

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE EN LA UNIDAD EDUCATIVA NACIONAL EXPERIMENTAL VENEZUELA. MUNICIPIO LIBERTADOR. CARACAS. (EDIFICIO OESTE)

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.
Borrego Avilán, Randolf Jerohám.
Paredes Alvarez, Damarys Karina.
Para optar al título de
Ingeniero Civil

Caracas, Octubre de 2007.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE EN LA UNIDAD EDUCATIVA NACIONAL EXPERIMENTAL VENEZUELA. MUNICIPIO LIBERTADOR. CARACAS. (EDIFICIO OESTE)

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Ing. Ángelo Marinilli.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.
Borrego Avilán, Randolf Jerohám.
Paredes Alvarez, Damarys Karina.
Para optar al título de
Ingeniero Civil

Caracas, Octubre de 2007.

ACTA

El día 19/11/2007 se reunió el jurado formado por los profesores:

ANGELO MARINILLI
BUDIMIR SPASIC
RICARDO BONILLA

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE EN LA UNIDAD EDUCATIVA NACIONAL EXPERIMENTAL VENEZUELA. MUNICIPIO LIBERTADOR. CARACAS. (EDIFICIO OESTE)"

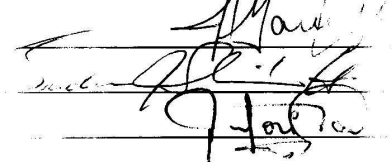
Presentado ante la ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de: **INGENIERO CIVIL.**

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Número	Letras
Borrego A. Randolph J.	20	VEINTE
Paredes A. Damarys K.	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 19 de 11 de 2007

DEDICATORIA

A mi madre, ya que gracias a su ejemplo, espíritu de lucha, mérito profesional, trabajo abnegado y mucho cariño dejó en mí la inclinación a la excelencia. A mi padre por su cariño y colaboración en mi educación, a TITICA mi querida abuelita por enseñarme a querer y amar a DIOS, y a mi hermano Daniel por colaborar en todo lo que estuvo a su alcance.

A mis queridos amigos Adrián, Maria Carolina (Suki), Mary Ann y Marcos, por su respaldo incondicional y apoyo infinito en la realización de este trabajo.

A mi novio Rafael por creer en mí, y quererme tanto.

A mi primer amigo Noel en esta casa de estudio con el cual pase momentos muy gratos de mi vida.

A mi compañerito de tesis Randolski por su apoyo, paciencia y buen humor durante el tiempo que compartimos en la realización de esta tesis y a todos aquellos que me ayudaron en algún momento de mi vida para llegar hasta donde estoy hoy, culminando esta etapa de mi vida.

Damarys Karina Paredes.

DEDICATORIA

Gracias a Dios por interferir a través de cada ser humano y cada momento que he conseguido en mi camino hasta el día de hoy; y gracias por interferir en mí para tomar las decisiones correctas.

Gracias a mi mamá y a mi hermana por su amor, apoyo, comprensión incondicional y por complacerme tanto, características de excelentes mujeres.

Gracias a mi papá por sacrificarse tanto por mi mamá, mi hermana y por mí; por respetar mi espacio, mi comportamiento y mis decisiones. Esto ha sido motivo vital para haber alcanzado este logro.

Gracias a mis abuelos Olga y Oscar por estar aquí en este momento que quiero dedicarles como regalo, gracias por todo el amor y consentimiento que he recibido de ustedes.

Gracias a mis amigos, que me han acompañado en esta última etapa de mi vida: Daniela Ardilla, Mario Blanco, Rossana Bock, Pablo García, Iván Gaztelumendi, Carlos Gonzáles, Gustavo Jaramillo, Mario Oviedo, Cesar Marino, Priscilla Rojas, Nelson Rojas, Juan Sintclain y Gabriel Suárez. Por tantos momentos buenos, y por los pocos momentos malos; ustedes siempre han tenido claro lo que es el concepto de la amistad y lo han hecho valer muy bien.

Gracias a mi novia Josmar, por creer al igual que yo en que podemos ayudarnos a crecer tanto juntos como individualmente en el aspecto emocional, espiritual, intelectual y profesional.

Y Gracias a mi compañerita de Tesis Karina por enseñarme a actuar para avanzar y aplicar mi razón al trabajo. Por su muy buen humor, por esta últimas tres semanas de arduo esfuerzo y sacrificio, donde siempre supimos trabajar en equipo sacando lo mejor de cada uno para superar los innumerables obstáculos. Pero al fin!!!! Lo logramos!!!!.

Randolf J. Borrego A.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestro Tutor Ángelo Marinilli, Jefe de la División de Estructuras y Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, por su orientación y apoyo durante la realización de este Trabajo Especial de Grado.

Gracias al Lic. Andrés Rodríguez director de la zona educativa Distrito Capital por brindarnos su apoyo en las diferentes visitas realizadas en la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela. Gracias al profesor Cesar Pañuela y al Personal Técnico del IMME, al aportar su asesoría y experticia en el uso del detector de metales. Así mismo damos gracias al Ingeniero Leonardo Colmenares, cursante de Postgrado en la U.C.V. colaborador en la recopilación de información relacionada con este trabajo, al Profesor Oscar López del Proyecto “Reducción de Riesgos Sísmicos en Edificaciones Escolares”, y a su equipo de trabajo de la universidad.

Un reconocimiento especial al Ing. Eliud Hernández por orientarnos en la utilización de un programa aplicable al estudio de edificaciones.

Y a nuestros compañeros y amigos Maria Carolina (SUKI), Adrián, Mary Ann, Marcos, Josmar, Rafael, Daniel, Samir y a todos que nos apoyaron para culminar este Trabajo Especial de Grado.

Randolf Borrego y Damarys K Paredes.

**Borrego Avilán, Randolf Jerohám.
Paredes Alvarez, Damarys Karina.**

**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE EN LA UNIDAD EDUCATIVA NACIONAL
EXPERIMENTAL VENEZUELA. MUNICIPIO LIBERTADOR. CARACAS.
(EDIFICIO OESTE)**

**Tutor Académico: Prof. Ing. Ángelo Marinilli TESIS. Caracas, UCV. Facultad
de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2007. N°. Páginas 162**

Palabras Clave: (Terremotos, Riesgo, Mitigación, Respuesta Sísmica,
Edificaciones Escolares Existentes, Edificaciones Patrimoniales.)

RESUMEN

Las edificaciones escolares son estructuras clasificadas dentro de la norma vigente [4, 5] como aquellas de funcionamiento vital cuya falla daría lugar a la pérdida de numerosas vidas humanas si ocurre un terremoto devastador.

El objetivo de este estudio es evaluar el comportamiento sismorresistente de una edificación escolar considerada patrimonio cultural de la ciudad de Caracas, específicamente nuestro objeto de estudio es la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela, cuya data de construcción se estima entre 1937 y 1939. Considerando los daños ocasionados en otras edificaciones escolares de diferentes tipologías constructivas ya investigadas, resulta importante señalar que la antigüedad y la zona de ubicación en el territorio Venezolano, son características comunes entre tales edificaciones. Es imperante continuar la investigación en este sentido hasta llegar a conclusiones y recomendaciones generales para mitigar el riesgo sísmico en este tipo de estructuras donde no se posee ningún estudio.

El proyecto se inicia con una búsqueda exhaustiva de información relacionada al área sismorresistente. Luego, se procedió con el levantamiento estructural del plantel, donde se tomaron fotografías, se midió la geometría de la edificación y se identificaron los materiales componentes del edificio. Posteriormente, se elaboraron planos del edificio en base a la información recabada y cinco (5) modelos matemáticos donde se representó el comportamiento dinámico de la estructura ante espectros sísmicos diseñados según en la norma vigente [5], se calculó la capacidad de cada elemento estructural y a nivel global, se reportaron y compararon con los valores límites permitidos las derivas inelásticas, se obtuvo la demanda, y finalmente se evaluó la respuesta de la edificación ante las sollicitaciones máximas posibles producidas por el sismo de diseño.

INDICE GENERAL

CAPÍTULO I. PROBLEMA.

I.1 Planteamiento del Problema.....	1
I.2 Objetivos	
I.2.1 Objetivos General.....	5
I.2.2 Objetivos Específicos.....	5
I.3 Aporte.....	6

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.

II.1 Antecedentes Relacionados con la Investigación.....	7
II.2 Definiciones de la Investigación.....	11
II.3 Mecanismo de Falla Dúctil.....	13
II.4 Mecanismo de Falla Frágil	13
II.5 Método de Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible	
II.5.1 Modelo Matemático.....	14
II.5.2 Análisis	
II.5.2.1 General.....	15
II.5.2.2 Número de Modos.....	15
II.5.2.3 Combinación Modal.....	15

CAPÍTULO III. MÉTODO.

