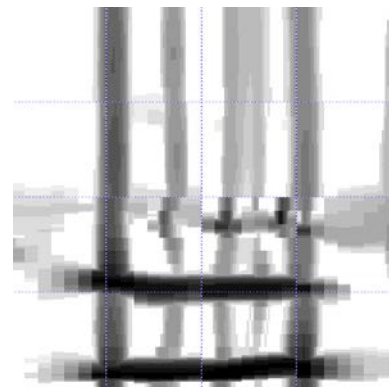


Figura 4.17.17.- Nodo de columna B4, se aprecia ausencia de ligaduras o estribos en el nodo.

Es importante destacar que todas las radiografías tomadas coinciden de manera muy precisa con lo especificado en los planos del proyecto, lo que indica que lo construido obedece a lo indicado en los planos. Esto permite concluir que la información disponible es confiable.

PLANOS

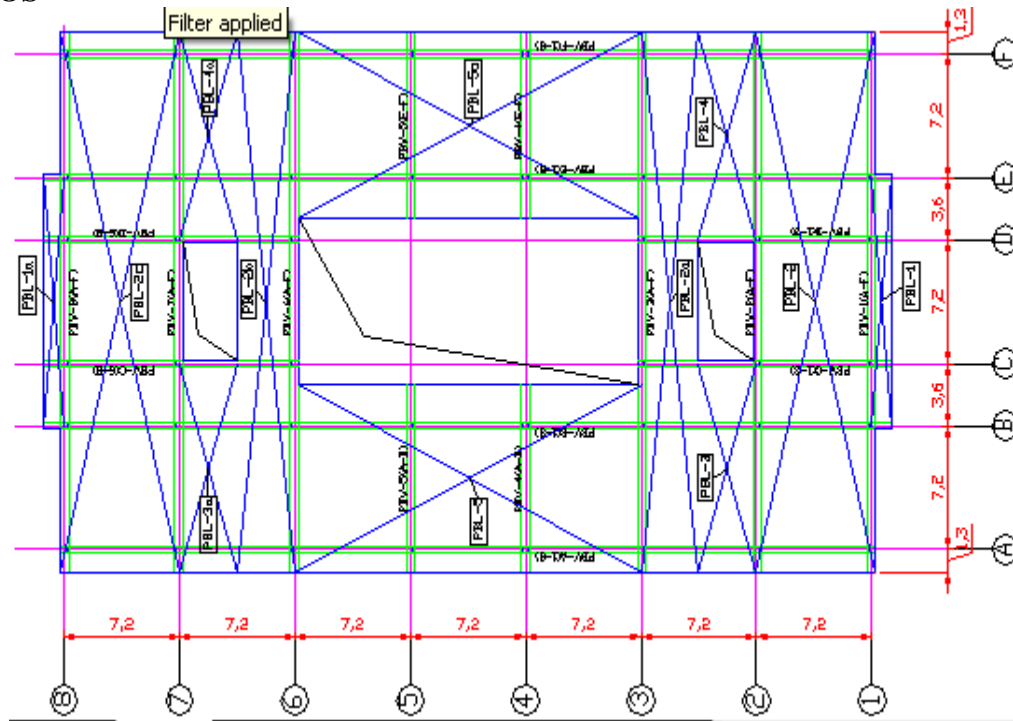


Figura 4.17.18.- Plano de losa planta baja.

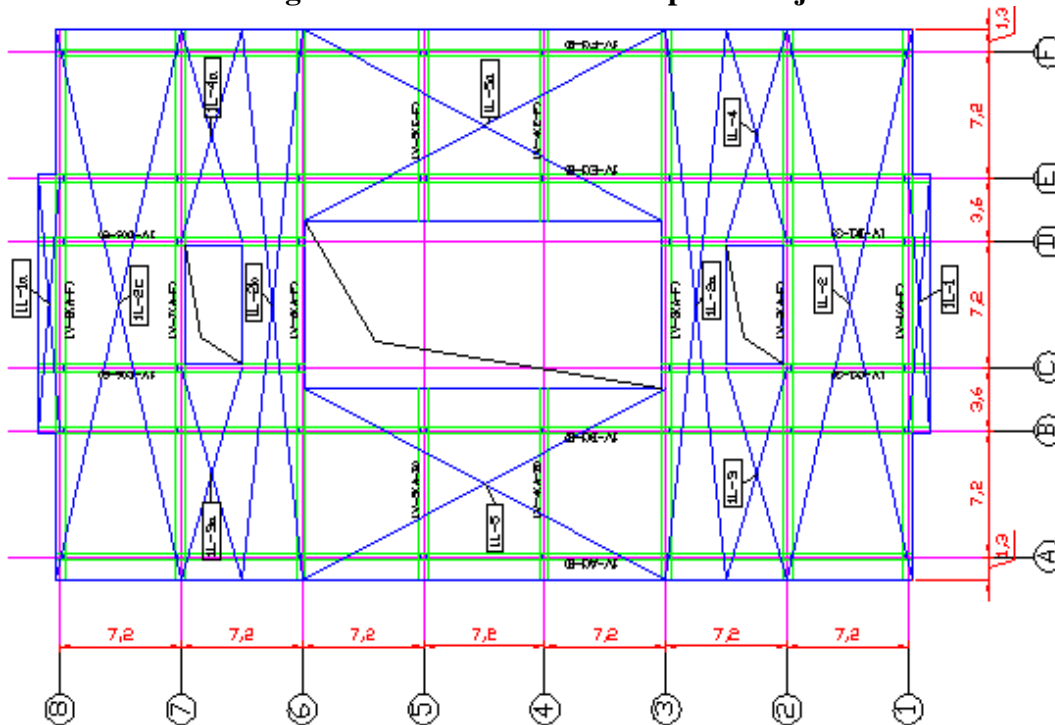


Figura 4.17.19.- Plano losa primer piso.

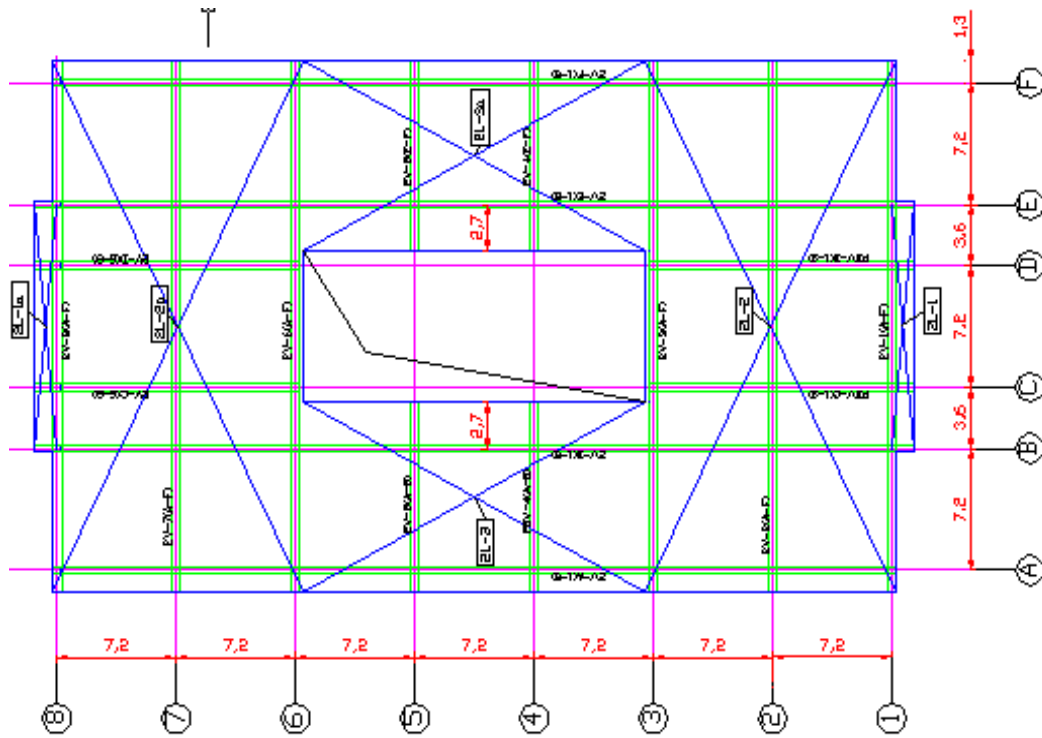


Figura 4.17.20.- Plano de losa segundo piso.

4.18.- Evaluación Sismorresistente de la E. B. Ambrosio Plaza

4.18.1.- Participantes

- Prof. Oscar A. López, UCV.
- Prof. Ricardo Bonilla, UCV.
- Ing. Carlos Lee (Tesisista de Postgrado)
- Ing. Abou Firas (Tesisista de Postgrado)

4.18.2.- Introducción

El sistema estructural de numerosas escuelas presentes hoy en día en Venezuela es muy similar al de las que fallaron durante el terremoto de Cariaco. Uno de estos sistemas semejantes son los llamados Tipo Antiguo II, construidos entre los años 1950 y 1960, de los cuales se estima que existen aproximadamente un centenar en todo el país. Este estudio tiene como objetivo identificar las características estructurales y arquitectónicas de las Escuelas Tipo Antiguo II, evaluar el nivel de riesgo sísmico presente bajo el marco de las normas vigentes y proponer recomendaciones generales para reducir su vulnerabilidad hasta niveles aceptados en las mismas.

4.18.3.- Descripción de la edificación

No se pudieron localizar planos de estas construcciones hechas hace unos 50 años por lo que se hizo necesario conseguir información directamente en las escuelas existentes. Se realizó un levantamiento exhaustivo in situ de la arquitectura y estructura de escuelas de Caracas, Guarenas, Santa Lucía y Nueva Esparta, comparándose con la información disponible de otras ubicadas en Mérida, Trujillo y Nueva Esparta, concluyéndose que poseen una gran similitud entre ellas y comprobando su carácter repetitivo. Las escuelas examinadas fueron la “E. B. Ambrosio Plaza” de Guarenas, la “E. B. Miguel Villavicencio” de Caracas, la “E. B. Francisco Espejo” de Santa Lucía, la “E. B. Doctor Luis Ortega” de Nueva Esparta, la “E. B. Nueva Esparta” de Mérida, la “E. B. Samuel Darío Maldonado” y la “E. B. Padre Miguel Lorenzo” ubicada en Trujillo. En la Figura 4.18.1 se observan fotografías del Módulo Principal de las escuelas de Guarenas y Caracas.



Figura 4.18.1. Fotografías del Módulo Principal de dos escuelas del Tipo Antiguo II, localizadas en Guarenas (foto izquierda) y en Caracas (foto derecha). Fotografías tomadas por Lee y Abou.

Con la información recopilada se elaboraron planos detallados de la arquitectura (Figura 4.18.2) y la estructura (Figura 4.18.3), además de modelos en tres dimensiones con sus

correspondientes imágenes y videos de animación digital (Figura 4.18.4). Las escuelas Tipo Antiguo II son estructuras aporricadas de concreto armado construidas entre los años 1950 y 1960, formadas por dos módulos contiguos, el Módulo Principal y el Módulo Anexo. Ambos módulos están conectados rígidamente en algunas escuelas (Figura 4.18.3), pero en otras se observaron módulos separados por medio de juntas de construcción.

El Módulo Principal posee dos niveles identificados como Planta Baja y Planta Alta. Este módulo funciona como edificio de aulas y oficinas administrativas (Secretaría, Coordinación y Dirección). El Módulo Anexo consta de un solo nivel, cuya función original aparentemente fue albergar el comedor y la cocina, aún cuando actualmente es utilizado con fines diferentes.

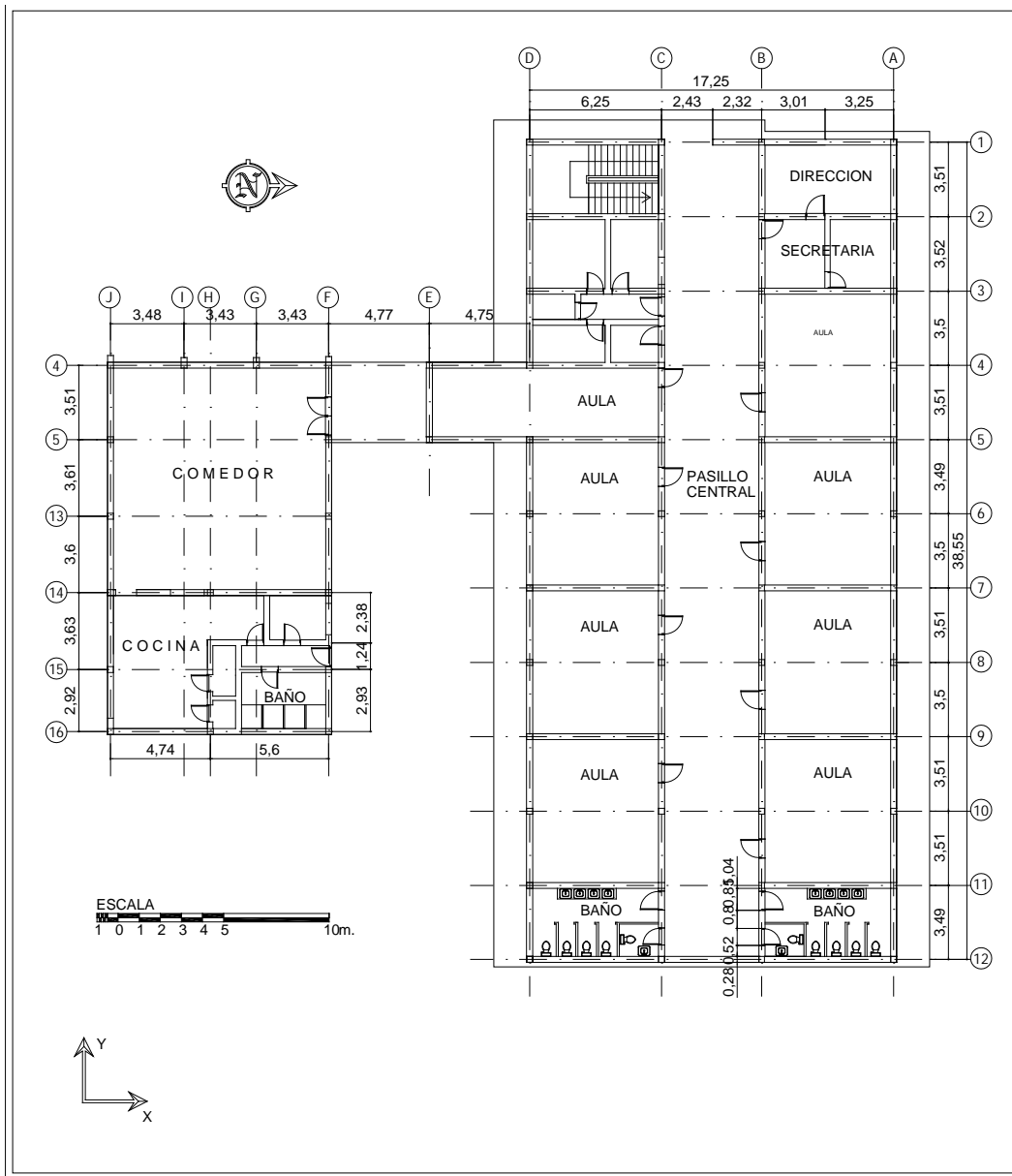


Figura 4.18.2. Plano de arquitectura de la planta baja del edificio.

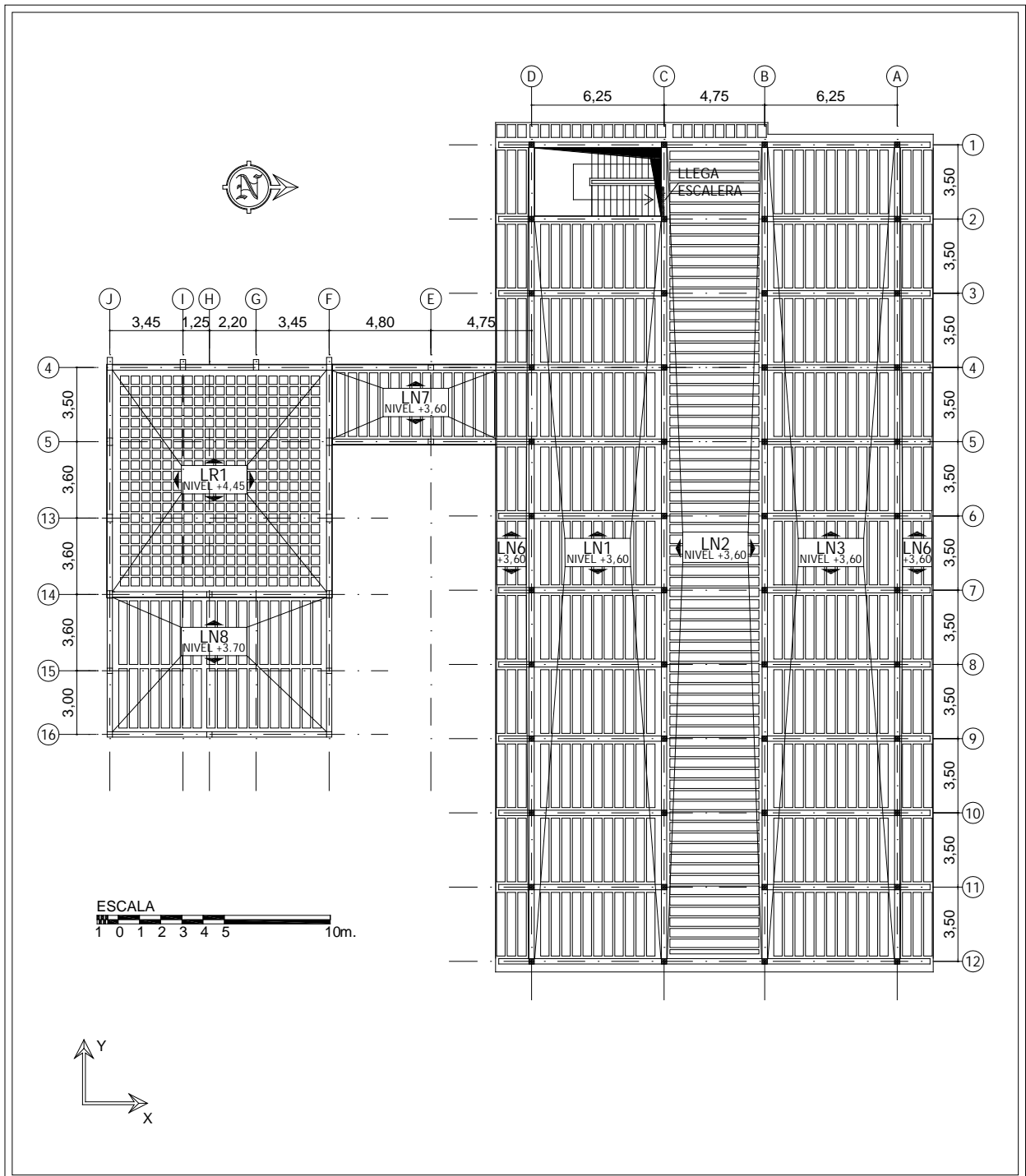


Figura 4.18.3. Plano del envigado de la planta alta. Nótese que el Módulo Principal y el Módulo Anexo están conectados rígidamente.

a).- Módulo Principal

El Módulo Principal cuenta con doce pórticos transversales separados a 3,50 m (identificados del 01 al 12) y cuatro longitudinales separados a 6,25 m y 4,75 m (identificados de la A a la D). En total 48 columnas conforman este módulo, todas con sección cuadrada de 25 cm x 25 cm, cuyos ejes poseen continuidad en todos los niveles (Figuras 4.18.4 a 4.18.6).

La estructura posee vigas altas en la dirección longitudinal, las mismas son de 25 cm x 60 cm. En la dirección trasversal se presentan dos situaciones: en los pórticos extremos (1 y 12) se encuentran vigas altas de 25 cm x 60 cm entre los ejes A-B, B-C y C-D. En los pórticos interiores (2 al 11) estas vigas sólo se encuentran entre los ejes A-B y C-D, es decir, la estructura carece de vigas entre los ejes B-C. En la Planta Alta se detectaron vigas de corona en los pórticos longitudinales A y D que sostienen la tabiquería superior a las ventanas, estas vigas son de 25 cm x 40 cm y están localizadas a un metro por debajo de las vigas principales. La altura de entrepiso de Planta Baja es de 3,60 m. La altura de entrepiso en la Planta Alta es variable, producto de la inclinación de la losa de techo, la cual es a dos aguas; en los tramos externos la altura de entrepiso es igual a 4,40 m disminuyendo en altura hasta llegar a 3,65 m. En el tramo central la altura de entrepiso es uniforme e igual a 3,25 m.

La Planta Baja está constituida por un pasillo central de 4,75 m de ancho, aulas de clase con una capacidad promedio de treinta alumnos por salón y unas dimensiones de 6,00 m x 6,75 m cada una, áreas administrativas, dos baños y un pasillo que comunica el Módulo Principal con el anexo; este pasillo se ha observado en varias ocasiones usado como aula de clase adicional. La Planta Alta consta al igual que la planta inferior de un pasillo central con las mismas dimensiones, aulas de clase con la misma capacidad de las aulas del nivel inferior y dos baños.

La tabiquería existente en ambos pisos de la edificación principal, está compuesta por bloques de arcilla de 20 cm de ancho con un friso en ambas caras de aproximadamente 2,5 cm de espesor. Las paredes no están desvinculadas o separadas de los elementos estructurales. Todas las aulas de clase cuentan con ventanas que van de cara a cara de columna, situadas a 1,20 m de la losa de piso, con dimensiones de 3,25 m de ancho por 1,80 m de altura. Las paredes que separan las aulas del pasillo central poseen en su parte superior, una ventilación formada por dos filas de bloques huecos de ventilación de concreto de 20 cm x 20 cm x 40 cm. La configuración de las paredes generan columnas cortas a todo lo largo de los pórticos longitudinales (Figura 4.18.5): En los pórticos “B” y “C” las columnas son de 0,45 m de longitud, mientras que en los pórticos “A” y “D” son de 1,80 m. En la dirección transversal (Figura 4.18.6) se presentan alternadamente unos vanos con paredes completas, otros sin paredes y otros en donde se generan columnas cortas de longitud igual a 0,80 m en el pórtico 12 y de 1,60 m de longitud en el pórtico 1.

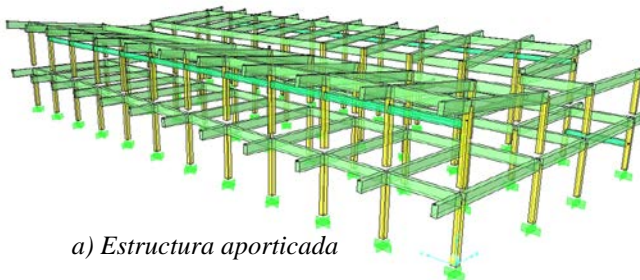
En el Módulo Principal la losa de piso es nervada con un espesor de 25 cm y está aligerada con bloques de arcilla. Entre los ejes A-B y C-D (aulas) la losa está armada en la dirección longitudinal, mientras que entre los ejes B-C (pasillo) la losa está armada en la dirección transversal. La losa de entrepiso posee volados en sus cuatro fachadas. En los volados de las fachadas longitudinales se encuentran en total 21 parasoles de forma trapezoidal compuestos por bloques de arcilla de 10 cm, frisados por ambos lados (Figuras 4.18.1 y 4.18.4). El espesor aproximado de este friso es de 2,5 cm. La Planta Techo es a dos aguas en la mayor parte de su extensión, el agua escurre desde las losas inclinadas hacia un

tramo central, el cual a través de una ligera pendiente permite que el agua fluya hacia la fachada oeste. En la Planta Techo se ubican dos estanques elevados de almacenamiento de agua de concreto armado de aproximadamente 10 mil litros de capacidad cada uno, los mismos están ubicados hacia el este del techo de la edificación (Figura 4.18.4b).

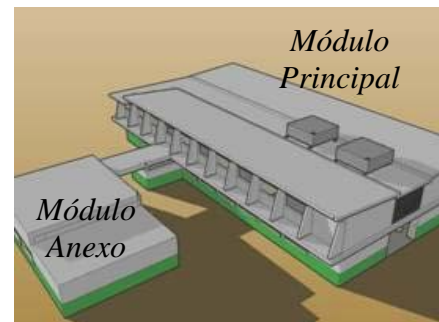
b).- Módulo Anexo

El Módulo Anexo posee cinco ejes longitudinales (de la F a la J) y seis ejes transversales (4, 5, 13, 14, 15, 16). En total son 16 columnas de concreto armado, con secciones de 25 cm x 60 cm, 25 cm x 50 cm, 25 cm x 35 cm y de 25 cm x 25 cm. Las vigas perimetrales del anexo son de 25 cm x 60 cm. En la zona perimetral se detectaron vigas de corona que sostienen los sectores de pared que se hallan sobre las ventanas, de sección 25 cm x 40 cm.

El Módulo Anexo está constituido por un comedor de 10,05 m x 10,45 m, una zona de cocina, baño y vestidores de 10,05 m x 6,30 m. La entrada principal de este módulo se encuentra en el pasillo que lo comunica con el edificio de aulas. Posee una entrada secundaria, la cual conduce a la cocina. Las vigas de este pasillo son la extensión de las vigas de los ejes 4 y 5 del Módulo Principal. Las vigas del pasillo sostienen una losa nervada armada en la misma dirección que las losas del Módulo Principal. En el comedor la altura de entrepiso es de 4,45 m, pero en el área destinada a la cocina es de 3,70 m. La losa de techo está armada en ambas direcciones, aligerada con bloques de arcilla. En la zona de la cocina la losa es nervada, armada en la dirección longitudinal, aligerada con bloques de arcilla. Las ventanas del comedor son de cara a cara de columna, las mismas son de 1,80 m de altura y se encuentran ubicadas a 0,38 m de la losa de piso. Las ventanas de la cocina también son de cara a cara de columna, se ubican a 1,60 m de la losa de piso y poseen una altura de 0,80 m. En el Módulo Anexo las paredes son de 30 cm de espesor, constituidas por ladrillos de arcilla de 6 cm x 12 cm x 25 cm frisadas por ambas caras.



a) Estructura aporticada



b) Modulo Principal y Modulo Anexo unidos mediante un pasillo.



c) Modulo Principal, mostrando las escaleras, las paredes y los parasoles

Figura 4.18.4. Imágenes en tres dimensiones de la estructura y arquitectura del edificio.

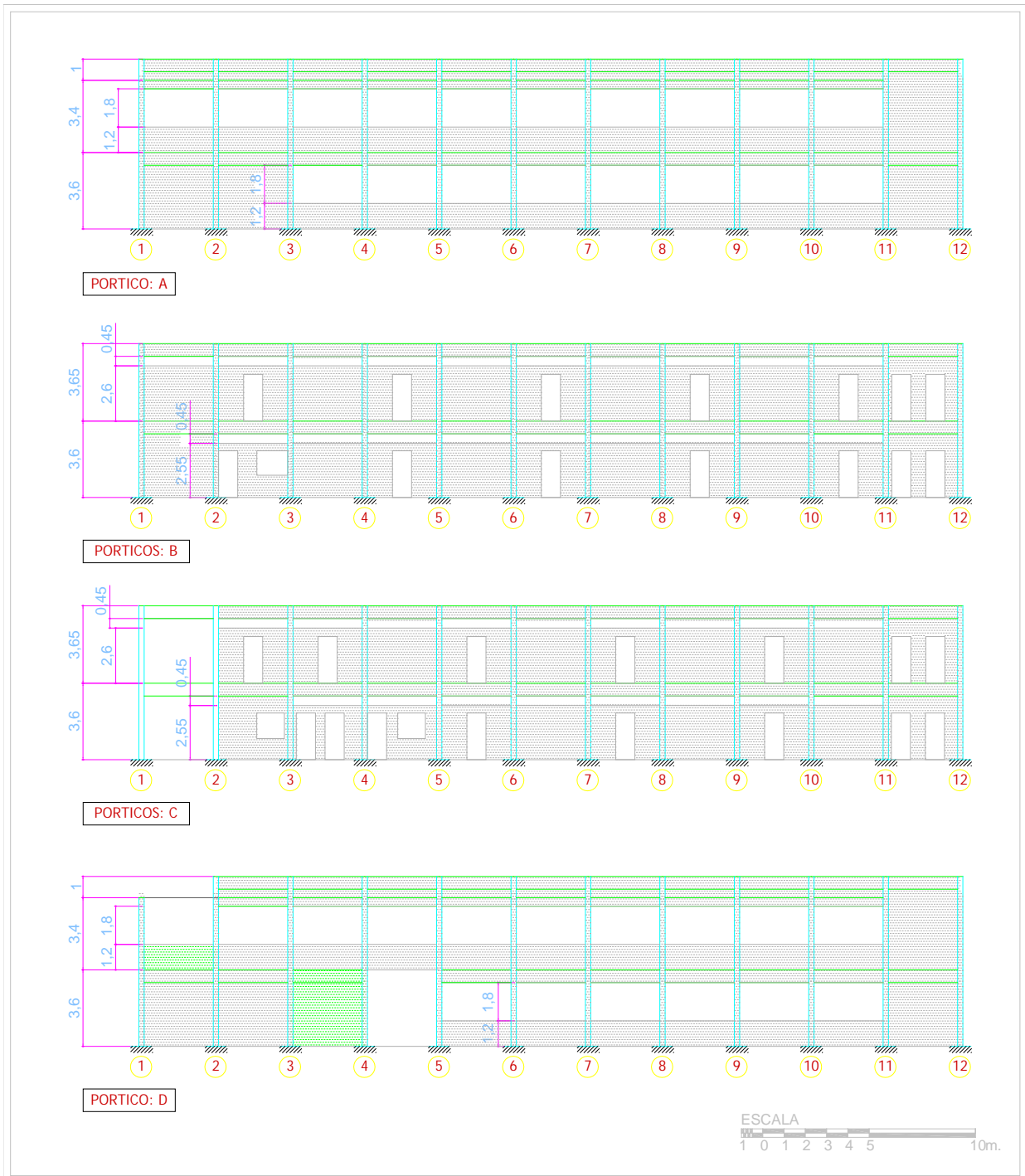


Figura 4.18.5. Pórticos longitudinales (Y) del Módulo Principal mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de las columnas.