III.1 Preparación previa o búsqueda de información.....	16
III.2 Inspecciones realizadas y registro fotográfico.....	17

III.3 Levantamiento geométrico de la edificación.....	17
III.4 Levantamiento de imagen en 3D.....	18
III.5 Elaboración de Video de la edificación.....	18
III.6 Identificación de los materiales que componen el edificio.....	18
III.7 Elaboración Modelos Estructurales, mediante ETABS.....	19
III.8 Verificación del nivel de diseño.....	20
III.9. Análisis dinámico del edificio.....	20
III.10.-Obtención de las derivas.....	20
III.11.-Determinación de la capacidad local.....	21
III.12.- Determinación de la relación demanda-capacidad.....	21
III.13.- Recomendaciones para la adecuación sismorresistente.....	21

CAPITULO IV. ANÁLISIS DETALLADO DE LA U. E. N. E VENEZUELA

IV.1 Descripción de la Edificación (Oeste).....	22
IV.2 Descripción de los Materiales Estructurales de la Edificación.....	31

CAPITULO V. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA U. E. N. E. VENEZUELA

V. 1 Idealización del Edificio.....	33
V.1.1 Pesos.....	33
V.1.2 Rigidez de la junta.....	35
V.1.3 Apoyos.....	35
V.1.4 Inercia de elementos.....	35
V. 2 Espectro de Diseño.....	35
V. 3.Elaboración de los Modelos Estructurales, mediante ETABS.....	37

CAPÍTULO VI. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

VI.1 Descripción de las masas participativas.....	40
VI.2 Estudio de los periodos y la rigidez.....	43
VI.3 Estudio de las derivas.....	44
VI.3.1 Combinación Cuadrática de la suma de los cuadrados.....	44
VI.3.2 Componente sísmica vertical.....	44
VI.3.3 Suma del efecto de las componentes sísmicas.....	45
VI.3.4 Máxima resistencia para resistir la CP, CV y sismo S.....	45
VI.4 Estudio de la Demanda / Capacidad.....	46
VI.4.1 Capacidad.....	47
VI.4.1.1 Falla por Corte (Frágil).....	47
VI.4.1.2 Falla a Flexión (Dúctil).....	48
VI.4.1.3 Capacidad a corte de muros de mampostería.....	49
VI.4.1.4 Demanda.....	51
VI.4.1.5 Demanda / Capacidad.....	52

CAPÍTULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VII.1 Conclusiones.....	61
VII.2 Recomendaciones.....	64

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 66**APÉNDICES**

APÉNDICE A _Registros Fotográficos.....	69
APÉNDICE B _Planos de la U. E. N. Experimental Venezuela.....	88
APÉNDICE C _Registro con el detector de metales.....	111
APÉNDICE D _Tablas de verificación –Nivel de Diseño.....	128
APÉNDICE E _Configuración de las variables de análisis en ETABS .	150
APÉNDICE F _Tablas Demanda/Capacidad.....	161

CAPÍTULO I

PROBLEMA

I.1 Planteamiento del Problema

Existen más de 28 mil planteles en Venezuela, que presentan las siguientes características: algunos tienen más de 50 años de construcción, la pauta utilizada para su diseño y construcción no cumple los requisitos sismorresistentes de la Norma actual [5], y más del 70% están ubicados en la zona de alta amenaza sísmica del país, lo cual representa un riesgo (aún no evaluado en todas las planteles) para las personas que hacen vida en sus instalaciones.

El terremoto de Cariaco, Venezuela, 1.997, provocó el derrumbe de cuatro edificaciones escolares y la muerte de 23 personas. Las fallas fueron el resultado de deficiencias estructurales para resistir terremotos, de carácter conceptual, típicas de los diseños de épocas pasadas: poca rigidez y resistencia lateral, baja capacidad para disipar energía, insuficiente resistencia al cortante, y la presencia de columnas “cortas”. Por otro lado, el derrumbe de dos edificaciones está relacionado con el hecho de que las edificaciones fueron construidas en una zona sísmica con amenaza mayor a la especificada en los planos de construcción. Las escuelas denominadas Tipo Antiguo I y Tipo Cajetón son similares a las derrumbadas en Cariaco y se hallan distribuidas en todo el país. Mediante técnicas de análisis lineal y estático no lineal se determinó el riesgo a que están expuestas en las diferentes zonas sísmicas de Venezuela. Las escuelas Tipo Antiguo I están expuestas a riesgos intolerables por lo que deben ser reforzadas, aun en las zonas de moderada amenaza como quedó demostrado en Arenales Edo. Lara, Venezuela, donde un evento de moderada intensidad en 1.991

comprometió la estabilidad de la escuela. Sólo las escuelas Tipo Cajetón localizadas en las zonas de mayor amenaza sísmica deben ser reforzadas. Se propuso un programa nacional para la reducción de riesgos existentes y para la construcción de nuevas escuelas seguras ante terremotos (Boletín técnico IMME volumen 42 N°3. Reducción del riesgo sísmico en escuelas de Venezuela) [3].

Mientras más tiempo demore evaluar el riesgo sísmico y reforzar todas las escuelas antiguas la inminente ocurrencia de un sismo producirá desde la inutilización y posible derrumbe, por ejemplo de escuelas consideradas patrimoniales, hasta la pérdida de vidas por la falla y colapso de la estructura debido al evento sísmico.

Existen algunas edificaciones de mayor antigüedad construidas en la primera mitad del siglo XX. En muchos casos son consideradas de valor patrimonial, ya que por su arquitectura y funcionalidad es una herencia que se debe rescatar y preservar. Dada su antigüedad pueden ser particularmente vulnerables ante terremotos. Esto hace que su estudio detallado sea de particular interés.

La Unidad Educativa Experimental Venezuela (edificio oeste) es el objeto específico de estudio de este trabajo de investigación; ésta representa una escuela patrimonial, ubicada en la ciudad de Caracas, la cual está clasificada como zona sísmica número 5 de 7 según la Norma [5]. Su proyecto data del año 1937 y fue inaugurada en el año 1939. Fue diseñada y construida con los estándares de la época; dado que no se dispone de la memoria de cálculo, no se puede corroborar si se consideró el posible efecto de los terremotos sobre la estructura. Dada su antigüedad, probablemente no esté en capacidad de soportar las cargas sísmicas según los criterios establecidos en las normas vigentes [5].

Por lo tanto, resulta prioritario evaluar su riesgo sísmico no sólo por ser uno de varios monumentos históricos de la ciudad de Caracas sino porque en sus espacios se desarrollan actividades educativas todos los días de la semana y de lunes a viernes la jornada se extiende hasta las 9 p.m.; es decir, que de poseer la edificación un elevado riesgo sísmico, la intensidad del daño ante la ocurrencia de un terremoto también será elevada.

Ante tal situación surgen ciertas interrogantes. ¿Qué Norma constructiva se utilizó para el proyecto? De haberse considerado cargas sísmicas, ¿cómo se cuantificaron? ¿Cuáles fueron los materiales empleados en la construcción? ¿Cuáles son sus propiedades mecánicas y cómo estimarlas? ¿Cuáles han sido las modificaciones estructurales a lo largo de la vida útil de la edificación? ¿La escuela cumple con las Normas actuales [4,5,6] que expresan los requisitos mínimos para edificaciones sismorresistentes? ¿Cuál es el riesgo sísmico de la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela U.E.N.E.V?

No existe, y de existir, no es fácil conseguir y acceder a la información completa y detallada que especifique, por ejemplo, el criterio de diseño para dimensiones de los espacios internos y externos de la estructura, detallado del tipo de armado, materiales que componen la edificación, fecha exacta de la construcción, modificaciones o reparaciones en la parte estructural en los años posteriores a su construcción, etc. Existe la posibilidad de que ocurra un sismo en cualquier momento, y derrumbe una o varias estructuras en estudio o en vías de selección para ser estudiadas. Estos factores afectan la posibilidad de una modelación rápida y precisa que determine el riesgo sísmico de más de 28 mil planteles en el país. Sin embargo, los planos arquitectónicos y estructurales originales fueron

rescatados y están en la Biblioteca Nacional. No se pudieron conseguir las memorias de cálculo.

Para el muestreo, y selección de la estructura a estudiar, se consideró la singularidad del diseño arquitectónico y su antigüedad, la estructura es única en el país. Esto ayudó a limitar el espacio, pero no será factible una posible extrapolación de resultados. El tiempo se limita en la medida que se pueda conseguir más información detallada acerca de cómo se construyó la estructura; los planos arquitectónicos y estructurales son piezas valiosas para ejecutar métodos de análisis que dependen directamente del investigador.

Se espera ayudar en la descripción detallada y a la vez rápida de cualquier edificación escolar mediante la innovación de planillas que pueden ser llenadas con la colaboración tanto del investigador como de los directivos de la escuela, esta planilla cumple con los requisitos para recabar información técnica, geográfica, geométrica, así como de las funciones inherentes a la escuela. Además, para la U.E.N. Experimental Venezuela se recolectará la información básica con dicha planilla. Esto ayudará a calibrar la planilla de inspección ocular.

Además, se contribuirá con la elaboración de planos digitales que precisan en 2-D y 3-D las medidas físicas de la edificación para posteriores estudios.

Por último, pero no menos importante, con este esfuerzo investigativo se espera aumentar la seguridad de las personas que hacen vida en la edificación y prolongar el funcionamiento óptimo de la estructura para el uso de futuras generaciones.

I.2 Objetivos

I.2.1 Objetivo General

Evaluar el comportamiento sismorresistente de la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela. (Edificio oeste).

I.2.2 Objetivos Específicos:

I.2.2.1.- Recopilar la información de la geometría de la edificación (mediante revisión de planos y toma de medidas) elaborar los planos en 2D y 3D.

I.2.2.2.- Modelar matemáticamente mediante un programa computacional la estructura seleccionada, con los elementos que se establezcan previamente.

I.2.2.3.- Estimar los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base y las solicitaciones (fuerzas) en elementos seleccionados de la estructura.

I.2.2.4.- Comparar las demandas y las capacidades reales, en términos de desplazamientos, derivas y fuerzas seleccionadas.

I.2.2.5.- Verificar las diferencias y similitudes entre la capacidad de diseño de la edificación y lo establecido en la Norma [6].

I.2.2.6.- Recomendar alternativas para mejorar la confiabilidad, ante sismos, del edificio y reducir los riesgos hasta niveles compatibles con las Normas vigentes [4,5,6].