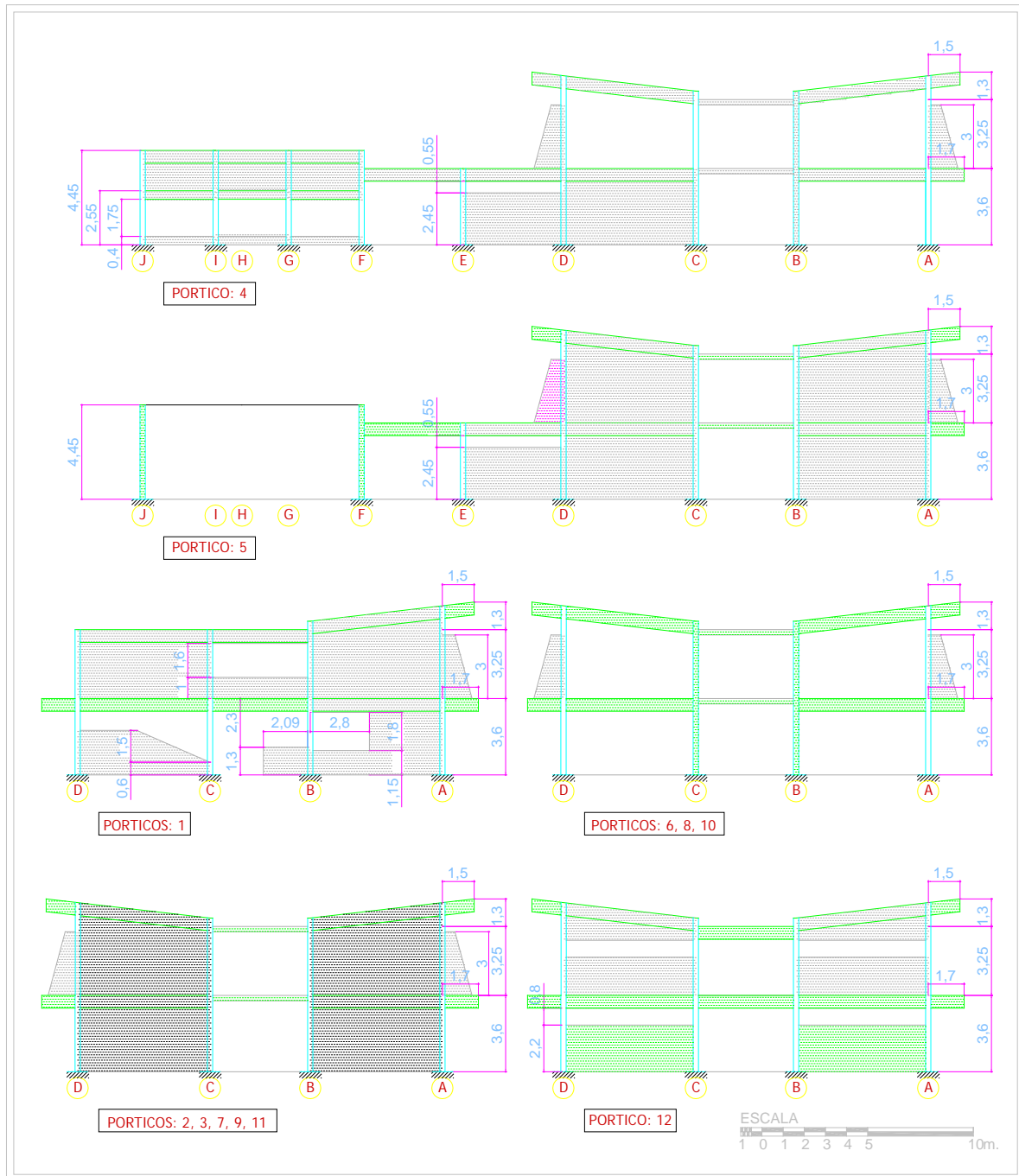


Figura 4.18.6. Pórticos transversales (X) del Módulo Principal mostrando las paredes de mampostería y la longitud efectiva de las columnas.

c).- Materiales

Las propiedades de los materiales se estimaron con base a una recopilación de información correspondiente a edificaciones escolares en Venezuela de similar antigüedad. El concreto utilizado para la construcción de los elementos estructurales se estima con una

resistencia promedio a compresión de 163 Kgf/cm², en vigas, columnas y losas [Del Re, 2006].

El acero utilizado para el armado longitudinal de los elementos estructurales se estima con un límite elástico $f_y = 2400 \text{ Kgf/cm}^2$ (clasificación A-24) y para el armado transversal $f_y = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$ (clasificación A-28) [Del Re, 2006]. Con base en las exploraciones efectuadas y a la información encontrada de un edificio del mismo tipo, se adoptó un acero longitudinal de 4 cabillas de 5/8" en cada columna; son barras estriadas como se observó en una de las columnas cuyo acero estaba expuesto. El acero transversal presente en columnas (ligaduras) y en vigas (estribos) tiene un diámetro de 3/8" y son barras lisas. Todas las barras de refuerzo transversal, en vigas y en columnas, están separadas 25 cm de eje a eje en toda la longitud de los elementos, valores obtenidos de las mediciones hechas en sitio con el detector de metales. No se detectó la existencia de zonas con menor espaciamiento entre barras de refuerzo transversal. Se consideró un módulo de elasticidad de la mampostería de bloques de arcilla de 20.000 Kgf/cm² y un módulo de elasticidad de la mampostería de ladrillo de 80.000 Kgf/cm² [Fundación ICA, 1999].

4.18.4.-Modelos matemáticos

Con la información recabada se elaboraron modelos detallados de la estructura, incluyendo las paredes de mampostería que están enmarcadas por los pórticos. Las cargas variables nominales se toman de la Norma COVENIN 2002 [COVENIN, 1988], a saber 400 kgf/m² en aulas y 300 kgf/m² en pasillos. Como cargas variables efectivas durante un sismo se considera el 50% de la carga variable de servicio correspondiente a edificaciones educacionales, de acuerdo con la Norma COVENIN 1756 vigente [COVENIN, 2001]. Se cargó la estructura distribuyendo los pesos propios de losas, paredes, parasoles y la carga variable sobre las vigas correspondientes, incluyendo el peso propio de los elementos estructurales (vigas y columnas). El peso de los tanques fue asignado a las columnas que lo soportan directamente. El peso del edificio es de 1434 toneladas.

Se realizaron seis modelos de la edificación en los que se variaron algunos elementos para evaluar su influencia en las propiedades dinámicas de la estructura. Los elementos a variar son: la presencia o no de la tabiquería, el Módulo Anexo, los parasoles, los tanques y el número de grados de libertad de los diafragmas (Tabla 4.18.1). Los modelos 1 a 5 consideran tres grados de libertad dinámicos (GDL) en cada nivel, por lo que el edificio tiene un total de 6 GDL. El Modelo 6 agrega tres GDL en el Módulo Anexo y otros tres en el pasillo por lo que el edificio tiene un total de 12 GDL.

Tabla 4.18.1. Modelos matemáticos del edificio.

| MODELO | MODULO ANEXO | TABIQUERIA | TANQUES | PARASOLES | Nº DE GDL |
|--------|--------------|------------|---------|-----------|-----------|
| 1 | NO | NO | SI | SI | 6 |
| 2 | NO | SI | SI | NO | 6 |
| 3 | NO | SI | SI | SI | 6 |
| 4 | NO | SI | NO | SI | 6 |
| 5 | SI | SI | SI | SI | 6 |
| 6 | SI | SI | SI | SI | 12 |

La rigidez adicionada por la tabiquería se incorporó mediante el uso de bielas equivalentes [Paulay y Priestley, 1992]. Las rigideces de las bielas equivalentes fueron comparadas y ajustadas con las obtenidas en modelos con elementos finitos. Se consideró la estructura empotrada en la base en ambas direcciones. Para definir la longitud de los elementos estructurales se consideró un brazo rígido en la junta del 50% para vigas y columnas.

4.18.5.- Acción sísmica

El espectro utilizado para el análisis posee un Coeficiente de Aceleración Horizontal (Ao) igual a 0,30 correspondiente a una zona sísmica 5 o de peligro sísmico elevado. El Factor de Importancia (α) usado fue de 1,30 por ser edificación educacional (Grupo A). Las respuestas a ambas componentes sísmicas horizontales definidas para el mismo espectro se combinaron con el criterio del 30% [COVENIN, 2001].

Para la selección del Factor de Reducción de Respuesta (R) se considera que la capacidad global del sistema para disipar energía es baja. Tomando en cuenta la antigüedad de la construcción (década de 1950) se adoptó un valor de R igual a 2, el cual se puede asociar a una ductilidad admisible del edificio del mismo orden.

Con el fin de obtener resultados conservadores aplicables en cualquier escuela Tipo Antiguo II, se estudiaron todos los casos de formas espectrales aplicables eligiéndose el tipo de suelo más desfavorable para cada uno de los modelos realizados.

4.18.6.- Respuesta sísmica

Se determinó la respuesta sísmica mediante el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel descrito en la Norma COVENIN 1756 [COVENIN, 2001]. Los cálculos se realizaron con ayuda del programa SAP2000 [CSI, 2004]. En la Tabla 4.18.2 se presentan los períodos de los seis primeros modos de vibración de cada modelo del edificio. El efecto de la tabiquería en la rigidez global de la estructura, y por consiguiente en el comportamiento dinámico de la misma, es de gran importancia. Comparando los modelos 1 y 2 se observa una disminución del período fundamental de 1,10 a 0,36 segundos al incluir la tabiquería. Los tanques, los parasoles y el número de GDL tienen una influencia menor en los períodos de vibración (Tabla 4.18.2).

Tabla 4.18.2. Períodos (segundos) de los primeros seis modos de vibración en cada modelo.

| MODELO | MODOS | | | | | |
|----------|-------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 1,10 | 1,0 | 0,94 | 0,44 | 0,39 | 0,36 |
| 2 | 0,36 | 0,35 | 0,27 | 0,15 | 0,14 | 0,10 |
| 3 | 0,36 | 0,35 | 0,27 | 0,15 | 0,14 | 0,10 |
| 4 | 0,34 | 0,32 | 0,27 | 0,15 | 0,13 | 0,10 |
| 5 | 0,35 | 0,30 | 0,24 | 0,15 | 0,13 | 0,11 |
| 6 | 0,35 | 0,33 | 0,26 | 0,16 | 0,14 | 0,13 |

Se determinaron las derivas máximas de cada entrepiso en cada dirección horizontal del edificio (Tabla 4.18.3). En el modelo sin paredes las derivas máximas se encuentran en el orden de 36 por mil, valores que son muy elevados y exceden tres veces el valor límite de 12 por mil impuesto por la norma vigente para edificaciones educacionales. En los modelos con paredes las derivas disminuyen debido al aumento considerable de rigidez ocasionado por el efecto de las paredes de mampostería; estas derivas pasan a estar por debajo de las admisibles, no excediendo el valor de 6 por mil. En el Modelo 5 en el cual se considera el Módulo Anexo conectado al Módulo Principal, se puede observar que el cambio de geometría introduce una disminución apenas perceptible en las derivas máximas de entrepiso, a pesar de la aparición de un importante comportamiento torsional no deseado en la edificación.

Tabla 4.18.3. Derivas máximas (‰) en cada dirección (X e Y) y en cada entrepiso.

| MODELO | DESCRIPCIÓN | Planta Alta | | Planta Baja | |
|--------|-------------------------|-------------|------|-------------|------|
| | | X | Y | X | Y |
| 1 | Estructura sola | 23,1 | 14,8 | 35,9 | 30,9 |
| 2 | + Paredes | 3,8 | 4,0 | 5,6 | 3,4 |
| 5 | +Paredes + Módulo Anexo | 3,9 | 4,0 | 3,6 | 3,7 |

Se determinó el cociente demanda/capacidad en términos del cortante de cada entrepiso. La demanda de fuerza cortante se determinó utilizando un modelo elástico ($R=1$). Este cociente demanda/capacidad suministra una estimación de la demanda de ductilidad global del entrepiso. La capacidad o cortante resistente fue estimada suponiendo un modo de falla global asociado a la falla individual de todas las columnas del entrepiso en consideración. La fuerza resistente de cada columna es la menor entre las fuerzas cortantes asociadas a una falla dúctil (por flexión) o a una falla frágil (por cortante). La fuerza cortante resistente de cada entrepiso es por tanto la suma de las fuerzas cortantes que resisten sus columnas.

La Tabla 4.18.4 presenta el cociente demanda/capacidad para el edificio sin paredes (Modelo 1), en cada entrepiso y en cada dirección (X e Y). Promediando todos los cocientes se obtiene un valor de 6,3 el cual se puede interpretar como un valor medio de la demanda de ductilidad sobre el edificio. Este valor excede aproximadamente tres veces la ductilidad de 2 que es considerada como admisible para este edificio. Cuando se consideran las paredes dentro de los pórticos (Modelo 2), los resultados cambian sustancialmente como se indica en la Tabla 4.18.5. El cortante resistente aumenta debido al incremento de los cortantes resistentes de las columnas, que al ser bastante más cortas no pueden desarrollar su capacidad a flexión y fallan frágilmente por cortante. Por otro lado la demanda de fuerza cortante sobre las columnas disminuye sustancialmente debido a la presencia de las paredes que toman la mayor parte de la carga lateral. Como resultado, el valor medio de la demanda para ambas direcciones y ambos entrepisos, es aproximadamente 1,4 veces la capacidad. Debe sin embargo destacarse que la estructura aun siendo más resistente por la presencia de las paredes, posee un comportamiento bastante más frágil que la estructura sin paredes.

Tabla 4.18.4. Cociente Demanda/Capacidad para la estructura sin paredes (Modelo 1); cortantes de entrepiso en cada dirección.

| | | DEMANDA (Ton) | CAPACIDAD (Ton) | DEMANDA/CAPACIDAD |
|-------------|----|---------------|-----------------|-------------------|
| Planta Baja | Vx | 862 | 136 | 6,3 |
| | Vy | 975 | 136 | 7,2 |
| Planta Alta | Vx | 510 | 107 | 4,8 |
| | Vy | 676 | 107 | 6,7 |

Tabla 4.18.5. Cociente Demanda/Capacidad para la estructura con paredes (Modelo 2); cortantes en columnas de entrepiso, para cada dirección.

| | | DEMANDA (Ton) | CAPACIDAD (Ton) | DEMANDA/CAPACIDAD |
|-------------|----|---------------|-----------------|-------------------|
| Planta Baja | Vx | 166 | 188 | 0,9 |
| | Vy | 446 | 291 | 1,5 |
| Planta Alta | Vx | 110 | 234 | 0,5 |
| | Vy | 619 | 222 | 2,8 |

4.18.7.- Conclusiones y recomendaciones

Se ha comprobado la existencia del tipo estructural de edificación escolar denominado Antiguo II, construido hace unos 50 años y constituido por pórticos de concreto armado, el cual posee carácter repetitivo a nivel nacional. En las siete escuelas estudiadas no se hallaron diferencias estructurales ni arquitectónicas significativas. Se comprobó que los tanques elevados al igual que el Módulo Anexo son parte del diseño original de la edificación escolar, y este último puede encontrarse conectado o desconectado del Modulo Principal. Se comprobó la presencia de vigas altas en ambas direcciones de la estructura, con la excepción del paño longitudinal intermedio donde sólo existen vigas en la zona perimetral de la estructura; esto marca una diferencia con otras edificaciones de igual edad que carecen de vigas en una de sus direcciones principales

Las paredes de relleno de 25 cm de espesor están enmarcadas por los pórticos y tienen una gran influencia en la rigidez del edificio, ocasionando una reducción del período fundamental de 1,10 s a 0,36 s. La mayoría de estas paredes generan columnas cortas, potenciando un mayor comportamiento frágil en la estructura que de por sí posee una muy poca capacidad de disipación de energía.