I.3 Aportes

Esta investigación tiene por objeto enriquecer, consolidar y complementar las líneas de futuras Investigaciones, particularmente en la evaluación de riesgos sísmicos, para lograr preservar la vida de todos los individuos que acuden a los planteles educativos, en especial la de los niños que son considerados el recurso primordial y futuro de la nación.

Asentar las bases para la continuidad de programas basados en la Investigación sobre el proceso de evaluación sismorresistente de edificaciones educativas y reforzar la educación sobre este tema a los estudiantes de ingeniería civil.

Contribuir con la línea de investigación desarrollada en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), específicamente en cuanto a la adecuación sismorresistente de edificaciones escolares en el marco del “Proyecto UCV-FUNVISIS-FEDE-FONACIT N° 2005000188”.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1 Antecedentes Relacionados con la Investigación.

Para iniciar esta investigación se hace necesaria la búsqueda de antecedentes de trabajos relacionado con la temática en estudio encontrando que los elevados riesgos asociados a las edificaciones escolares están presentes a nivel mundial según las experiencias obtenidas en los últimos sismos. La mayoría de las edificaciones escolares presentan deficiencias notorias en su capacidad sismo-resistente lo que hace suponer que las edificaciones en estudio no escapan de esta realidad y desde este marco conceptual basado en la amenaza y vulnerabilidad de las mismas pueden mencionarse terremotos recientes que han afectado de manera significativa a edificaciones escolares.

En San Salvador, los días 13 de enero, 13 de febrero y 28 de febrero del 2001, ocurrieron sismos de elevada magnitud (7,6 grados Richter de 45 segundos de duración, 6,6 grados de 20 segundos y 6,1 grados de 20 segundos respectivamente), los cuales provocaron 1.246 muertos, 7.876 heridos, 323.648 viviendas dañadas o destruidas, 1.532.919 damnificados, 1.210 edificios públicos dañados, 135 unidades de salud u hospitales dañados, 1.631 escuelas dañadas y 91 destruidas.

El Terremoto de Molise, en Italia, ocurrido el 31 de octubre de 2.002, causó el derrumbe de una escuela primaria y la muerte de 27 niños y un maestro. El Terremoto de Puerto Plata, en República Dominicana, ocurrido el 22 de septiembre de 2.003 afectó 89 viviendas y 50 edificaciones escolares, de las

cuales 18 sufrieron daños estructurales y 31 daños no estructurales. El Terremoto de Boumerdes, en Argelia, del 21 de mayo de 2.003 ($M_w=6,8$), causó graves daños en escuelas, 564 de un total de 1.800 inspeccionadas sufrieron serios daños. En 1.980, veintitrés años antes, el 70 de las escuelas de la ciudad de Asnam resultaron con daños extensos o derrumbadas durante el terremoto del mismo nombre ($M=7,3$), en una proporción sustancialmente mayor que el resto de las construcciones de la ciudad.

Afortunadamente debido a que la hora de la ocurrencia de estos eventos no coincidió con las horas de actividades escolares, la pérdida de vidas fue muy baja. El mismo año y sólo unos días antes del evento de Argelia, el 01 de mayo de 2.003, un terremoto ($M_w=6,4$) afectó el poblado de Bengol, de 70 mil habitantes, en Turquía. De un grupo de 28 edificaciones escolares inspeccionadas se observó que 3 tuvieron daños ligeros o no tuvieron daños, 12 tuvieron daños moderados, 10 daños severos y 3 se derrumbaron totalmente causando la muerte de numerosos niños mientras dormían.

Todas las edificaciones eran de concreto armado, 17 constituidas por pórticos en dos direcciones y por sistema mixto de muros de mampostería y pórticos, todas poseían muros de mampostería de mampostería de relleno colocadas entre columnas. Uno de los problemas estructurales comunes observados en estos edificios fue la presencia de columnas cautivas o cortas debido a las restricciones que imponían los muros de mampostería. Otro problema común fue el detallado inadecuado de los elementos estructurales; falta de confinamiento en columnas, carencia de refuerzo transversal necesario para prevenir fallas por cortante, especialmente en el caso de las columnas cortas y anclaje inadecuado de los extremos libres del refuerzo transversal.

En febrero de 2003, en una provincia de China, un potente terremoto de magnitud 6,8 grados en la escala de Richter dejó por lo menos 257 muertos y más de 1.000 heridos, en donde una escuela primaria se derrumbó, causando la muerte de dos de sus estudiantes. En febrero de 2.004, en Indonesia, un sismo de 7,1 grados de magnitud en la escala Richter, dejó 25 muertos y decenas de heridos, destruyendo escuelas, forzando el cierre de un aeropuerto y dañando centros religiosos.

Las edificaciones escolares en Venezuela colapsadas durante el Terremoto de Cariaco responden a dos tipologías bien definidas de edificios escolares, que se encuentran distribuidas por todo el país, estando la mayoría de ellas en zonas de actividad sísmica considerable. De un número aproximado de 28.000 planteles educacionales en Venezuela, alrededor del 69,4% están en zonas de amenaza elevada a muy elevada, un 27,4% en zonas de moderada amenaza y sólo un 3,2% en zonas de baja amenaza. El sistema estructural de algunas escuelas presentes, junto con las que colapsaron durante el Terremoto de Cariaco, es muy similar. Para efectos de estudio, se divide o cataloga a las escuelas existentes por sus características estructurales, teniendo por ejemplo a las escuelas denominadas Tipo Cajetón (similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno), el Tipo Antiguo I (similares a la Escuela Valentín Valiente) y el Tipo Antiguo II.

Según información en revisión y ajuste suministrada por la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), organismo adscrito al Ministerio de Educación y Deportes (MED) existen 60 escuelas Tipo Antiguo II en sólo 9 de los 23 estados que posee Venezuela [9]. Este trabajo plantea evaluar el riesgo sísmico al que está sometida la estructura de una escuela Patrimonial y plantear recomendaciones generales para reducir este riesgo hasta niveles aceptados por las Normas [4, 5, 6]. La selección de la escuela a estudiar depende de dos

aspectos básicos: su estructura principal y su ubicación. Se escogió la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela, la cual se considera Patrimonial y esta ubicada en Bellas Artes, Caracas. Existen algunas edificaciones de mayor antigüedad construidas en la primera mitad del siglo XX. En muchos casos son consideradas de valor patrimonial, ya que por su arquitectura y funcionalidad es una herencia que vale la pena rescatar y preservar. Dada su antigüedad pueden ser particularmente vulnerables ante terremotos. Esto hace que su estudio detallado sea de particular interés.

Como es de conocimiento público, las escuelas primarias, secundarias y universitarias, al igual que, hospitales, oficinas de gobierno y centros de comunicación, son instalaciones estratégicas, cuyas estructuras deben ser capaces de resistir las sollicitaciones sísmicas probables con mejor comportamiento que otras instalaciones comunes. De la estabilidad y buen funcionamiento de las mismas, luego de los sismos, dependerá salvar muchas vidas. No obstante, los datos anteriores demuestran lo especialmente vulnerables que son las edificaciones escolares durante terremotos de moderada a elevada intensidad.

En los últimos años, esta problemática ha sido analizada y estudiada a nivel Nacional e Internacional, contándose con innumerables investigaciones que se han realizado con el apoyo, colaboración e interacción de instituciones gubernamentales y no-gubernamentales, para poder lograr prioritariamente, la reducción de pérdidas de vidas humanas y la no interrupción del servicio educativo, con plantas físicas que respondan a los requerimientos pedagógicos y a las aspiraciones de cada comunidad.

En nuestro país se han realizado innumerables estudios e investigaciones de vulnerabilidad, riesgo y adecuación sísmica. Es importante nombrar los trabajos realizados por el Profesor J. L. Alonso de la Universidad Simón Bolívar, quien ha dirigido y desarrollado desde 1997 más de una decena de proyectos de adecuación estructural a edificaciones educativas para FEDE.

También están los valiosos trabajos realizados por los investigadores del IMME, Ingenieros Oscar Andrés López, José Puig, Julio J. Hernández y Gianina del Re, entre otros, quienes investigan en busca de la reducción del riesgo sísmico en escuelas venezolanas, logrando proyectos de adecuación estructural sismorresistentes, en edificaciones similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno y similares a la Escuela Valentín Valiente y a la Escuela Ananías Cotte (Arenales, Estado Lara), como por ejemplo, el proyecto realizado en la Escuela Básica Cristóbal Rojas (Cúa, Estado Miranda). El resultado de estos esfuerzos, es la obtención de metodologías de evaluación y adecuación de estructuras para edificios tipo, en donde se aprovecha el carácter repetitivo propio de la tipología estructural. [2]

II.2 Definiciones de la Investigación.

Para precisar la incumbencia de este estudio se elaboran algunas definiciones, entre las cuales mencionan las siguientes:

Riesgo sísmico: Es la forma simplificada de una función de amenaza sísmica y vulnerabilidad estructural o sea, la amenaza sísmica capaz de generar terremotos o su posibilidad de ocurrencia.

Sismo: es todo aquel movimiento en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la tierra, la cual se transmite a la superficie de la misma en forma de onda sísmica que se propaga en todas las direcciones.

Visitas de inspección: Las visitas de inspección se realizan con el fin de vigilar procesos, equipos, máquinas u objetos que en el diagnóstico integral de condiciones de trabajo y salud, han sido calificados como críticos por su potencial de daño. Estas inspecciones deben obedecer a una planificación que incluya los objetivos y frecuencia de la inspección.