Las derivas máximas del edificio, calculadas para las acciones sísmicas estipuladas en la zona 5 de la norma venezolana vigente, se encuentran aproximadamente tres veces por encima de los valores permisibles cuando se considera la estructura sin paredes. Al incorporar las paredes las derivas cumplen holgadamente las máximas permitidas, demostrando el efecto rigidizador de las mismas.

La relación demanda/capacidad en términos del cortante de entrepiso de la estructura sin paredes, la cual suministra un estimado de la demanda global de ductilidad, excede tres veces el valor considerado como tolerable para esta edificación. Al incorporar las paredes la demanda de cortante en las columnas se reduce sensiblemente y es aproximadamente 1,4

veces la capacidad, aun cuando debe destacarse que a pesar de ser la estructura más resistente su comportamiento pasa a ser indeseablemente más frágil.

Debido al pobre desempeño de los pórticos una posible opción de adecuación estructural consistiría en utilizar las paredes como elementos sismorresistentes, suministrándoles el refuerzo necesario para garantizar su estabilidad y su capacidad de deformación, resolviendo previamente las indeseadas situaciones de columnas cortas.

Aún cuando la masa de los tanques de agua no influye significativamente sobre las propiedades dinámicas y la respuesta global de la edificación, es recomendable sin embargo eliminarlos a fin de disminuir su influencia local en las sollicitaciones sobre las columnas que lo soportan.

El Módulo Principal posee un mejor comportamiento dinámico cuando se encuentra desconectado del Módulo Anexo, por su regularidad y simetría. La conexión introduce una respuesta torsional indeseable por lo que se recomienda su separación tal como existe en otras escuelas del mismo tipo. Para evitar el desprendimiento de trozos o secciones completas de los parasoles durante la ocurrencia de sismos, se recomienda anclarlos adecuadamente a la estructura o en su defecto sustituirlos por elementos más livianos.

4.18.8.-Referencias

- Alonso J., Bermúdez, M. (1998). El Terremoto de Cariaco. Revista CIV 370, pp.17-44.
- CSI (2004). SAP2000 Nonlinear 8.3.3. Estructural Analysis Program. Computer and Structures Inc., Berkeley, California, Estados Unidos.
- COVENIN (1988). Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 2002-88, COVENIN-MINDUR Caracas.
- COVENIN (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Norma 1756:2001, MCT-MINDUR-FUNVISIS, Caracas.
- Del Re G. (2006). Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No Lineal para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporticadas de concreto armado. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. UCV. Caracas.
- Fundación Ica (1999). Edificaciones de Mampostería para Vivienda. Ciudad de México. México.
- López O. A., Hernández JJ, Del RE G, Puig J. (2004). *Reducción del Riesgo Sísmico en Escuelas de Venezuela*. Boletín Técnico IMME Vol.42, N° 3.
- Pauley T., Priestley M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, INC.
- Rangel A. (1999). Crónicas de Desastres-Terremoto de Cariaco, Venezuela. Organización Panamericana de la Salud. Quito.

4.19 Evaluación y Refuerzo Sismorresistente de la U. E. Luis Alfredo Colomine(2da. Parte)

4.19.1.- Participantes

- Prof. Fernando Villalobos (Tutor Académico), UC.
- Prof. Enrique Castilla (Tutor Metodológico), IMME-FI-UCV.
- José A. Quintana (Tesista), UC.
- Paolo Morreale (Tesista), UC.

4.19.2.- Objetivos y Alcance

Objetivo General

Diseñar un modelo estructural para mejorar el comportamiento sísmico de la Unidad Educativa Luis Alfredo Colomine.

Objetivos específicos

- Obtención y verificación de datos geométricos y revisión del comportamiento estructural de la Unidad Educativa Luis Alfredo Colomine.
- Proponer modelos de rehabilitación sísmica.
- Análisis de los modelos de rehabilitación propuestos, mediante el software SAP 2000 V12.
- Selección de un modelo de rehabilitación.
- Concluir en un modelo para la rehabilitación sísmica de la Unidad Educativa Luis Alfredo Colomine.

Alcance y Limitaciones

La Unidad Educativa Luis Alfredo Colomine está ubicada en Valencia, Edo. Carabobo y fue construida en el año 1981, mediante un sistema prefabricado de células tridimensionales conocido como sistema Variel el cual, según investigación realizada por los Bachilleres Chang Mayerlin y Sequera Luis titulada “Estimación de la vulnerabilidad sísmica en la Unidad Educativa Colomine en Valencia Estado Carabobo”, se demostró no ser capaz de resistir las demandas causadas por un sismo, ya que la única fuerza que se opone a dichas demandas corresponde a la fuerza de roce que se genera entre los módulos tridimensionales los cuales se posan uno simplemente apoyado sobre el otro para formar un conjunto de cuatro niveles, es decir, la edificación está compuesta por una serie de hileras (una junto la otra) de dicho conjunto de módulos de cuatro niveles. Conociendo que el roce es el único capaz de soportar dicha acción se ha evaluado su efectividad resultando insuficiente por lo que existen desplazamientos relativos entre cada módulo del sistema alterándose la estabilidad de la misma.

Esta investigación se propone como alcance, la formulación de un modelo de rehabilitación sísmica de la Unidad Educativa Luis Alfredo Colomine que garantice la capacidad de soportar las acciones horizontales inducidas por un sismo, planteándose la

importante limitación de no alterar el sistema estructural para cargas verticales existente y garantizando el desplazamiento de cada nivel como un diafragma rígido. Para lograr esto se diseñan una serie de muros posicionados de manera específica, que posteriormente se arriostran en la parte superior mediante vigas en ambas direcciones, con el objetivo de relacionar los desplazamientos de los muros y de esta manera lograr que la estructura se comporte como un solo sistema, creando una compatibilidad de deformaciones relativa a los muros ubicados en paramentos opuestos. Adicionalmente se formulan tres opciones que garanticen el comportamiento de los sistemas de piso como un diafragma rígido, dejando abierta la elección de una de estas propuestas para el momento en el cual se decida llevar a cabo el proyecto de rehabilitación. Aunque se proponen diversos métodos para garantizar dicho diafragma se hace necesaria la aplicación de alguno de ellos conjuntamente con los muros, es decir no se puede obviar la inclusión de una de dichas propuestas en el diseño.

Basados en el tipo de vulnerabilidad determinada en la estructura según la investigación antecesora citada previamente, se concluye que es necesario realizar un modelo de rehabilitación para subsanar las siguientes deficiencias:

- Desplazamientos relativos horizontales entre las losas del sistema Variel impidiendo el comportamiento de diafragma rígido.
- La fuerza de roce es la única encargada de impedir los desplazamientos relativos entre elementos volumétricos.
- Se ha determinado que dicha fuerza de roce es insuficiente para absorber las cortantes sísmicas.
- Este modelo debe ser tal que no altere el funcionamiento por cargas verticales de la estructura constituida por los módulos tridimensionales del sistema Variel ya que a lo largo de su vida útil ha demostrado ser eficiente para acciones o cargas verticales.
- La factibilidad del modelo desde los puntos de vista: Económico, Estructural, Arquitectónico (funcionalidad de la estructura).

4.19.3.- Propuestas de Reforzamiento Estructural

En el desarrollo conceptual del modelo de rehabilitación hay tres premisas que han gobernado el diseño, las premisas son las siguientes:

- A) El modelo de rehabilitación debe ser tal que no altere el funcionamiento por cargas verticales de la estructura constituida por los módulos tridimensionales del sistema Variel, ya que a lo largo de su vida útil han demostrado ser eficientes para acciones o cargas verticales. Por lo que el sistema de rehabilitación es una estructura totalmente independiente de la edificación, diferenciando así el sistema de cargas verticales al sistema resistente a sismos; en Estados Unidos es muy común este tipo de esquema donde diferentes sistemas estructurales se conciben para soportar diferentes tipos de acciones.
- B) La idea principal es “sostener” la estructura a la hora que sea perturbada por acciones horizontales causadas por los eventos sísmicos y que los elementos que constituyan el modelo de rehabilitación presenten el total de la oposición a las

fuerzas generadas por tales acciones, siendo capaz de transmitir dichas acciones al suelo o disipar la energía mediante deformaciones inelásticas.

- C) El modelo debe ser económico y factible sin interrumpir el libre desenvolvimiento de la institución desde el punto de vista funcional.

Una vez conocidas estas premisas y el objetivo que debe cumplir el modelo de rehabilitación se genera una primera hipótesis:

Hipótesis 1: Se considera la posibilidad de proyectar muros de concreto armado ubicados estratégicamente en cada una de las juntas de construcción existentes en los puntos de contacto entre módulos tridimensionales (ver figura 4.19.1).

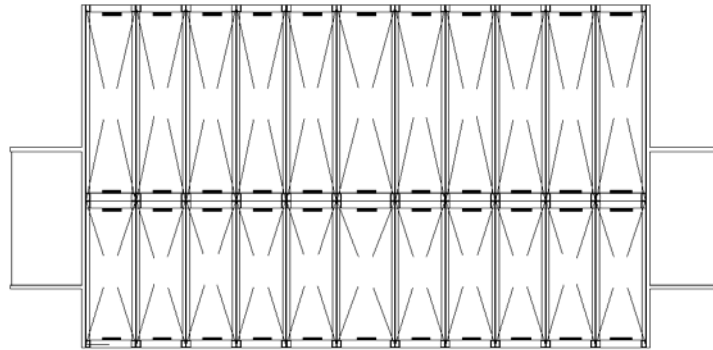


Figura 4.19.1. Vista de planta tipo torre A, disposición de los módulos Variel.

En la figura 4.19.1 se aprecia la planta de una de las torres en este caso la torre A donde cada una de las líneas diagonales representan las losas de cada uno de los módulos tridimensionales por lo que es claro que cada módulo está en contacto con el vecino, adicionalmente no existe ningún tipo de vinculación entre módulos por lo que cada punto de contacto representa una junta de construcción, en dichas juntas es donde la primera hipótesis considera que deben ser colocados una serie de muros que permita garantizar las condiciones 1 y 2 expuestas anteriormente, una vez planteada la idea de los muros dispuestos a lo largo de cada junta se decide incorporar la idea de colocar vigas que relacionen a los muros en dirección “X” e “Y”, la idea planteada se observa en las figuras 4.19.2 y 4.19.3.

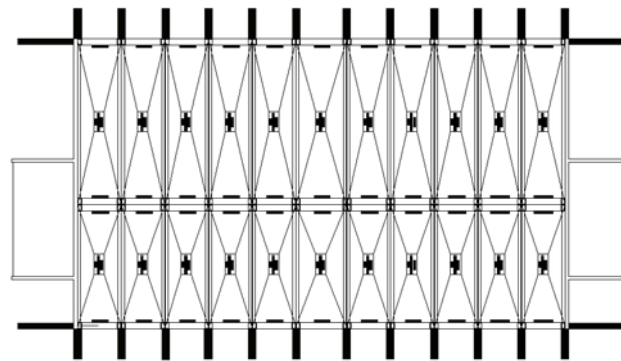


Figura 4.19.2. Planta Torre A niveles 1,2 y 3 con primera hipótesis de rehabilitación.

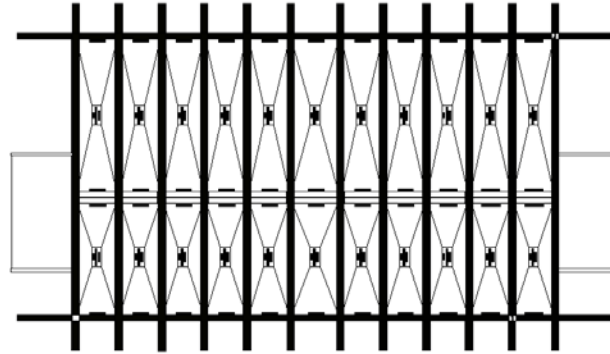


Figura 4.19.3. Planta Torre A nivel techo con primera hipótesis de rehabilitación.

Una vez determinadas las características que presenta la primera hipótesis del modelo de rehabilitación se hizo necesario realizar el diseño preliminar de la misma, considerando el análisis de cargas mostrado en la etapa 1. Este proceso ha sido realizado mediante el método estático equivalente para estimar fuerzas cortantes aproximadas generadas por las acciones sísmicas mostradas en las tablas 4.19.1 a 4.19.3.

Tabla 4.19.1. Variables de importancia.

| METODO ESTÁTICO EQUIVALENTE | |
|-----------------------------|-------------------------|
| ZONIFICACION SÍSMICA | FORMAS ESPECTRALES |
| ZONA 5 | FORMA S2 |
| Ao = 0.30 | FACTOR CORRECCIÓN= 0.95 |

| R | T* (seg) | To(seg) | T+ (seg) | Ta(seg) | Ad (g) |
|---|----------|---------|----------|---------|--------|
| 4 | 0.7 | 0.175 | 0.175 | 0.36 | 0.24 |

Tabla 4.19.2. Cortantes sísmicos por nivel en la Torre A.

| NIVEL | Wi (tf) | Hi (m) | Wi*Hi | Fi (Kgf) | Vi(Kgf) |
|-------|---------|--------|----------|----------|---------|
| TECHO | 455.04 | 14 | 6370.60 | 85954.54 | 85955 |
| N3 | 964.70 | 10.5 | 10129.39 | 116396.9 | 202351 |
| N2 | 964.70 | 7 | 6752.93 | 77597.92 | 279949 |
| N1 | 964.70 | 3.5 | 3376.46 | 38798.96 | 318748 |

Tabla 4.19.3. Dimensiones requeridas de muros en la torre A en dirección Y.

| NIVEL | Vi(Kgf) | d (cm) |
|-------|----------|--------|
| TECHO | 3581.44 | 8.55 |
| N3 | 8431.31 | 20.12 |
| N2 | 11664.56 | 27.84 |
| N1 | 13281.18 | 31.70 |

Es importante señalar que fueron considerados 24 muros de 50 cm de espesor. Por tratarse de la primera hipótesis de rehabilitación y que las dimensiones mostradas en la tabla 4.19.3 han sido determinadas partiendo de la resistencia al cortante que presentan los elementos de concreto armado, a continuación se presenta un ejemplo de cálculo:

$$V_c = d * b * 0.53 \sqrt{f'c} \quad (4.19.1)$$

Esta permite determinar la resistencia teórica al corte de un elemento de concreto armado, partiendo de esta será despejada la variable “d” que corresponde a la altura útil de la sección transversal del muro, V_c se considera igual al cortante que actúa en el nivel y la resistencia a compresión del concreto es $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$d_{techo} = \frac{85995}{24 * 50 * 0.53 \sqrt{250}} = 8.54 \text{ cm} \quad (4.19.2)$$

Este valor puede ser inspeccionado en la Tabla 4.19.3 como la dimensión de muro requerida para el nivel techo, en la Tabla 4.19.4 se presentan las dimensiones de los muros de la misma torre pero en dirección X, por lo que el número de muros se ve disminuido pero mantienen el mismo espesor de 50 cm.

Tabla 4.19.4. Dimensiones requeridas de muros en la torre A en dirección X.

| NIVEL | Vi(Kgf) | d (cm) |
|-------|----------|--------|
| TECHO | 21488.63 | 51.29 |
| N3 | 50587.85 | 120.73 |
| N2 | 69987.33 | 167.03 |
| N1 | 79687.07 | 190.18 |

Análisis de hipótesis 1: Se puede concluir sobre la hipótesis 1 como un posible modelo a ser analizado formalmente, consistente de un conjunto de 24 muros dispuestos en dirección X, divididos en 12 muros por fachada, y 4 muros dispuestos en dirección Y, divididos en 2 muros por fachada, con las siguientes dimensiones:

$B = 50 \text{ cm}$ (ancho del muro en dirección de la fuerza cortante).

$d = 40 \text{ cm}$ (altura de la sección transversal del muro).

La altura $d = 40 \text{ cm}$ se determinó redondeando el máximo valor de las “d” requeridas calculadas en la tabla 4.19.3, ya que para el nivel 1 se exige una $d = 31 \text{ cm}$, este valor fue llevado a 40 cm considerando el recubrimiento y adicionalmente por razones de redondeo para darle mayor factibilidad constructiva. Las dimensiones de los muros deben ser ajustadas, para cumplir con los requerimientos dimensionales expuestos por la norma COVENIN 1753-2006 en su artículo 14.2.1:

El espesor mínimo de un muro estructural no será menor que la mayor de las siguientes dimensiones:

a. 10 cm;

b. El menor entre los valores que resulten de $L_n/25$ y $L_w/25$.

Donde L_n , es la altura libre del muro o segmento, y L_w , es la longitud del muro o del segmento considerado, medido en la dirección de la fuerza cortante.

De este artículo se obtiene lo siguiente:

$$L_n/25 = 0,56$$

$L_w/25 =$ no aplica porque L_w es el espesor propiamente dicho.

Según este artículo el espesor mínimo que debe tener el muro es de 0,56 m pero por razones arquitectónicas es necesario mantener 0,50m, posteriormente se proporcionaría algún tipo de arriostramiento para disminuir L_n y así poder colocar un espesor de 0,50.

Luego, para determinar la altura mínima de la sección transversal del muro permitida por la norma se lleva a cabo la siguiente relación tomada del artículo 18.4.2 donde se expresa que el lado menor dividido entre el lado mayor no debe ser menor que 0,40 para considerar el elemento estructural como una columna. Partiendo de dicha relación, se consideró el inverso de la misma para clasificar al elemento estructural como un muro y no como una columna, es decir, el lado menor dividido entre el lado mayor de la sección transversal, no debe ser mayor a 0,40 para que el elemento sea considerado un muro. Por lo tanto la altura mínima es:

$$b = 0,50.$$

$$\frac{b}{h} \leq 0,40.$$

Despejando la altura de esta relación y llevándola al límite se obtiene $h = 1,25$.

Comparando las alturas de la sección transversal “h” mínima requerida por la norma y la exigida por el predimensionado y considerando las cortantes sísmicas se obtiene lo siguiente:

$$h_{min} = 1,25m.$$

$$h_{pred} = 0,40m.$$

Se puede observar la ineficiencia de la hipótesis al comparar los valores de las dimensiones mínimas requeridas y obtenidas en el predimensionado, ya que es necesario colocar un valor de altura 3 veces mayor al requerida solo por exigencias normativas para garantizar el comportamiento del muro. Debido a esto se rechaza la hipótesis 1 para ambas torres ya que este problema se reflejaría incluso en la torre B. Partiendo de esta situación se analiza la posibilidad de optimizar la hipótesis para dar origen a una segunda.

Hipótesis 2: Se considera la posibilidad de proyectar muros de concreto armado ubicados alternadamente en algunas de las juntas de construcción existentes en los puntos de contacto entre módulos tridimensionales y, adicionalmente, se garantizará el diafragma rígido mediante un cinturón de acero o viga que rodee el perímetro de la edificación confinando así aquellos módulos que no se vinculen directamente a los muros (ver figura 4.19.4). Esta disminución del número de muros se realiza con la finalidad de obtener una “d” requerida (altura útil de la sección transversal del muro) mayor, para así disminuir la gran diferencia entre las dimensiones mínimas normativas y la requeridas por el predimensionado discutidas en la hipótesis 1.

Para el desarrollo de esta hipótesis es requerido aumentar las dimensiones de los muros debido a la disminución del número de ellos, por lo tanto el cortante sísmico se distribuye de manera distinta, castigando aún más a los mismos. En las tablas 4.19.5 a 4.19.7 se exponen las tablas de los cortantes y dimensiones de los muros de la Torre B.

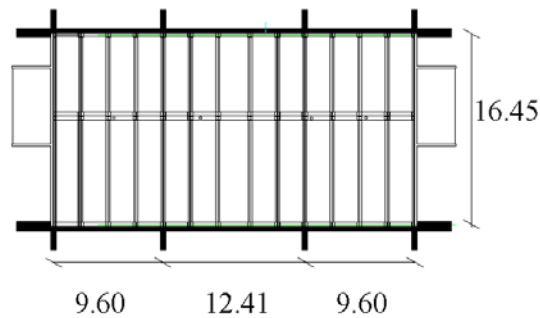


Figura 4.19.4. Planta Torre B niveles 1,2 y 3 con segunda hipótesis de rehabilitación.

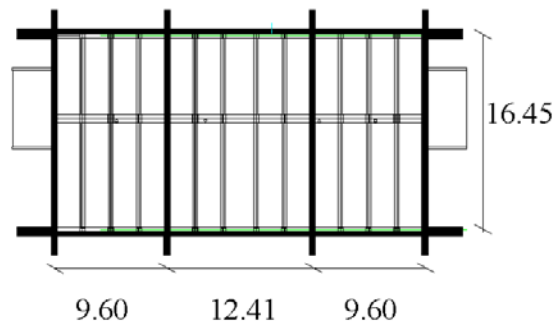


Figura 4.19.5. Planta Torre B nivel techo con segunda hipótesis de rehabilitación.

Tabla 4.19.5. Cortantes sísmicos por nivel en la Torre B.

| NIVEL | Wi (tf) | Hi (m) | Wi*Hi | Fi (Kgf) | Vi(Kgf) |
|-------|---------|--------|----------|-----------|---------|
| TECHO | 449.28 | 14 | 6289.96 | 101582.64 | 101583 |
| N3 | 952.49 | 10.5 | 10001.17 | 137559.94 | 239143 |
| N2 | 952.49 | 7 | 6667.45 | 91706.63 | 330849 |
| N1 | 952.49 | 3.5 | 3333.72 | 45853.31 | 376703 |

Tabla 4.19.6. Dimensiones requeridas de muros en la torre B en dirección Y.

| NIVEL | Vi (Kgf) | d (cm) |
|-------|----------|--------|
| TECHO | 12697.83 | 30.30 |
| N3 | 29892.82 | 71.34 |
| N2 | 41356.15 | 98.70 |
| N1 | 47087.82 | 112.38 |

Tabla 4.19.7. Dimensiones requeridas de muros en la torre B en dirección X.

| NIVEL | Vi (Kgf) | d (cm) |
|-------|----------|--------|
| TECHO | 25395.66 | 60.61 |
| N3 | 59785.64 | 142.69 |
| N2 | 82712.30 | 197.40 |
| N1 | 94175.63 | 224.76 |

Se plantea por hipótesis 2 un conjunto de 8 muros dispuestos en dirección Y, divididos en 4 muros por fachada, y 4 muros dispuestos en dirección, X divididos en 2 muros por fachada, con las siguientes dimensiones (Torre B, dirección Y):

$B=50\text{cm}$ (ancho del muro en dirección de la fuerza cortante).

$d=150\text{cm}$ (altura de la sección transversal del muro)

La altura $d=150\text{cm}$ fue determinada redondeando el máximo de las “d” requeridas calculadas en la tabla 4.19.6, ya que para el nivel 1 exige una $d=112.38\text{cm}$, este valor fue llevado a 150cm considerando el recubrimiento y adicionalmente por razones de redondeo para darle mayor factibilidad constructiva. Las dimensiones de los muros deben ser ajustadas, para cumplir con los requerimientos dimensionales expuestos por la norma COVENIN 1753-2006 en su artículo 14.2.1.

El espesor mínimo de un muro estructural no será menor que la mayor de las siguientes dimensiones:

a. 10 cm ;

b. El menor entre los valores que resulten de $L_n/25$ y $L_w/25$.

Donde L_n , es la altura libre del muro o segmento, y L_w , es la longitud del muro o del segmento considerado, medido en la dirección de la fuerza cortante.

De este artículo se obtiene lo siguiente:

$$L_n/25 = 0.56$$

$L_w/25 =$ no aplica porque L_w es el espesor propiamente dicho.

Según este artículo el espesor mínimo que debe tener el muro es de 0.56 m pero por razones arquitectónicas es necesario mantener 0.50m , posteriormente se proporcionaría algún tipo de arriostramiento para disminuir L_n y así poder colocar un espesor de 0.50 .

Luego, para determinar la altura mínima de la sección transversal del muro permitida por la norma se lleva a cabo la siguiente relación tomada del artículo 18.4.2 donde se expresa que el lado menor dividido entre el lado mayor no debe ser menor que 0.40 para considerar el elemento estructural como una columna. Partiendo de dicha relación, se consideró el inverso de la misma para clasificar al elemento estructural como un muro y no como una columna, es decir, el lado menor dividido entre el lado mayor de la sección transversal, no debe ser mayor a 0.40 para que el elemento sea considerado un muro. Por lo tanto la altura mínima es:

$$b = 0,50\text{m}.$$

$$\frac{b}{h} \leq 0,40.$$

Despejando la altura de esta relación y llevándola al límite se obtiene $h=1.25\text{m}$.

Comparando las alturas de la sección transversal “h” mínima requerida por la norma y la exigida por el predimensionado considerando las cortantes sísmicas se obtiene lo siguiente:

$$h_{\text{min}} = 1.25\text{m. (Altura mínima normativa)}$$

$$h_{\text{pred}} = 1.12\text{m. (Altura del diseño preliminar)}$$

Se puede observar la eficiencia de la hipótesis 2 al comparar los valores de las dimensiones mínimas requeridas y las obtenidas en el predimensionado, ya que son valores

bastante cercanos siendo la altura mínima 1.11 veces la altura determinada por el diseño preliminar.

Una vez encontrado un resultado satisfactorio para la dirección Y de la torre B se procede de igual manera en la dirección X de la misma torre y ambas direcciones de la torre A donde finalmente los resultados obtenidos en el diseño preliminar de la hipótesis 2 son los mostrados en lastablas 4.19.8 y 4.19.9.

Tabla 4.19.8. Resultados del predimensionado de la hipótesis 2 torre A.

| Torre A | | |
|-------------|------------|------------|
| Dimensiones | Muros en X | Muros en Y |
| B (m) | 0.80 | 0.50 |
| h (m) | 2.00 | 1.00 |

Tabla 4.19.9. Resultados del predimensionado de la hipótesis 2 torre B.

| Torre B | | |
|-------------|------------|------------|
| Dimensiones | Muros en X | Muros en Y |
| B (m) | 0.80 | 0.50 |
| h (m) | 2.50 | 1.50 |

4.19.4.- Análisis y Diseño

Elección de software, método de análisis sísmico y concepción del modelo matemático:

Partiendo de los resultados expuestos en las tablas 4.19.8 y 4.19.9 se continúa con el análisis estructural refinado mediante el software Sap2000 v12. Primeramente es necesario definir el método de análisis a utilizar, para este caso se ha decidido por el método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, especificado en la norma COVENIN 1756:2001 en su artículo 9.6. Una vez determinado el método de análisis y el software de cálculo, se procede a la concepción del modelo matemático, en el cual los muros estructurales serán modelados con las características determinadas en el predimensionado de la hipótesis 2 (ver tablas 4.19.8 y 4.19.9) mediante elementos finitos utilizando secciones área tipo *shellthin* particionadas de forma cuadrada en elementos de 50x50cm, para completar las dimensiones de base altura y espesor antes dichas. Para el caso de las vigas se ha creado un elemento tipo *framesection* con sección transversal rectangular y constante de las dimensiones obtenidas en el predimensionado dando como resultado una b=40cm y h=100cm cumpliendo con los requerimientos de la norma.

Posteriormente se ha incluido cada uno de estos elementos dentro del sistema coordinado o malla el cual tiene las características mostradas en la figura 4.19.6.

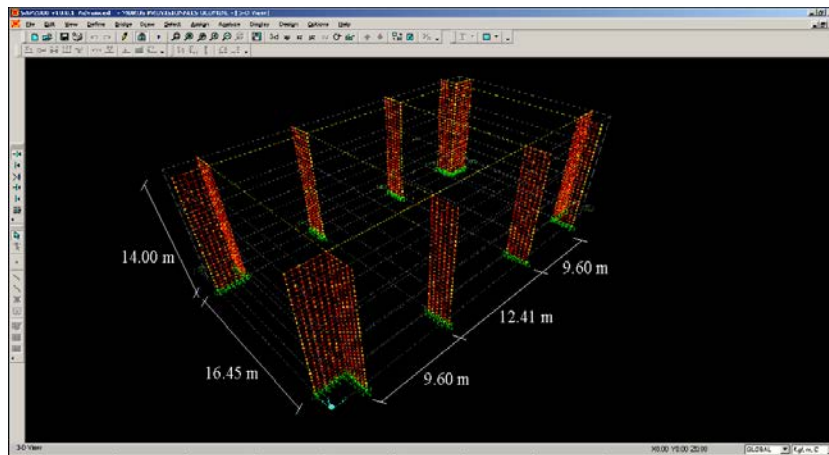


Figura 4.19.6. Imagen del modelo matemático torre B software SAP 2000 v12.

En la figura 4.19.6 se aprecia la separación bajo la cual se están considerando los muros, recordando que se trata de la hipótesis 2. Es importante señalar que el primer cálculo será realizado para la torre B la cual presenta mayor masa por lo que todo el análisis que se desarrolla a continuación se refiere a dicha estructura.

Una vez creada la malla en el software y modelados todos los elementos estructurales, se procedió a crear juntas especiales las cuales están ubicadas en el centro de masas de la estructura, que a su vez se sitúa en el centro geométrico de cada planta. A estas juntas especiales se les colocó la masa de la planta considerando el mismo valor de masa tanto para la dirección X como para la Y. Adicionalmente se colocó un momento polar de inercia en dirección Z. Una vez cargada esta información se procedió a vincular la estructura interna y externamente otorgándole un diafragma rígido a cada nivel para cumplir con la hipótesis de cálculo exigida por el método de análisis seleccionado el cual está especificado en la norma COVENIN 1756:2001, posterior a esto se relacionaron los desplazamientos del nivel techo de todos los muros que estuviesen alineados (véase la Fig. 4.19.7).

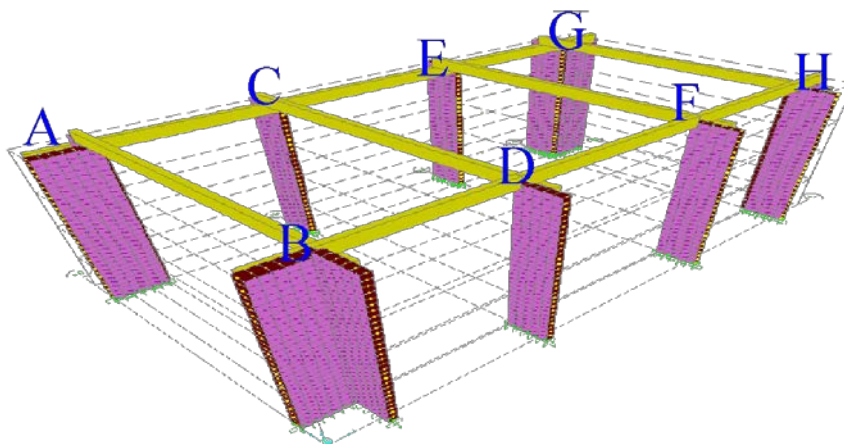


Figura 4.19.7. Nodos clasificados por letras torre B.