Se definen dos tipos de inspecciones las generales, durante las cuales se realiza una revisión general de la planta, y las específicas, cuando se realiza una visita dirigida hacia una problemática concreta, como serían las inspecciones a los sistemas de incendios, a las instalaciones eléctricas, etc. Se deben hacer con el fin de verificar el cumplimiento de las Normas de seguridad e higiene establecida (métodos correctos para operar máquinas, uso de elementos de protección personal, etc.), el funcionamiento de los controles aplicados, así como de identificar nuevos factores de riesgo. Para facilitar el proceso de inspección, se deben elaborar listas de chequeo ajustadas a las condiciones de riesgo y características de cada empresa.

Vulnerabilidad sísmica: Es el grado o nivel de daño esperado, ante una amenaza sísmica conocida o preestablecida, y suele expresarse normalmente, como una fracción del costo de la edificación.

De acuerdo a lo expresado en el glosario anterior la amenaza sísmica supone un conocimiento exhaustivo de las fuentes capaces de generar terremotos y su probabilidad de ocurrencia, en la actualidad se reconocen tres clases generales de terremotos: tectónicos, volcánicos y artificiales siendo el de mayor impacto los tectónicos ya que desbasta mapas de zonificación.

La estimación del riesgo sísmico de las edificaciones va a depender del conocimiento certero de algunas variables:

El tipo de amenaza sísmica esperada (inestabilidad geológica, vibración fuerte del terreno), condiciones del suelo, el diseño y el detalle estructural, de los elementos que conforman la infraestructura y por ultimo la edad, conocimiento y distribución espacial de los elementos no estructurales.

II.3 Mecanismo de Falla Dúctil.

Este mecanismo de falla dúctil es el ideal, la estructura es capaz de resistir deformaciones plásticas sin perder capacidad resistente. En estructuras de concreto armado, para que se puedan desarrollar los mecanismos dúctiles, es necesario cuidar el detallado del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal.

II.4 Mecanismo de Falla Frágil.

Este mecanismo de falla es repentino y sin aviso, lo cual resulta indeseable. Está gobernado por las fallas por fuerza cortante, las cuales son frágiles. No permite

deformaciones inelásticas capaces de disipar energía. En concreto armado uno de los mecanismos de falla más comunes, es el de columna corta, que consiste en un aumento excesivo de las fuerzas de corte, a las que se somete una columna cuando se reduce su luz libre para la cual fue diseñada; esto es producido mayormente por el adosamiento de muros de mampostería a media altura a las columnas, que reducen su libre deformación.

II.5 Método de Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible. (NORMAS COVENIN 1756-2001).

II.5.1 Modelo Matemático

El sistema de piso se modelará mediante técnicas de elementos finitos o similares. El tipo y número de elementos a usar será el requerido para representar adecuadamente su flexibilidad, tomando en cuenta sus características de geometría, conectividad y rigidez.

Los grados de libertad de cada elemento deben definirse obligatoriamente en las direcciones asociadas a los desplazamientos en su propio plano.

La masa de cada piso se distribuirá entre los diversos elementos que lo conforman, simulando la distribución real de masa sobre el mismo. La distribución de masa deberá corresponder a la masa total del piso y a su inercia rotacional.

II.5.2 Análisis

II.5.2.1 General

El edificio será analizado por medio de métodos de análisis dinámico bajo la acción de las dos componentes horizontales del sismo dadas por el espectro de diseño especificado en el Artículo 7.2.

II.5.2.2 Número de Modos

El número de modos de vibración a utilizar en el análisis es aquel que garantice que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo, excede el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio.

II.5.2.3 Combinación Modal

La combinación de los máximos valores de respuesta en cada modo, se hará según el criterio de la combinación cuadrática completa tal como se indica en la Sub-sección 9.6.2.1 de las NORMAS COVENIN 1756-2001, para cada dirección del sismo.

CAPÍTULO III

MÉTODO

Este proyecto se dividió en dos etapas, la etapa inicial consistió en llevar a cabo la recopilación de toda la información necesaria de la escuela en estudio, tal como la búsqueda de planos arquitectónicos y estructurales que sirvieran de guía para la inspección visual en sitio. Una segunda etapa donde se pronosticó el comportamiento de esta edificación ante la posibilidad de ocurrencia de un sismo diseñado según la Norma [5].

A continuación se describe el proceso que se siguió en esta investigación en forma más detallada para el cumplimiento de las etapas.

III.1.- Preparación previa o búsqueda de información

Se realizó una búsqueda exhaustiva de información de escuelas Tipo Patrimonial. Por medio del IMME se encontró información sobre la U.E.N.E.V- relacionada con el formato de planos, los cuales yacen en la Biblioteca Nacional. En la primera visita a la biblioteca el día 03 de Octubre de 2006 se tomaron fotos de los planos arquitectónicos y estructurales encontrados, ya que no fue posible adquirirlos u obtener copias de ellos. En las siguientes visitas se procedió a digitalizar los planos del plantel con el fin de obtener toda la geometría de la edificación; estas se realizaron, en su mayoría, todos los sábados durante dos meses, aproximadamente.

III.2.- Inspecciones realizadas y registro fotográfico.

La segunda etapa de este proyecto consistió en realizar visitas a la Unidad Educativa con el fin de obtener su geometría y compararla con los planos. El 08 de Noviembre de 2006 se realizó una inspección ocular al plantel donde se observaron todos los elementos tanto estructurales como no estructurales del mismo, así como también su diseño arquitectónico, y se logró identificar el uso de cada espacio del edificio. Esta visita también se hizo con el objeto de obtener la permisología necesaria por parte de la Directora del plantel para seguir visitando dicha escuela.

Luego de la inspección ocular se procedió a tomar fotos de la edificación con el objeto de elaborar un informe fotográfico. El 10 de Diciembre de 2006 se realizó otra visita a esta escuela, esa vez se corroboraron todas las medidas, incompatibles con las de los planos, que definen la geometría del edificio. Posterior a dicha visita se siguió visitando el plantel para revisar dimensiones y distancias tomadas. Es importante señalar que se encontró la ubicación geográfica del plantel a través de la internet [10].

III.3.- Levantamiento geométrico de la edificación

En base a la información recopilada tanto en la Biblioteca Nacional, como en las inspecciones realizadas a la escuela se dibujaron los nuevos planos en formato digital 2-D. Los planos tanto arquitectónicos (planta baja "PB", planta alta "PA" y fachadas) como estructurales (cimientos, envigado: entrepiso y techo) se elaboraron con la mayor precisión posible, ya que estos presentan numerosos detalles tales como: información condensada, exceso de acotado, nomenclaturas

de difícil interpretación y que posiblemente hacen referencia a la memoria de cálculo, la cual no se consiguió.

III.4.- Levantamiento de imagen en 3D.

Los planos elaborados en el paso III.3 sirvieron de base para elaborar un dibujo en 3-D del plantel, por medio del programa AutoCad 2006, donde se representó la geometría estructural de la edificación desde un punto de vista arquitectónico.

III.5.- Elaboración de Video de la edificación.

Una vez elaborado el plano en 3-D se llevó a cabo el video del plantel en el programa 3D-MAX donde se introdujo toda la geometría estructural con el fin de conseguir una presentación digital de este edificio.

III.6.- Identificación de los materiales que componen el edificio.

Una vez cumplido el levantamiento geométrico de la edificación se procedió a la identificación de los materiales que componen el edificio. Como primer paso se asistió a un taller acerca del uso de equipos e instrumentos de medición tal como el detector de metales, comúnmente denominado "Ferroskan". Con este conocimiento impartido y una vez revisados los planos estructurales del edificio, se visitó la escuela con este equipo y se tomaron imágenes de algunos elementos estructurales, principalmente columnas y vigas, con el objeto de ubicar no solo el acero de refuerzo en cada uno de ellos, sino determinar el espesor de recubrimiento y estimar el diámetro de la armadura. Las propiedades mecánicas del concreto se determinaron por medio de las Normas vigentes para esa época [8], y se hizo una estimación de la resistencia del mismo. La forma espectral del

suelo se estimó por medio de información suministrada por el Metro de Caracas, pues se cuenta con una estación cercana al plantel.

III.7.- Elaboración Modelos Estructurales, mediante ETABS

Se elaboraron los Modelos estructurales, mediante un programa de análisis tridimensional extendido y diseñado para edificaciones. El primer Modelo incluye el estudio del comportamiento del sistema de pórticos (columnas, vigas y muros estructurales de mampostería confinada), donde se tomó en cuenta el peso de los materiales constructivos y sus propiedades, así como también se supuso juntas rígidas con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas considerando su inercia gruesa.

Es importante señalar que también se supuso empotramientos perfectos de las columnas en el nivel del terreno. El segundo Modelo se elaboró en base al primero, adoptando valores de inercia de los elementos estructurales específicamente columnas y vigas que corresponden con el estado de agrietamiento. El tercer Modelo elaborado incluyó el efecto las escaleras. El Modelo cuarto se basa en el segundo Modelo colocando los muros de mampostería de cerramientos y el quinto Modelo se basó en el cuarto Modelo más escalera, como un elemento que le aporta rigidez a la estructura, Cabe destacar que todos estos Modelos fueron realizados por medio del uso del programa ETABS, los cuales fueron comparados con el fin de llevar a cabo su análisis sísmico.

III.8.- Verificación del nivel de diseño.

Se usó la Norma COVENIN 1753 [6], donde se establecen los criterios de revisión del detallado de los elementos estructurales para un Nivel de Diseño, se evaluó la edificación en estudio para determinar con cual nivel de diseño cumple.

III.9. Análisis dinámico del edificio.

A través del programa ETABS se realizaron los Modelos estructurales, este se calibró para que analizara la estructura bajo el método dinámico espacial con diafragma flexible ya que la relación área libre (patio interno) y área de construcción es del 23% y se aproxima mejor a un estudio con dicho diagrama, método incluido en la Norma COVENIN 1756-2001 capítulo 6.5.2.b.4.iii.

Se realizó el análisis de los resultados razonando los valores de solicitaciones máximas obtenidas del programa ETABS, para las combinaciones de cargas consideradas. Los valores de demanda y capacidad global de las columnas a corte máximos en ambas direcciones "X" y "Y", se calcularon mediante la suma lineal de la demanda y capacidad de cada elemento. Mientras que la demanda y capacidad por corte global total y global de muros de mampostería confinada se obtuvo de los resultados arrojados por el programa ETABS.

III.10.-Obtención de las derivas.

Se obtuvo la deriva elástica máxima de la estructura de las tablas de resultados que arrojó el programa ETABS, se calculó el desplazamiento inelástico lateral

según la Ec. 10.1 de la Norma COVENIN 1756-2001 [5] y se comparó el valor con los límites establecidos en la tabla 10.1 de dicha Norma.

III.11.-Determinación de la capacidad local

Se determinó la capacidad local de la estructura, eligiendo algunos de los elementos estructurales representativos, se calculó la resistencia al corte frágil (V_c) y dúctil (V_y) en las columnas y la resistencia al corte en los muros de mampostería (V_m).

III.12.- Determinación de la relación demanda-capacidad.

La capacidad de los elementos elegidos, se comparó con las solicitaciones a que están sometidos según el resultado dado por el programa ETABS, y así calcular el cociente demanda/capacidad.

III.13.- Recomendaciones para la adecuación sismorresistente

Fueron culminados todos los objetivos propuestos para este proyecto, con lo cual se elaboró las conclusiones en base al análisis de resultados realizado, y se propuso en forma general, alternativas y/o recomendaciones para mejorar la confiabilidad a sismos de la edificación.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DETALLADO DE LA U. E. N. EXPERIMENTAL VENEZUELA

IV.1 Descripción de la Edificación (Oeste).

La U. E. N. Experimenta Venezuela, está compuesta por dos grandes módulos de dos niveles, en su parte Oeste lo conforma un edificio rectangular, el cual es de nuestro interés en este estudio, y al Este un edificio triangular.(Imagen IV.2); los módulos están separados por una junta estructural la cual se evidencia de una manera más clara en el segundo nivel de la edificación,(ver Imágenes A.5-A.9); dicha junta se encuentra ubicada transversalmente en el Este de la edificación , generando dos (2) edificios independientes.



Imagen IV.1. Vista en 3D de la U.E.N.E. Venezuela.

Fuente: Los Autores.

Su fachada principal ubicada en la zona Sur, está compuesta por pórticos de concreto armado, donde las columnas tienen una dimensión de 180 x 40 cm., es decir unas columnas robustas en una dirección, otras dimensiones de columnas en esta fachada son de 40 x 40 cm., 45 x 40 cm. y 90 x 40 cm.; las vigas tienen dimensiones de 25 x 70 cm., 30 x 70 cm. y 25 x 120 cm.; En la fachada Oeste se

encuentra columnas de 15 x 30 cm., 40 x 40 cm., 62 x 40 cm. y 72 x 40 cm. y vigas de 68 x 40 cm. y 92 x 40 cm. En la fachada Norte las dimensiones de las columnas son de 45 x 30 cm., 55 x 30 cm., y 90 x 30 cm., y las vigas 25x70 cm. (Imagen IV.2)



Imagen IV.2. Vista en 3D Edificio Oeste de la U.E.N.E. Venezuela.

Fuente: Los Autores.

El Edificio Oeste presenta una altura típica libre de cada entre piso de 4,30 m. (ver Imágenes A.12-A.13), dicha estructura cuenta con pórticos de concreto armado (viga y columnas), muros de mampostería confinada de ladrillos macizos de arcillas 40 cm. de espesor, que conforman los muros estructurales y de cerramientos, la losa de entre piso y techo es de 8 cm. de espesor apoyada sobre perfiles IPN, dichos perfiles están clasificados como; IPN10, IPN14, IPN16 en los diferentes pasillos que rodean el patio Oeste, colocados transversalmente y espaciados a cada un (1) metro, localizados a lo largo del techo, que cubre el área de todo el pasillo de la segunda planta (Ver Imágenes IV.3-IV.4).



Imagen IV.3. *Ubicación de los perfiles IPN 10 a lo largo del Pasillo Central.*

Fuente: Los Autores



Imagen IV.4. *Detalle del perfil IPN 14.*

Fuente: Los Autores

Los espacios se organizan alrededor de un patio central de 21,71 m. en dirección longitudinal y 18,65 m. en la dirección transversal; las columnas que delimitan el patio son de 30 x 30 cm. La distribución de dichos espacios en la planta baja es de la siguiente manera: En el área Centro-Sur se encuentra ubicada la dirección de la escuela, la cual está formada por el primer volumen curvo de la edificación (Imagen A1), este cuerpo se compone de ventanas adinteladas en todo su perímetro, dicho volumen tiene ubicado a sus lados los accesos directos de la escuela. En dirección Oeste se encuentran tres salones de clases, los cuales poseen grandes ventanales, altos techos y caben 30 alumnos aproximadamente, en dicha planta también se encuentra ubicada tres escaleras, las cuales están situadas: en la esquina, sur-oeste del plantel con una dimensión de huella 30 cm. y contrahuella 17 cm. con un ancho de tramo de 1,54 m. y un descanso, la segunda escalera en la parte norte-oeste con una dimensión de huella 28 cm. y contrahuella 17 cm. con un ancho de tramo 1,35 m. y dos descansos, en cuanto a la escalera que se encuentra en la parte central de la edificación (Sur-Este del edificio Oeste) con una dimensión de huella 30 cm. y contrahuella 17 cm. con tres ancho de tramos 2.05 m. y dos descanso (Imagen IV.5), que son mucho más grandes que las otras dos escaleras, conformada con columnas de 30 x 30 cm., y vigas de 30 x 70 cm. (Ver. Apéndice B Plano 11)



Imagen IV.5 Escalera Central del Edificio Oeste..

Fuente: Los Autores

En la parte Oeste se encuentra una salón de gimnasia con dimensiones de largo 5,87 m. y ancho 8,61 m., seguidamente se encuentra dos aulas y dos oficinas; inmediatamente están ubicados los baños, en la parte Norte-Oeste, junto a un módulo de escalera se encuentra el salón de preescolar o de juegos (Imagen IV.6), el cual tiene la mismas características de la dirección, es decir, un volumen curvo con grandes ventanas adinteladas (Imagen A.3); adicionalmente se encuentran tres salones, los cuales llegan a un tercer volumen curvo el cual está constituido por otro salón de preescolar, conformando así el lado Este del edificio en estudio.



Imagen IV.6 Salón de Pre-escolar o de juegos del lado Oeste del Edificio.

Fuente: Los Autores

En el nivel superior se encuentran distribuidos los salones de manera similar a la planta baja, con la diferencia de la utilidad a la cual están destinados los espacios, lo más resaltante es la biblioteca ubicada encima de la dirección y un auditorio a lo largo del lado Este de la escuela con una dimensión 14,6 x 7,7 m. ocupando un gran área. (Imagen A.20). El volumen curvo número tres situado en la planta alta, está destinado a un salón de computación, el cual posee grandes ventanales (Imagen A.34).

La planta techo posee antepechos distribuidos en toda su área, (Imágenes A.35 a A.41), los cuales cuentan con unas dimensiones 1 a 0,5 m. de altura y 30 cm. de espesor aproximadamente. Es importante señalar que no se encontró detalles de la armadura de refuerzo de los antepechos, sospechamos que no cumplen ninguna función estructural. El techo no es a dos aguas, y presenta una inadecuada impermeabilización, ya que no se respecto la separación de la junta estructural. (Ver Imágenes IV.8-IV.9).



Imagen IV.7 Planta techo , vista de antepechos. .

Fuente: Los Autores



Imagen IV.8 Planta techo volumen curvo, vista de antepechos.

Fuente: Los Autores



Imagen IV.9 Impermeabilización.

Fuente: Los Autores



Imagen IV.10 Impermeabilización sobre Juntas Estructural.

Fuente: Los Autores

Cabe destacar la existencia de un tanque de elevado (Imagen IV.11), en la zona Este de la estructura, sus dimensiones son despreciables en relación al volumen de la escuela, por ende no se toma en cuenta para el aporte de cargas de la estructura.



Imagen IV.11 Planta techo Tanque de Agua (inhabilitado).

Fuente: Los Autores

En la edificación se hizo un estudio de la armadura de refuerzo, basado en el análisis de los planos de la Biblioteca Nacional, en los cuales se pudo obtener la información del armado de las vigas, tanto transversal como longitudinal, la separación de los aceros en las columnas, complementando estos con el detector de metales, el cual fue de gran ayuda, para tener información sobre la cantidad de cabillas por cara, estimar la separación entre las mismas y poder corroborar si el elemento posee armadura o no.

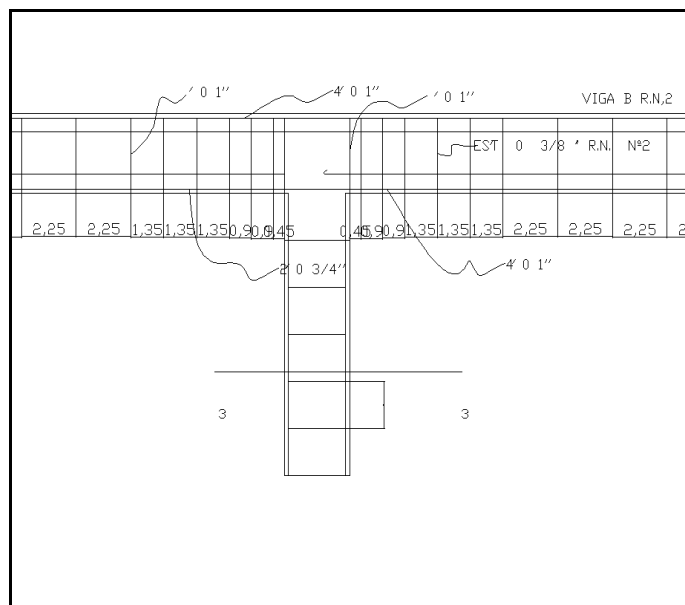


Imagen IV.12 Armadura en vigas RN.2.