Mediante el comando *constraint, equal* se relacionan los desplazamientos de los muros alineados, es decir, los nodos A y B se desplazarán de la misma manera en dirección Y al igual

que los nodos C y D, E y F, G y H (véase la figura 4.19.7). Recíprocamente en la dirección X ocurre esta vinculación relativa en los nodos B y H, A y G. De esta manera se está simulando el comportamiento de la estructura apoyando la hipótesis de diafragma rígido, impidiendo el desplazamiento relativo entre la estructura de rehabilitación y la edificación como tal, esto se entiende de mejor manera si se piensa en la posibilidad de que la masa de la estructura de la unidad educativa constituida por los módulos del sistema Variel se desplazara toda en una misma dirección y en un mismo sentido, traduciéndose así en un efecto de empuje para aquellos muros que se encuentren del lado del desplazamiento, aumentándose la fuerza normal de contacto existente entre estos y la estructura, por lo contrario el efecto sobre los muros que se ubican en la otra cara de la estructura tienden a perder dicha fuerza normal (véase las figuras 4.19.8 y 4.19.9).

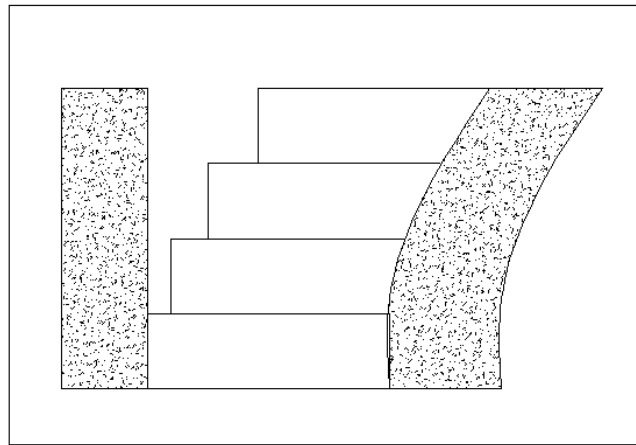


Figura 4.19.8. Desplazamiento unidireccional de la masa para un modelo sin viga.

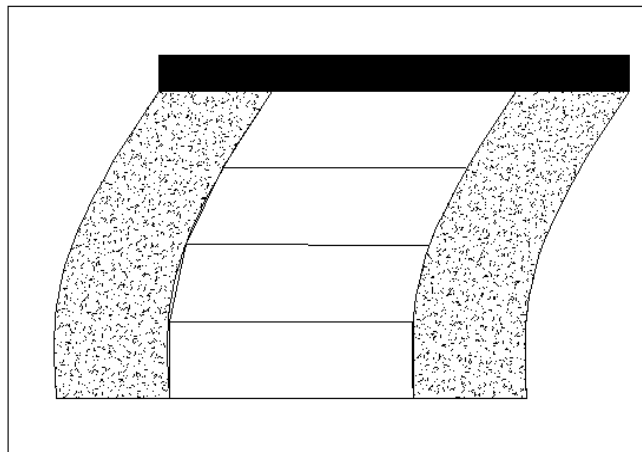


Figura 4.19.9. Desplazamiento unidireccional de la masa para un modelo con viga.

Referente a las vinculaciones externas se ha decidido articular cada uno de los elementos finitos que comparten relación con tierra restringiendo los desplazamientos y permitiendo los giros de cada uno de ellos para generar el comportamiento global de empotramiento del muro en tierra.

Análisis Estructural, comprobación y ajuste del modelo:

Luego de obtener los valores de las dimensiones definitivas del predimensionado, se realizó el análisis estructural y se calcularon los desplazamientos de las juntas para posteriormente calcular las derivas en X e Y; cabe señalar que éstas han sido calculadas con el total de la caga sísmica en cada dirección de estudio sin combinación alguna, es decir, para deriva en X se tomaron en cuenta los desplazamientos de junta causados solo por sismo en X y en Y se hizo de manera análoga.

Se observó que la estructura presenta mayor desplazamiento en dirección U2 para el caso de sismo Y, en vista de este suceso se decidió determinar solo los valores de deriva para ese caso de carga y en esa dirección, para iniciar un proceso de chequeo (véase la tabla 4.19.10).

Tabla 4.19.10. Cálculo de derivas y desplazamientos relativos por nivel.

| Nivel | Desplazamiento U2 del diafragma (cm) | Δ cm | h cm | δ por mil | $\delta \cdot 0.8 \cdot R$ Requerimiento ductilidad por mil | Δ cm |
|--------|--------------------------------------|-------------|-------|------------------|---|-------------|
| Nivel4 | 1.473 | 0.745 | 3.500 | 2.128 | 6.811 | 2.384 |
| Nivel3 | 0.728 | 0.509 | 3.500 | 1.455 | 4.657 | 1.630 |
| Nivel2 | 0.219 | 0.219 | 3.500 | 0.625 | 2.000 | 0.700 |
| Nivel1 | 0.000 | 0.000 | 3.500 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

Una vez conocidos los desplazamientos relativos por nivel se procedió a calcular el momento que esta deformación causa sobre las columnas del sistema Variel, el procedimiento consiste en determinar el momento de empotramiento asumiendo que la unión viga columna de los pórticos del sistema Variel son lo suficientemente detallados y dotados como para comportarse como una junta rígida. Una vez obtenido dicho momento se procede a estimar una carga axial de servicio a la que se pueda estar sometiendo la columna y así determinar la capacidad resistente de la columna mediante su diagrama de interacción, los resultados de este análisis se presentan en la tabla 4.19.11.

Tabla 4.19.11. Capacidad resistente de la columna.

| | |
|-----------------------------------|-------|
| Acero colocado (cm ²) | 11.88 |
| f 'c (kg/cm ²) | 210 |
| b (cm) | 22.5 |
| d (cm) | 35 |

6 Φ 5/8.

$\delta = 0.68\%$ (Máxima distorsión)

$\Delta = 2.38\text{cm}$

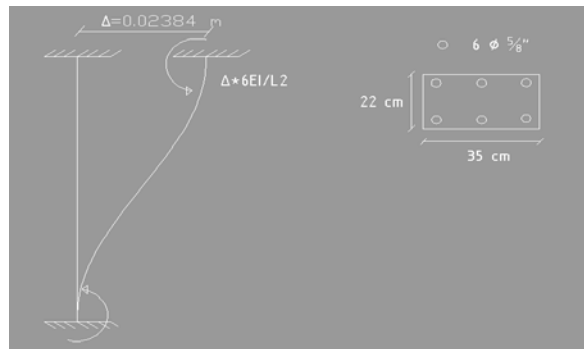


Figura 4.19.10. Desplazamiento impuesto a las columnas del sistema Variel debidas a la deriva de la estructura rehabilitada.

Luego con esa deformación conocida y la hipótesis de que la columna es un elemento doblemente empotrado se determina el momento inducido según la ecuación 4.19.3.

$$M = \frac{6EI\Delta}{l^2} \quad (4.19.3)$$

Finalmente la carga axial y momento actuante estimado corresponden a los siguientes valores (véase la figura 4.19.11):

$$P_{\max} = 4804.41 \text{ kgf}$$

$$M_{\max} = 8761.43 \text{ kgf.m}$$

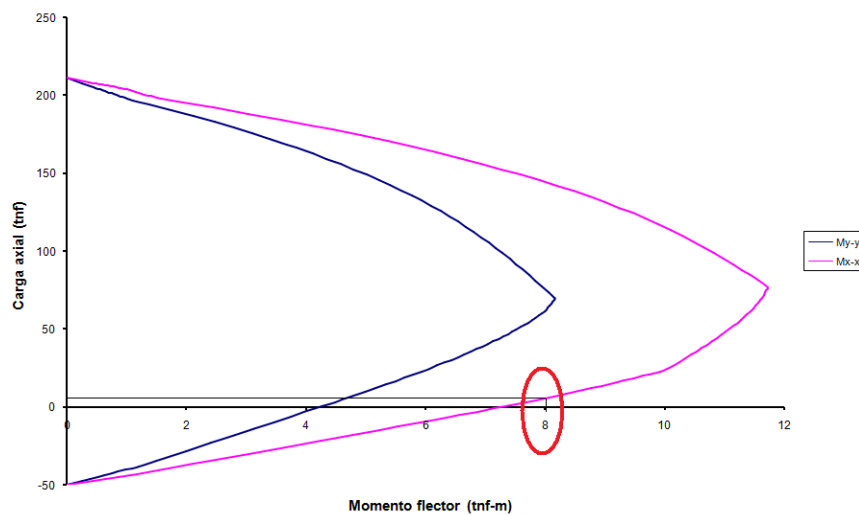


Figura 4.19.11. Determinación de momento resistente bajo carga axial actuante.

Analizando esta situación se llega a dos conclusiones, la primera es que la columna no es capaz de resistir las solicitaciones inducidas debidas a las deformaciones que permite la estructura de rehabilitación ya que solo por el caso sismo en dirección Y la misma se ve de forma mayor a su capacidad, por otra parte se considera exagerada la hipótesis de vinculación del elemento ya que la misma genera unos valores de momento bastante altos que en la realidad no son 100% probables por la manera en que se disponen los aceros de las vigas y las

columnas del sistema Variel, en vista de esto se hace necesario estimar un valor de momento más ajustado a la realidad y evaluar todos los niveles de las columnas para cada una de las combinaciones de carga mediante un análisis estructural riguroso sobre los módulos tridimensionales del sistema Variel. Por otra parte los valores de cortante sísmico determinados mediante el análisis estructural indican que los muros en esta primera iteración presentan una relación demanda capacidad no favorable por lo que es necesario realizar aumento de la sección transversal de los mismos tanto por criterio de rigidez como por criterio de resistencia, por esta razón no se le da continuidad al proceso de chequeo por rigidez hasta que el chequeo por resistencia cumpla con lo requerido. El proceso iterativo fue llevado a cabo una serie de veces hasta llegar a las dimensiones mostradas en la tabla 4.19.12.

Tabla 4.19.12. Dimensiones de los muros luego de varios procesos iterativos.

| Torre B | | |
|-------------|------------|------------|
| Dimensiones | Muros en X | Muros en Y |
| B (m) | 0.80 | 0.50 |
| h (m) | 3.00 | 3.00 |

Finalmente bajo estas dimensiones los muros cumplen tanto con el diseño por rigidez así como por resistencia presentando una relación de demanda capacidad favorable los cuales pueden ser apreciados en los diagramas de interacción de los muros de las figuras 4.19.12 a 4.19.15.

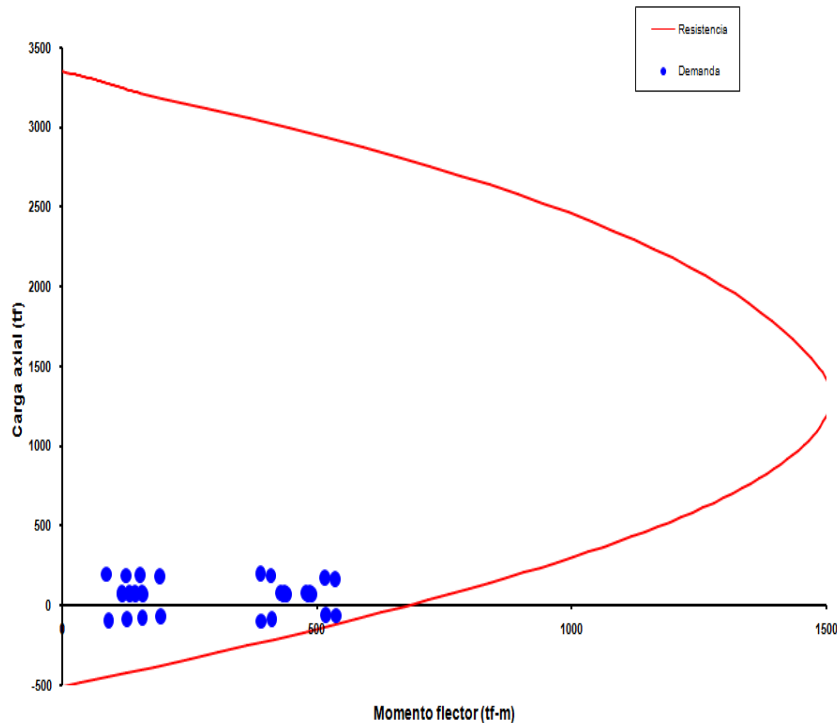


Figura 4.19.12. Diagrama de interacción Muros Y nivel 1.

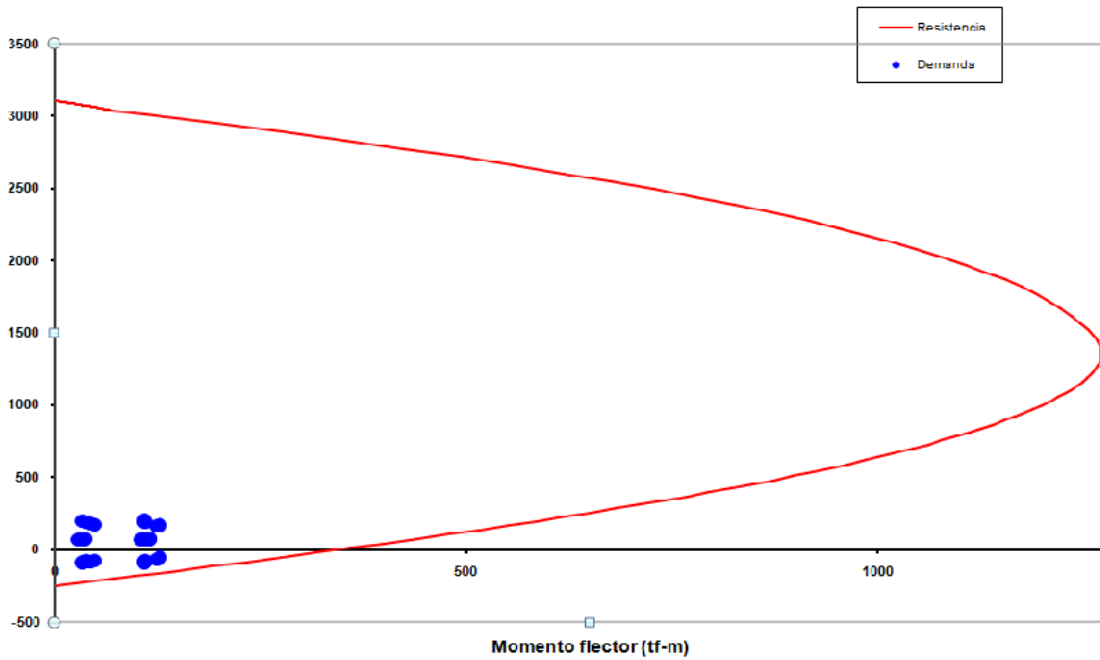


Figura 4.19.13. Diagrama de interacción Muros Y nivel 2.