Fuente: Los Autores

Las columnas del patio poseen 8 cabillas de diámetro $\frac{1}{2}$ " longitudinales en cada una de sus caras, con separación de 10 cm. aproximadamente (Apéndice C Imagen 0383), las columnas de la fachada principal poseen 8 cabillas longitudinales de $\frac{1}{2}$ ". En cuanto al refuerzo transversal se puede decir que, cerca de los nodos hay zonas de confinamiento, no se observó la presencia de acero en las juntas (Ver Imágenes .0403, 0404,0405 del Apéndice C) del detector de metales.

Las columnas de la escalera principal son de 30 x 30 cm., tienen un armado circular de 8 cabillas diámetro de $\frac{3}{4}$ ", con zunchos de $\frac{1}{4}$ " con una separación de 4 cm. No hay ningún tipo de semejanza entre las dimensiones de las columnas pertenecientes a las fachadas.

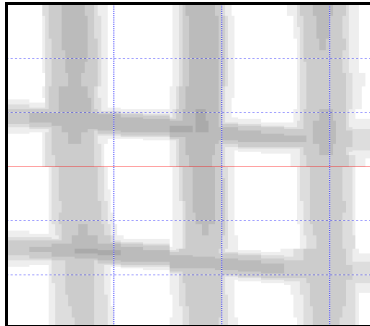


Imagen IV.13 Armadura en Columna
Escaleras Principal

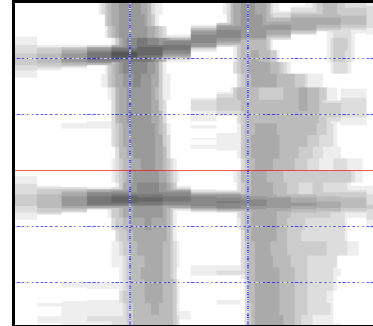


Imagen IV.14 Armadura en Columna
del patio central

Fuente: Los Autores.

IV.2 Descripción de los Materiales Estructurales de la Edificación.

Las propiedades mecánicas de los materiales se estimaron con base a una recopilación de información, correspondiente a “Ingeniería estructural de los edificios históricos (Roberto Meli, Fundación ICA)”. Y de acuerdo con las Normas MOP. 1939 [8].

El mortero utilizado para pegar los bloques y para la ejecución del friso de los especímenes, consistió en una mezcla con relación volumétrica entre agua, arena y piedra de 1:2:4. Esta relación entre agregados, fue tomada de los planos de la Biblioteca Nacional.

El concreto utilizado para la construcción de los elementos estructurales de la U.E.N.Experimental Venezuela, se estima con una resistencia promedio a compresión de 150 kgf/cm^2 , tanto en vigas, columnas y losas. El acero utilizado para el armado longitudinal y transversal de los elementos estructurales de la U.E.N.Experimental Venezuela se estimó con un límite elástico $f_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

El refuerzo longitudinal, presente tanto en vigas como en columnas, es muy variado por presentar muchas secciones diferentes de los elementos, los cuales oscilan entre $\frac{1}{4}$ " hasta 1" de diámetro de acero. El armado transversal presente en columnas (ligaduras) es de $\frac{3}{4}$ " y en vigas (estribos) de $\frac{3}{8}$ " de diámetro dichas barras son estriadas. (Imagen A.31). Las barras de refuerzo transversal, en vigas y en columnas, están separadas en un rango de 15 a 20 cm de eje a eje en toda la longitud de los elementos, evidenciando la falta o ausencia de zonas de confinamiento sísmico no se pudo inferir la presencia de acero transversal en las juntas (Apéndice C Imágenes 0403, 0404, 0405).

En cuanto a la propiedades mecánicas de la mampostería de edificios históricos se pudo estimar que los muros son de mampostería confinada de ladrillos macizos de arcilla de 40 cm. de espesor, ubicados en la parte interna de la edificación, con una resistencia a compresión $f'_m = 15 \text{ kgf/cm}^2$, un módulo de elasticidad $E_m = 25.000 \text{ kgf/cm}^2$ y una resistencia al corte de $V'_m = 2 \text{ kgf/cm}^2$ es importante señalar que el material se encuentra frisado en ambas caras.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS SÍSMICO DE LA U. E. N. E. VENEZUELA

V. 1 Idealización del Edificio.

V.1.1 Pesos

El peso que se consideró para cada nivel incluyó 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 muros de mampostería que se asocia a ese nivel, y cualesquiera otros pesos que contribuyan a la inercia del nivel (ejemplo: ornamentos). A las cargas permanentes se le añadió el 50% de la carga variable correspondiente en cada piso y el 100% de la carga variable correspondiente a la biblioteca, a excepción del techo donde se tomará el 0% de la misma (COVENIN 1756) [5]. A continuación se muestran los pesos unitarios:

PESOS					
CARGAS PERMANENTES			CARGAS VARIABLES		
Muros de mampostería de ladrillos macizos e=0,40 m	796	kgf/m ²	Áreas Públicas	*400	kgf/m ²
Muros de mampostería de ladrillos macizos e=0,30 m	612	kgf/m ²	Áreas Privadas	*300	kgf/m ²
Muros de mampostería de ladrillos macizos e=0,25 m	*520	kgf/m ²	Biblioteca	*300	kgf/m ²
Muros de mampostería de ladrillos macizos e=0,12 m	*280	kgf/m ²	Escaleras	*500	kgf/m ²
Losa maciza espesor 8 cm	*2400	kgf/m ³			
Perfil IPN 10	8,34	kgf/m			
Perfil IPN 14	14,3	kgf/m			
Perfil IPN 16	17,9	kgf/m			
Columnas y vigas	*2400	kgf/m ³			
Manto Asfáltico 5 mm de espesor	*6	kgf/m ²			
Baldosas de gres o cerámica e=3 cm.	*80	kgf/m ²			

Tabla V.1. Pesos unitarios. Fuente: Los Autores.

* COVENIN 2002-88 titulado "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones" [4].

Se calculó el peso del plantel por medio de la siguiente expresión matemática expresada en toneladas:

$$\text{Peso Total del plantel: } \quad \mathbf{W_{TOTAL} = W_{permanente} + 0,50 W_{variable}}$$

La Masa de la edificación se determinó con la siguiente expresión en toneladas metros/ segundos ², donde “g” es la fuerza gravitatoria ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$):

$$\mathbf{M = W_{TOTAL} / g}$$

El peso de todos los elementos de concreto armado fue obtenido partiendo del volumen del elemento y su peso unitario (2.400 kgf/m^3).

En la Tabla V.2 se observan las propiedades inerciales de la edificación:

NIVEL	W (Ton)	MASA (Ton*s²/m)
PB	1962	200
PA	1030	105
TOTAL	2992	305

Tabla V.2. Pesos y Masas.

Fuente: Los Autores

El peso total de la edificación resultó aproximadamente 3000 toneladas distribuidas de la siguiente manera, 2000 toneladas en la planta baja y 1000 en la planta alta, La diferencia de pesos se debe a la distribución y cantidad de los

muros de mampostería, columnas y vigas de cada piso; cabe destacar que la planta alta es considerablemente menor, ya que las cargas variables son despreciables por ser el nivel techo; Una vez obtenido el peso de la edificación se calculó la masa de cada nivel y se distribuyó por unidad de volumen de losa. En la losa de entre piso fue concentrada una masa de $1756 \text{ kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}\cdot\text{m}^3$ y en la losa techo una masa de $730 \text{ kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}\cdot\text{m}^3$. Dejando así, para efectos del análisis, a los demás elementos de la estructura sin masa.

V.1.2 Rigidez de la junta

Se asumió juntas rígidas en las estructuras de concreto armado, con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas, basado en estudios anteriores a edificaciones escolares y para simular la rigidez en los nodos

V.1.3 Apoyos

Se supuso empotramientos perfectos de las columnas en el nivel del terreno.

V.1.4 Inercia de elementos

Se adoptaron valores de inercia de los elementos que correspondieron con el estado de agrietamiento esperado durante la respuesta a los sismos (periodo de retorno de 500 años) estipulados en la Norma COVENIN 1756 [5]. Se consideró 0,4 I_g para vigas y 0,6 I_g para columnas, siendo I_g la inercia de la sección gruesa.

V. 2 Espectro de Diseño

Para la elaboración del espectro se tomó en cuenta la Norma COVENIN 1756:01 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES [5].

En la determinación del nivel de diseño se procedió a clasificar las columnas y vigas, y verificar si cumplían con los requisitos de acuerdo a lo especificado en la NORMA COVENIN 1753-87 [6] tales como:

Menor dimensión transversal: 30cm, para columnas.

Relación de las dimensiones de la sección transversal.

Ubicación y longitud de los empalmes por solape.

Longitud de las zonas confinadas.

Separación máxima refuerzo transversal.

Separación mínima entre las barras, en ambas direcciones.

En el apéndice D se muestran las tablas realizadas para el estudio y asignación del nivel de diseño a la estructura.

Se comprobó que la mayoría de los elementos no cumplen los requisitos de la Norma vigente [3] para estructuras de concreto reforzado para los niveles de diseño ND3 y ND2 (ver apéndice D), a causa del año que data su construcción, es decir 1939, según el cual se infiere que la misma no posee el detallado adecuado para los elementos estructurales, por lo tanto, debe ser reducida la capacidad de la edificación a incurrir en el rango inelástico cuando esté sometida a la acción de cargas sísmicas. Por esto la capacidad del sistema para disipar energía se asumió bajo, adoptando finalmente luego de la verificación un nivel de diseño uno (1).

Una vez clasificado el nivel de diseño, se determinaron todos aquellos datos necesarios para calcular el espectro de acuerdo a lo especificado en la Norma [5]. La zona sísmica 5 por ser un plantel ubicado en el distrito capital, éste pertenece a una zona de riesgo sísmico elevado. En cuanto a la forma espectral del suelo se utilizó S3, basado en un estudio de suelos suministrado por el Metro de Caracas

efectuado una zona cercana a la escuela. El factor de Importancia (α) usado fue de 1,3. La U.E.N.E.V por ser una edificación escolar se clasifica dentro del Grupo A. El coeficiente de aceleración horizontal (A_0) para esta zona es igual a 0,30. Por ser una estructura capaz de resistir las acciones sísmicas mediante pórticos y muros estructurales de mampostería confinada se definió como Tipo III. En tal sentido se decidió utilizar un factor de reducción de respuesta (R) igual a 1,5 por considerar que la estructura tiene una baja capacidad de absorber y disipar energía inelásticamente o plásticamente por el detallado existente.

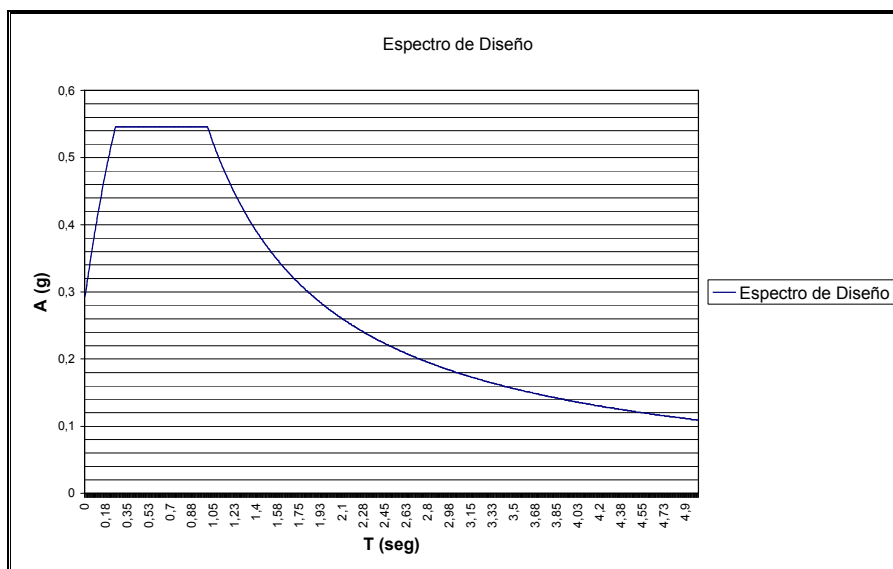


Gráfico V-1. Espectro de Diseño utilizado para el análisis sísmico.

Fuente: Los Autores

V. 3.Elaboración de los Modelos Estructurales, mediante ETABS.

Para el estudio del análisis sísmico de la estructura fue necesario realizar cinco (5) Modelos, a los cuales se les variaron diversos parámetros, con el fin de llevar a cabo la influencia de los efectos del agrietamiento de los elementos y la presencia de componentes no-estructurales.

En este estudio se utilizó el método de análisis dinámico con diafragma flexible sin considerar la torsión adicional, especificado en la Norma COVENIN 1756:2001 Sec. 9.7. Los cálculos fueron realizados por medio del programa de cálculo estructural ETABS, donde fue introducido el espectro calculado en la sección anterior.

Las propiedades de los materiales que se utilizaron en el modelado fueron: Resistencia del concreto $f'_c=150 \text{ kgf/cm}^2$, Resistencia del acero $f_y=2400 \text{ kgf/cm}^2$, recogidos éstos de bibliografía consultada [8] ya que no se pudieron hacer los ensayos de probetas de la estructura en estudio por ser ésta una escuela Patrimonial. En cuanto al Módulo de Elasticidad de la Mampostería confinada $E_m=25.000 \text{ kgf/cm}^2$, se obtuvo realizando un Modelo simple en el programa ETABS de elementos finitos de área tipo *shell* (concha) y se iteró el valor E_m hasta conseguir un desplazamiento similar a un Modelo simulado conformado por dos materiales, uno (concreto) de modulo de elasticidad $E_c=15100 * \sqrt{f'_c} = 184937 \text{ kgf/cm}^2$ y otro (mampostería) con módulo de elasticidad $E=10.000 \text{ kgf/cm}^2$ conseguida ésta en la bibliografía consultada [1]

Modelo 1. Estructura aporticada con inercia gruesa de todos los elementos estructurales (columnas, vigas, muros de mampostería de mampostería confinada) y losas.

Modelo 2. Estructura aporticada con inercia reducida (I_r) en vigas y columnas.

Modelo 2.1. Estructura aporticada con inercia reducida (I_r) en vigas y columnas con disminución del módulo de elasticidad $E_m= 10.000 \text{ kg/cm}^2$.

Modelo 2.2. Estructura aporticada con inercia reducida (I_r) en vigas y columnas con disminución del módulo de elasticidad $E_m = 10 \text{ kg/cm}^2$.

Modelo 3. Estructura del Modelo 2 más las escaleras.

Modelo 4. Estructura del Modelo 2 más los muros de mampostería de cerramiento, con una resistencia a compresión $f'_m = 15 \text{ kgf/cm}^2$ obtenida de la bibliografía consultada [1]

Modelo 5. Estructura del Modelo 4 más las escaleras.

CAPÍTULO VI

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

VI.1 Descripción de las masas participativas

El número de modos de vibración que garantizó que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo, excediera el noventa por ciento de la masa total del edificio (90%), según lo indica la Norma [5] Capítulo 9, sección 9.7, resultaron ser doce (12) suficientes.

La vibración principal del modo fundamental de los Modelos 1 al 3 fue la traslación en el eje y (Ver Tablas VI.1., VI.2. y VI.3.).

Modelo I	MASAS PARTICIPATIVAS		
	Traslación		Rotación
	UX	UY	RZ
1	0,40	89,29	0,96
2	66,19	0,97	12,28
3	19,18	0,15	60,71
4	2,77	0,01	10,22
5	0,01	0,36	6,00
6	0,01	0,46	0,84
Σ	88,57	91,23	91,01

Tabla VI.1. Masas participativas. Modelo 1

Fuente : ETABS.

MASAS PARTICIPATIVAS			
Modelo II	Traslación		Rotación
Modo	UX	UY	RZ
1	0,55	88,89	1,39
2	63,72	1,51	14,54
3	22,11	0,25	57,86
4	2,41	0,01	11,40
5	0,05	0,33	5,21
6	0,00	0,34	0,74
Σ	88,84	91,33	91,14

Tabla VI.2. Masas participativas. Modelo 2

Fuente: ETABS

MASAS PARTICIPATIVAS			
Modelo III	Traslación		Rotación
Modo	UX	UY	RZ
1	1,41	84,82	0,01
2	46,97	1,20	18,27
3	37,63	0,17	12,57
4	0,98	0,62	54,74
5	0,00	1,29	0,60
6	0,01	0,32	2,65
Σ	87,00	88,42	88,84

Tabla VI.3. Masas participativas. Modelo 3

Fuente: ETABS.

En cuanto al Modelo 4 se hacen presentes más muros de mampostería de cerramiento en la dirección “Y” haciendo a la estructura más flexible en “X” (Ver Tabla VI.4.).

MASAS PARTICIPATIVAS			
Modelo IV	Traslación		Rotación
Modo	UX	UY	RZ
1	76,77	2,22	4,92
2	1,65	77,98	1,48
3	11,24	0,74	65,92
4	0,26	5,09	7,42
5	2,14	2,11	12,45
6	0,03	1,17	0,13
Σ	92,09	89,30	92,33

Tabla VI.4. Masas participativas. Modelo 4

Fuente: ETABS.

En el Modelo 5, el cual se observa 48% en dirección “X” y 31% en dirección “Y” originando una traslación diagonal de la estructura en los dos primeros modos y una de rotación en el tercer modo (Ver Tabla VI.5.).

MASAS PARTICIPATIVAS			
Modelo V	Traslación		Rotación
Modo	UX	UY	RZ
1	47,99	30,77	1,21
2	28,32	42,08	6,30
3	12,39	3,91	41,33
4	0,29	5,24	27,12
5	1,06	2,48	13,30
6	0,07	1,49	0,53
Σ	90,13	85,98	89,79

Tabla VI.5. Masas participativas. Modelo 5

Fuente: ETABS

VI.2 Estudio de los periodos y la rigidez.

Una vez elaborados todos los Modelos estructurales, mediante ETABS se estudió cada resultado de los modos de vibración y se obtuvo los siguientes periodos fundamentales de la edificación, expresados en segundos.