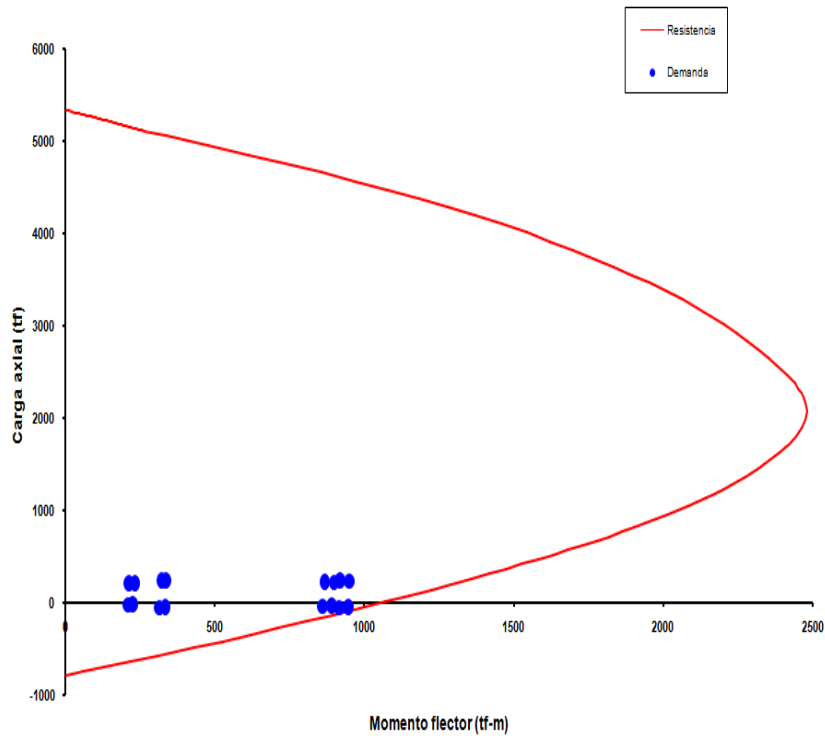


Figura 4.19.14. Diagrama de interacción Muros X nivel 1.

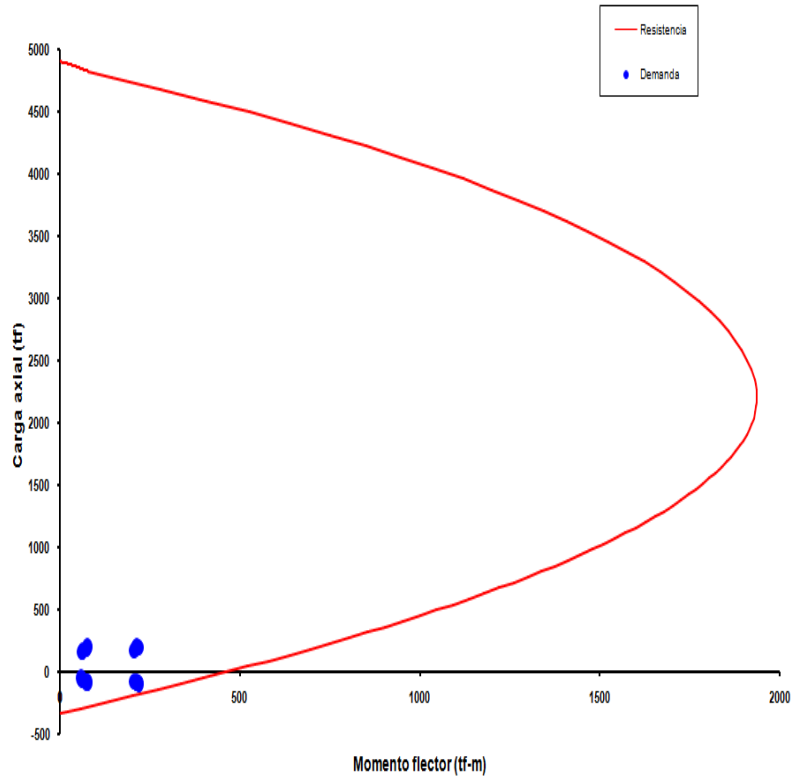


Figura 4.19.15. Diagrama de interacción Muros X nivel 2.

Cabe destacar que para todos los casos la relación demanda/capacidad arroja resultados inferiores a la carga axial balanceada lo cual es bastante favorable para el comportamiento sísmico de los muros. Por esta razón se acepta el análisis y se procede a realizar el armado de los muros, tanto del acero longitudinal como del acero transversal, obteniéndose los resultados mostrados en las figuras 4.19.16 a 4.19.23.

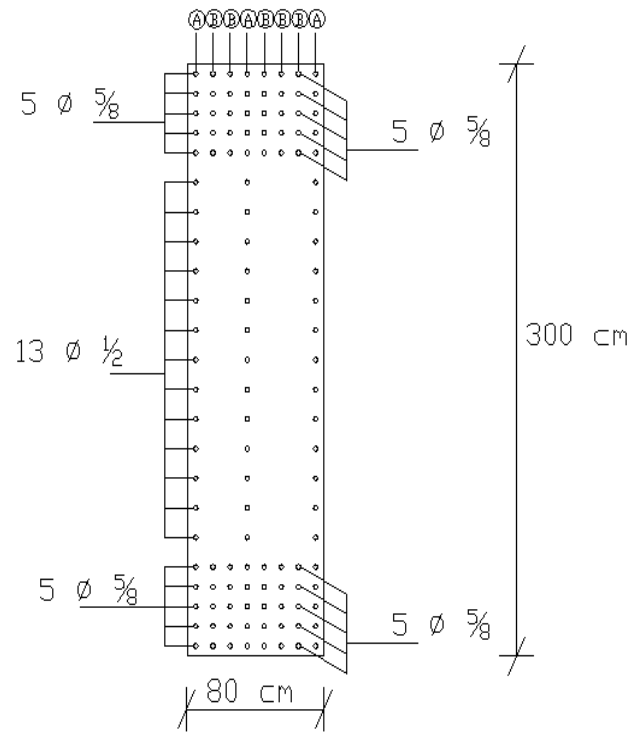


Figura 4.19.16. Sección transversal de muro dirección X nivel PB.

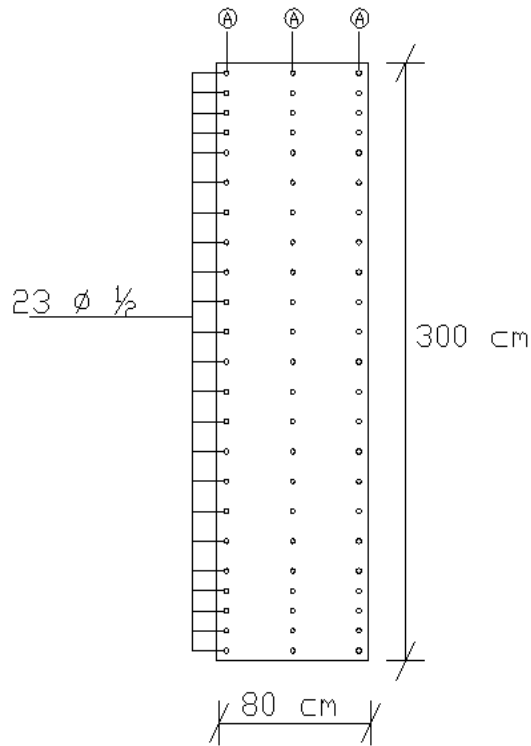


Figura 4.19.17. Sección transversal de muro dirección X nivel 2.

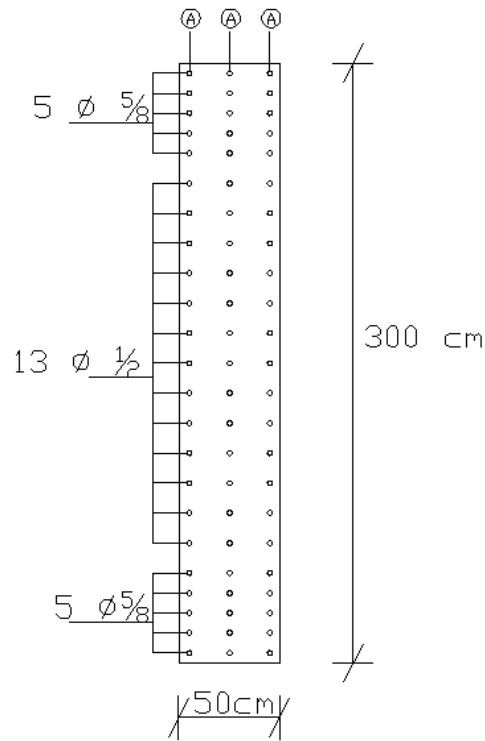


Figura 4.19.18. Sección transversal de muro dirección Y nivel PB.

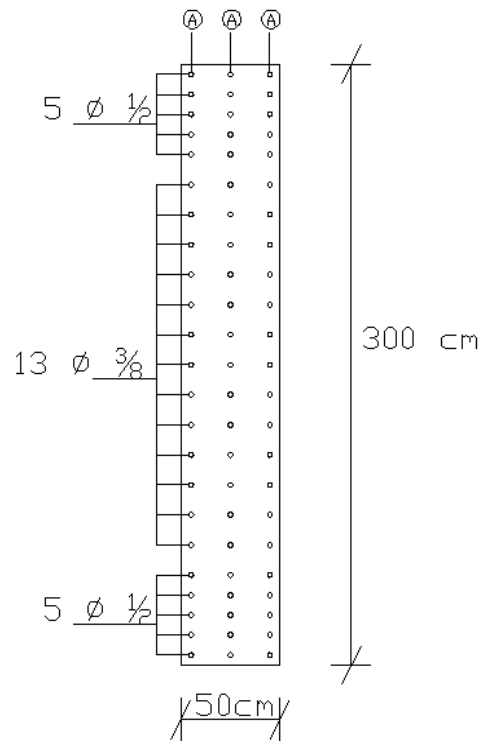


Figura 4.19.19. Sección transversal de muro dirección Y nivel 2.

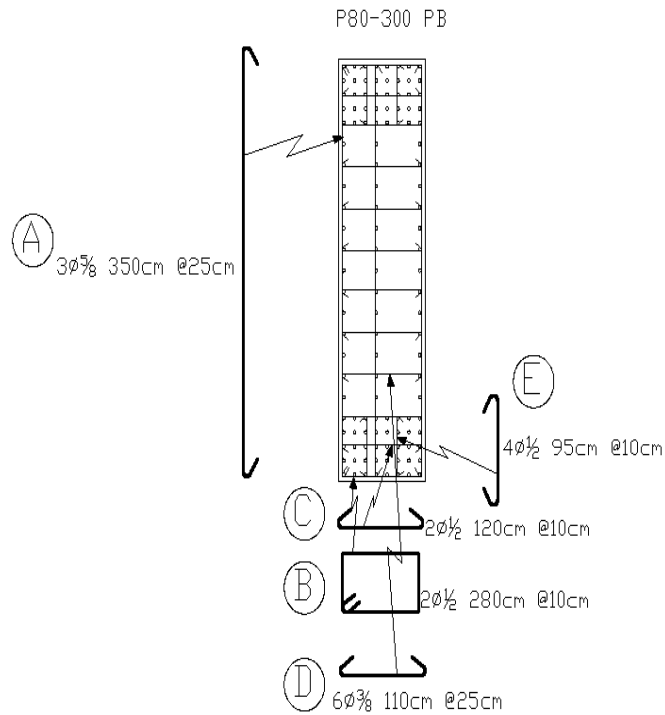


Figura 4.19.20. Armado de acero transversal de muro dirección X nivel PB (ver planos de detalles).

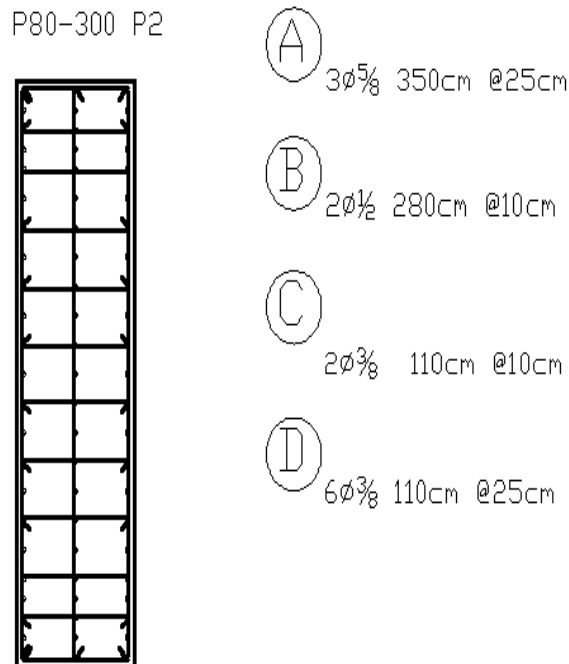
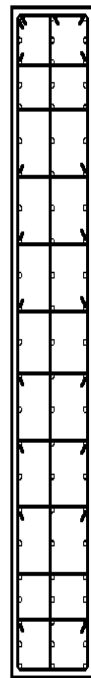


Figura 4.19.21. Armado de acero transversal de muro dirección X nivel 2 (ver planos de detalles).

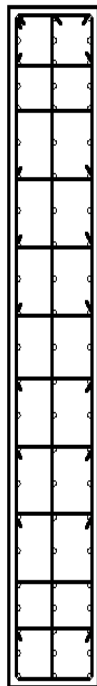
P50-300 PB



- (A) $3\phi\frac{1}{2}$ 310cm @25cm
- (B) $2\phi\frac{5}{8}$ 260cm @10cm
- (C) $2\phi\frac{3}{8}$ 80cm @10cm
- (D) $6\phi\frac{3}{8}$ 80cm @25cm

Figura 4.19.22. Armado de acero transversal de muro dirección Y nivel PB (ver planos de detalles).

P50-300 P2



- (A) $3\phi\frac{1}{2}$ 310cm @25cm
- (B) $2\phi\frac{1}{2}$ 250cm @25cm
- (C) $2\phi\frac{3}{8}$ 80cm @25cm
- (D) $6\phi\frac{3}{8}$ 80cm @25cm

Figura 4.19.23. Armado de acero transversal de muro dirección Y nivel 2 (ver planos de detalles).

Posteriormente se realizó el diseño de las vigas que coronan la estructura de rehabilitación, se recuerda que las mismas presentan una sección de 40x100 cm. Del análisis estructural se obtiene un resultado satisfactorio en el que las vigas no presentan una demanda en la que sobrepasen por acero requerido al establecido por cuantía mínima, es decir, la viga trabaja de manera holgada y su armado queda determinado por la cuantía de acero mínimo, para el armado transversal y longitudinal se cumple con lo establecido en el capítulo 18 de la norma Venezolana COVENIN 1753:2006. Los armados pueden ser observados en las figuras 4.19.24 y 4.19.25.

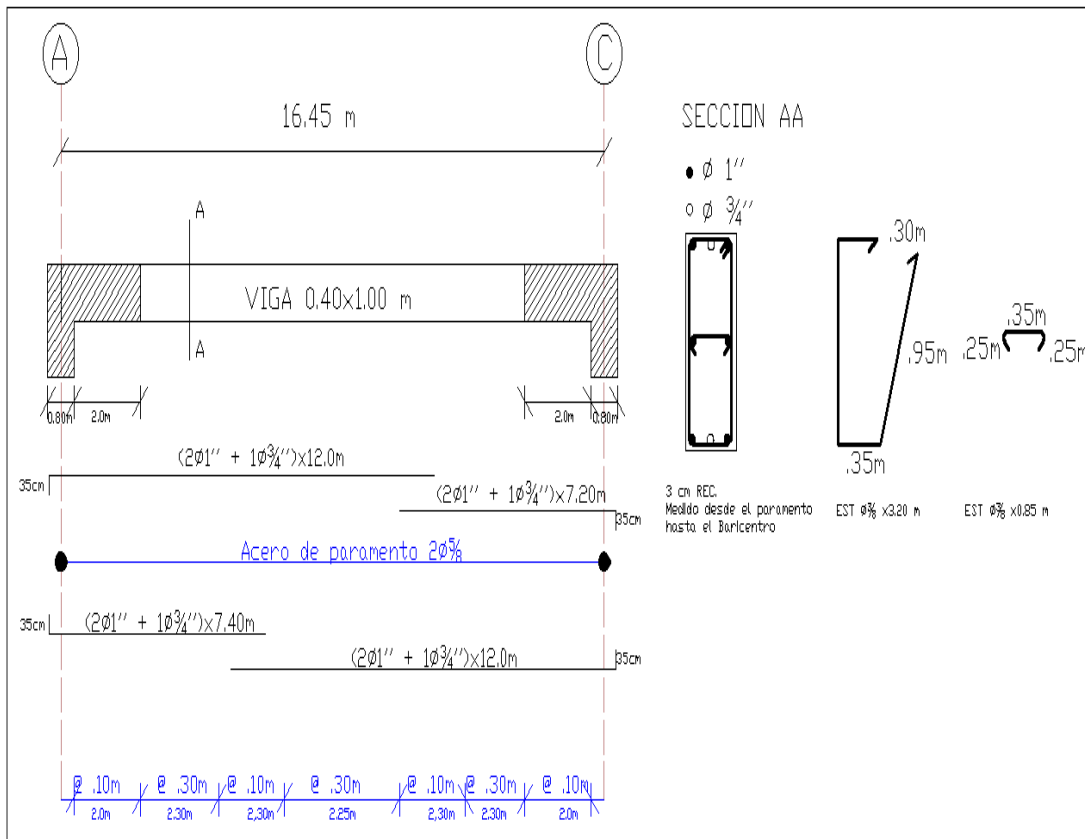


Figura 4.19.24. Armado de vigas 1, 5, 10 y 14 (ver planos de detalles).

la selección de alguna de ellas para el momento en el cual se pretenda dar ejecución al proyecto de rehabilitación. Es importante señalar que estas propuestas aunque se exponen de manera abierta, se hace obligatorio e indiscutible el uso de alguna de ellas, es decir, no puede ser obviado el uso de algún método que garantice el diafragma rígido para aquellos módulos que no estén en contacto con los muros.

Opción 1: Se propone el uso de perfiles metálicos conectados mediante planchas y tornillos de alta resistencia a los muros del sistema de rehabilitación, esto para lograr impedir los desplazamientos relativos de los módulos del sistema Variel y transmitir los esfuerzos cortantes a los muros de la rehabilitación (ver figuras 4.19.26 y 4.19.27).

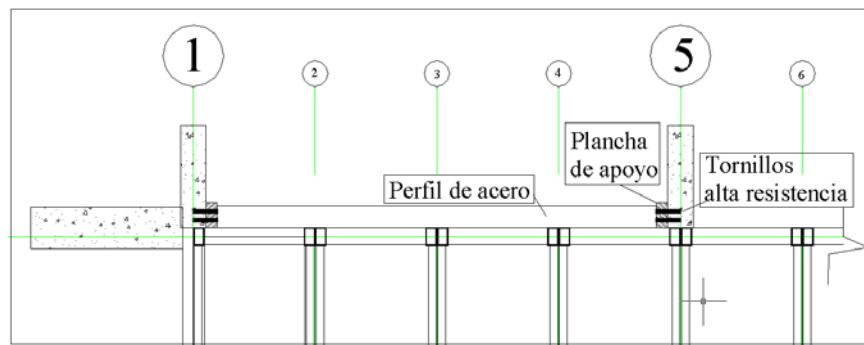


Figura 4.19.26. Opción 1. Vista de planta de sistema para garantizar diafragma rígido.



Figura 4.19.27. Opción 1. Detalle nodo de unión de sistema para garantizar diafragma rígido.

Opción 2: Vincular el desplazamiento de los módulos tridimensionales, mediante conexiones en los nodos o esquinas donde se encuentren varios módulos, esto con la finalidad de relacionar los desplazamientos de aquellos módulos que tengan el grado de libertad con aquellos otros que no posean dicho grado de libertad, logrando así restringir los desplazamientos relativos entre los diferentes módulos (véase la figura 4.19.28).

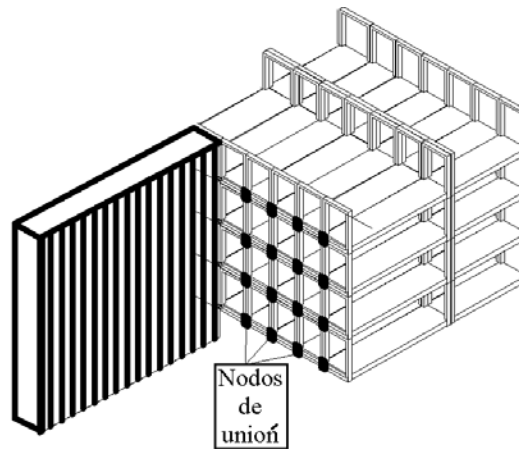


Figura 4.19.28. Opción 2. Proyección oblicua de nodos de unión entre módulos.

Opción 3: Vaciado de losa maciza sobre toda la superficie de la planta, anclando con tornillos de alta resistencia las losas del sistema Variel con la nueva vaciada, para impedir los desplazamientos relativos entre los módulos tridimensionales (véase las figuras 4.19.29 y 4.19.30).

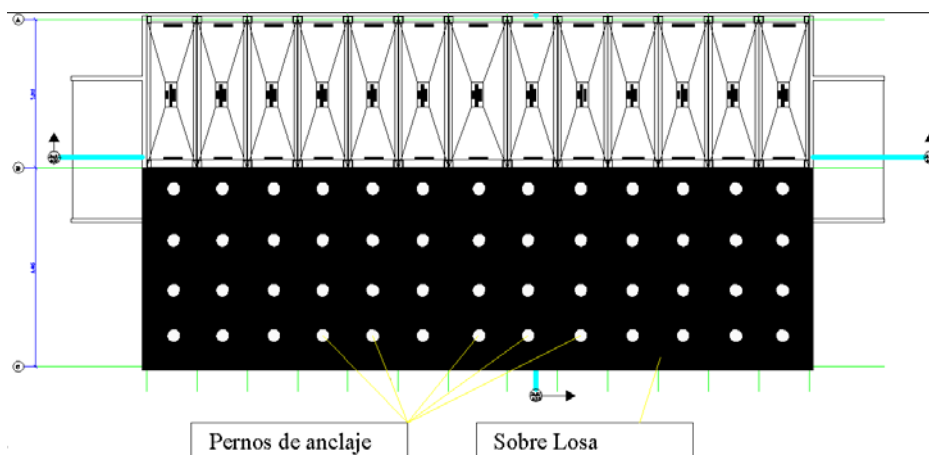


Figura 4.19.29. Opción 3. Vista de planta.

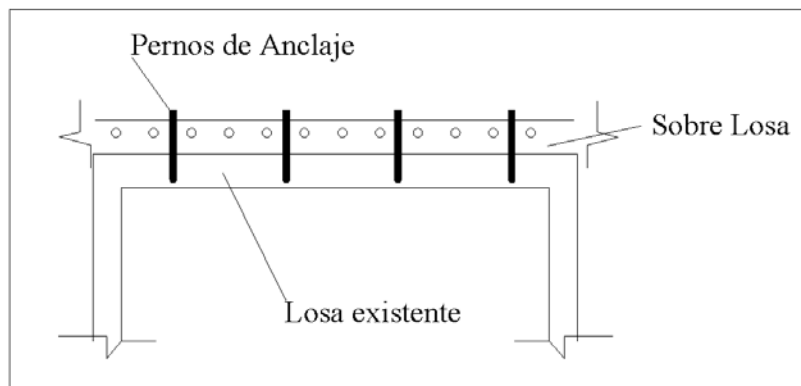


Figura 4.19.30. Opción 3. Corte de losa.

Es importante señalar que los módulos tridimensionales en la dirección corta de la planta no requieren de ningún sistema de confinamiento para garantizar el diafragma rígido ya que en esa zona de la estructura existen muros de concreto que vinculan los desplazamientos de los módulos tridimensionales. En los planos de detalle se aprecia toda esta información.

En la figura 4.19.31 se muestra una imagen de la edificación con la solución de los muros para corregir el comportamiento sísmico de la estructura.



Figura 4.19.31. Imagen U.E. Colomine con los Muros del sistema de Rehabilitación.

4.19.5.- Conclusiones y Recomendaciones

- La Obtención y verificación de datos geométricos se realizó efectivamente, corroborando los datos facilitados por parte de la investigación antecesora “Estimación de la vulnerabilidad sísmica en la Unidad Educativa Colomine en Valencia Estado Carabobo” y comparándolas con los obtenidos en campo, adicionalmente se comprobaron los resultados sobre el comportamiento de la estructura, verificando su vulnerabilidad ante un evento sísmico.
- Se realizó una primera propuesta de colocar muros en cada junta vertical de los módulos tridimensionales en dirección Y (ortogonales a la fachada más amplia) y dos muros en dirección X (ortogonales a la fachada menos amplia) con un sistema de vigas que coronen cada uno de los mismos, formando una retícula en el nivel techo. Posteriormente se realizó una segunda propuesta con una menor cantidad de muros, es decir, ya no habría un muro por junta, proyectando solo cuatro muros en dirección Y y manteniendo dos muros en dirección X por fachada, conservando el sistema de vigas en el nivel techo. Adicionalmente se incluyó un elemento que confinara la periferia de la planta para garantizar el diafragma rígido en aquellas juntas que han resultado desatendidas por la disminución de la cantidad de muros, por lo tanto, este elemento periférico se encarga de vincular los módulos tridimensionales intermedios con los muros del sistema de rehabilitación.

- Del proceso de predimensionado de ambas propuestas se descarta la primera, ya que la sección de muro requerida por las cargas estimadas actuantes era menor que la mínima permitida por la norma para garantizar que el elemento estructural se comportara como muro y no como una columna, es decir, era necesario aumentar la sección por requerimientos normativos mas no por criterio de resistencia, este hecho se traducía en la concepción de un modelo antieconómico ya que no se estaba explotando el total de la capacidad de los materiales implementados ni en un cincuenta por ciento. Posteriormente se analizó la segunda propuesta en la que la demanda estimada por muro se hizo sustancialmente mayor causada por la disminución del número de muros, generando así una sección requerida mucho mayor que la propuesta en la primera hipótesis, este aumento de sección se tradujo en una semejanza entre las dimensiones mínimas normativas y las requeridas por las demandas, por lo que esta hipótesis fue seleccionada como modelo a ser analizado estructuralmente de manera formal.
- Se realizó el análisis estructural mediante el método dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, donde fue necesario realizar un ajuste en las secciones de los muros ya que los mismos estaban siendo solicitados más allá de su capacidad. Este proceso iterativo llevó a los resultados finales en lo que las demandas y la capacidad de los elementos se encontraban en un orden favorable. Este análisis se realizó para la torre B ya que la misma presenta mayor masa que la torre A, obteniendo así resultados para más el caso más desfavorable.
- Del análisis estructural se obtuvo las solicitaciones para cada muro debido a las combinaciones más desfavorables donde se decidió uniformizar para el diseño con aquellos elementos estructurales más demandados, ya que debido a la simetría de la estructura de rehabilitación las demandas eran comparables en un orden aceptable. De esto se obtuvo para el diseño un muro tipo en dirección X de dimensiones 80x300 cm. y un muro tipo en dirección Y de dimensiones 50x300 cm. Referente al diseño de las vigas se aceptó como sección definitiva 40x100 cm. (sección de viga tipo para ambas direcciones). Adicionalmente se dieron tres propuestas para el diseño del elemento intermedio a los muros que permitirá confinar la planta y garantizar la hipótesis de diafragma rígido reiterando el carácter obligatorio de implementar una de las propuestas que han sido expuestas. Los resultados presentados surgen como producto del análisis de la torre B. Siendo esta torre la de mayor dimensión en planta, y por lo tanto presentando mayor masa que la torre A, se generan mayores demandas sobre los muros. En consecuencia el diseño de la torre B puede ser repetido en la Torre A.
- Garantizar mediante alguna de las propuestas establecidas, el comportamiento de diafragma rígido debido que en su ausencia toda la hipótesis de diseño del modelo de rehabilitación quedaría anulada, particularmente dentro de las tres opciones se recomienda el uso de perfiles metálicos conectados a los muros mediante planchas y tornillos de alta resistencia (opción 3). Se prefiere esta propuesta debido que el uso de un perfil implica mayor facilidad constructiva, menor perturbación a las

estructuras, como mayor funcionalidad, ya que el lado más rígido del perfil puede ser aprovechado favorablemente.

- Realizar el proyecto de infraestructura evaluando la posibilidad de diseñar un sistema pasivo que garantice el equilibrio para aquellos casos en los que parte del sistema de fundaciones pueda verse traccionado, entendiéndose por traccionado aquel intento de extraer los cimientos del suelo que lo confina.
- Se propone dar a conocer con carácter de urgencia a las instituciones competentes la problemática existente en la U.E. Luis Alfredo Colomine, ya que en esta investigación se ha identificado y diseñado un sistema de rehabilitación sismorresistente que redimirá las vidas de los 1200 estudiantes y del personal que se encuentra en permanente riesgo por hacer uso de la edificación.

4.19.6.- Referencias

- AWAD ROCHEL, Roberto. Análisis y Diseño sísmico de Edificios. Primera Edición. Fondo Editorial Universidad ETAFIT. Medellín Colombia Enero 2006.
- BAZÁN-MELI. Diseño Sísmico de Edificios. Limusa Noriega Editores. Ciudad de México Segunda Edición.
- Chang, M y Sequera, L. (2008) Estimación de vulnerabilidad sísmica en la U.E Colomine, Valencia Edo Carabobo. Trabajo especial de grado no publicado, Universidad de Carabobo, Valencia.
- López, O., Hernández, J., Re, G. del Puig, J. (2004). Reducción del riesgo sísmico en escuelas de Venezuela. IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, 42(3), 33-56
- MELI PIRELLA. Diseño estructural. Limusa Noriega Editores. Ciudad de México Segunda Edición.
- Norma COVENIN 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. (2006). Consejo Superior de FONDONORMA, Agosto 30, 2006.
- Norma COVENIN 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes. (2001). Consejo Superior de FONDONORMA, Julio 25, 2001.
- Norma COVENIN-MINDUR 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. (1988). Ministerio de Desarrollo Urbano, Agosto 5, 1988.
- Ops. (1993) Evaluación y Reducción de la vulnerabilidad Física y Funcional: Aspectos Generales (Volumen 1) [Documento en línea]. Disponible: http://202.54.104.236/intranet/eha/Mitigacion/Contenidos/spanish/miting_desast.html. [Consulta: 2008, Julio 10].
- Stucky, F. (1975). Sistema Variel, proyectar y construir con Elementos prefabricados, Revista de Informes de la Construcción, 28(272), 49-71.
- VERGUM -AMBROSE. Diseño Simplificado de Edificios para Cargas de Viento y Sismo. Limusa Noriega Editores. Ciudad de México Segunda Edición.