Modelo I		Modelo II		Modelo III		Modelo IV		Modelo V	
Modo	Periodo (seg.)	Modo	Periodo (seg.)	Modo	Periodo (seg.)	Modo	Periodo (seg.)	Modo	Periodo (seg.)
1	0,1564	1	0,1586	1	0,1480	1	0,0970	1	0,0923
2	0,1347	2	0,1378	2	0,1328	2	0,0953	2	0,0915
3	0,1251	3	0,1267	3	0,1190	3	0,0862	3	0,0830
4	0,1199	4	0,1219	4	0,1152	4	0,0833	4	0,0810
5	0,1049	5	0,1063	5	0,1008	5	0,0784	5	0,0736
6	0,0996	6	0,1024	6	0,1005	6	0,0683	6	0,0668
7	0,0898	7	0,0910	7	0,0896	7	0,0657	7	0,0645
8	0,0873	8	0,0890	8	0,0869	8	0,0605	8	0,0591
9	0,0799	9	0,0804	9	0,0778	9	0,0588	9	0,0572
10	0,0775	10	0,0783	10	0,0757	10	0,0533	10	0,0522
11	0,0679	11	0,0686	11	0,0674	11	0,0521	11	0,0513
12	0,0658	12	0,0672	12	0,0650	12	0,0500	12	0,0490

Tabla VI.6. *Períodos (seg.) de Modo de vibración en cada Modelo.*

Fuente: ETABS

Se comprueba el aumento del período del Modelo 1 al Modelo 2 debido a la reducción de la inercia en las vigas y columnas, dicho aumento es casi despreciable ya que la reducción de la inercia se le hizo únicamente al sistema columnas-vigas y no a los muros estructurales de mampostería confinada y ellos tienen un aporte considerable en la rigidez de la estructura. En los siguientes 3 Modelos, a medida que se va incrementando su rigidez va disminuyendo el período, esta rigidez es aportada por los diferentes elementos no-estructurales que se agregan en cada Modelo. La mayor diferencia se encuentra entre los

Modelos 1, 2, 3, con los Modelos 4, 5, ya que los dos últimos incluyen todos los muros de cerramientos y fachadas que aportan gran rigidez al edificio.

VI.3 Estudio de las derivas

Para llevar a cabo el estudio de las derivas de los Modelos se tomaron en cuenta los desplazamientos debidos a las solicitaciones generadas por las combinaciones de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico; definidas por el espectro; la carga permanente, la carga variable y la componente vertical del sismo; los efectos de las componentes sísmicas horizontales se combinaron según el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados dado en la sección 8.6.I (a) de la Norma COVENIN 1756:2001 [5]. Y las combinaciones de estas solicitaciones se estipulan en al Norma COVENIN 1753:1987 [6] Capítulo 9.

VI.3.1 Combinación Cuadrática de la suma de los cuadrados.

$$Sh = \pm \sqrt{(\pm Sx)^2 + (\pm Sy)^2}$$

Sh: Solicitación por sismo horizontal.

Sx: Solicitación debida a la componente sísmica horizontal x.

Sy: Solicitación debida a la componente sísmica horizontal y.

VI.3.2 Componente sísmica vertical.

$$Sz = \pm(0,2 * \alpha * \varphi * \beta * Ao) * CP$$

α : Factor de importancia.

β : Factor de magnificación promedio.

φ : Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

Ao: Coeficiente de aceleración horizontal para cada zona.

CP: Carga permanente

VI.3.3 Suma del efecto de las componentes sísmicas.

$$S = Sh + Sz$$

VI.3.4 Máxima resistencia requerida U para resistir la carga permanente CP, la carga variable CV y la acción del sismo S.

$$U = 0,75(1,4CP + 1,7CV) + 1,0S$$

$$U = 0,9CP + 1,0S$$

Para determinar las máximas derivas elásticas se utilizaron las tablas obtenidas directamente del programa ETABS, donde se tomó el mayor valor obtenido de cada combinación de solicitaciones sísmicas en cada Modelo y se multiplicó por el factor de reducción de respuesta (R=1,5) y por 0,8, para luego ser comparado con el valor permitido por la Norma COVENIN 1756 capítulo 10 (tabla 10.1). Al comparar estos resultados se observó que ningún valor excede a 12‰, por lo que cumple con dicha Norma, acotando que ésta aplica a edificaciones de “concreto armado” Grupo A. Es importante señalar que todas las derivas máximas se encontraron dentro de las combinaciones del 1 al 4. (Ver Tabla VI.7 y Apéndice E-12 al E-17).

MODELO	COMBINACIONES	DERIVA INELASTICA ‰	TECHO		PLANTA ALTA		COORDENADAS			VERIFICACIÓN
			X	Y	X	Y	X	Y	Z	12 ‰
1	1-4	1,00		x			20,30	11,00	5,02	CUMPLE
2	1-4	1,06		x			20,30	11,00	5,02	CUMPLE
3	1-4	0,94				x	20,30	11,00	4,30	CUMPLE
4	1-4	0,77	x				40,10	26,95	6,45	CUMPLE
5	1-4	0,76	x				40,10	26,95	6,45	CUMPLE

Tabla VI.7 Derivas inelásticas máximas de cada combinaciones en cada Modelo.

Fuente: Los Autores.

El estudio del primer Modelo de la estructura que está constituida, por los pórticos, muros estructurales de mampostería confinada, losa e inercia gruesa, dio que las derivas inelásticas máximas se encuentran en la dirección Y, y alcanzan el valor de 1 por mil.

En el Modelo 2 se añaden los efectos de la inercia reducida (I_r), la deriva inelástica máxima alcanza el 1,06 por mil y aumenta de forma esperada aunque no por mucho respecto al Modelo 1., esto es por la presencia de muros de mampostería estructurales que le aportan una gran rigidez a la edificación, y al no tener un coeficiente de reducción de inercia para los muros de mampostería confinada provoca que la diferencia entre estos Modelos sea casi despreciable.

En los siguientes Modelos las derivas disminuyen lógicamente debido al efecto rigidizador que adicionan los muros de mampostería de cerramiento.

VI.4 Estudio de la Demanda / Capacidad.

El cociente demanda/capacidad se determinó a fin de obtener un valor aproximado de la respuesta global de la estructura, donde la demanda representa las solicitaciones a cortante a las cuales se somete el sistema estructural a causa de un posible evento sísmico y la capacidad viene dada por las características de la geometría de muros de mampostería, columnas y su armado. En este caso el corte basal resistente de la edificación y de los muros de mampostería se obtuvo directamente del programa ETABS, el corte resistente de las columnas viene dado por la sumatoria de los cortes resistentes de cada una de las 90 columnas de la PB. Se considero sólo la cortante en la base ya que la estructura es similar en

ambas plantas y se supone que la base falla primero por recibir más porcentaje de carga lateral.

VI.4.1 Capacidad

La capacidad para resistir corte de cada columna se obtuvo considerando dos modos de falla del elemento: la falla por flexión (falla dúctil) y la falla por corte (falla frágil). El valor asignado para la capacidad final de la columna viene dado por el menor resultante de los dos (2) modos de falla. El cortante resistente del edificio en el entrepiso será entonces la suma de los cortantes seleccionados para cada columna. A continuación se presenta como se calculan las capacidades tanto por falla dúctil como por falla frágil.

VI.4.1.1 Falla por Corte (Frágil).

La resistencia nominal al corte para la falla por corte, fue calculada de acuerdo con la Norma COVENIN 1753, Cap. 11 [6], mediante la expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : fuerza cortante resistida por el concreto.

V_s : fuerza cortante resistida por el acero.

A su vez, los valores de V_c y V_s también son especificados en la Norma COVENIN 1753, Cap. 11.

$$V_c = 0,53 * \left(1 + 0,007 * \frac{Nu}{Ag} \right) * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Nu: Carga axial mayorada en kg.

Ag: Área total de la sección en cm².

f'c: Resistencia a compresión del concreto en kgf/cm².

b: Ancho de la cara comprimida del elemento en cm.

d: Distancia desde la fibra externa más comprimida hasta el baricentro del refuerzo longitudinal en tracción en cm.

$$V_s = A_v * F_y * \frac{d}{S}$$

Av: Área de las armaduras de corte.

fy: Resistencia cedente de las armaduras en.

S: Separación de las armaduras de corte en dirección paralela al acero longitudinal.

Se utilizó para el cálculo la mayor separación de ligaduras observada (20 cm.). Además se asumió que las fuerzas axiales actuantes sobre las columnas, eran únicamente aquellas producto de la gravedad y fueron estimadas considerando cargas variables y permanentes mayoradas en la estructura según la combinación de carga 1.4 CP + 1.7 CV.

VI.4.1.2 Falla a Flexión (Dúctil).

Para el estudio del corte producto de la falla dúctil se determinaron los diagramas de interacción en cada columna, y conjuntamente con los valores de carga axial fueron obtenidos los momentos cedentes (My) de las mismas. El corte por flexión se determinó para cada dirección horizontal "X" y "Y". Mediante este estudio se

pondrá en evidencia el efecto producido por los elementos de mampostería, generando una zona de confinamiento en el elemento estructural que impide la libre deformación en toda su longitud, aumentando significativamente su capacidad a corte por flexión (dúctil), lo cual se traduce en que el modo de falla probable es la frágil.

$$V_{cf} = 2 * \frac{My}{h}$$

My: Momento cedente.

h: Altura efectiva de columna.

COLUMNA	CAPACIDAD	
	TIPO	Vx (tf)
30X30	2,12	2,12
45X40	19,88	5,51
180X40	80,15	42,60
40X40	3,76	3,76
30X15	1,63	1,63
45X45	4,60	4,60
62X40	7,48	7,48
45X30	16,97	4,01
50X30	20,59	5,01
90X30	33,75	12,64

Tabla VI.8 Capacidad cortante en algunas columnas de PB. (Ver Apéndice F).

Fuente: Los Autores

VI.4.1.3 Capacidad a corte de muros de mampostería

La Capacidad a corte de los muros de mampostería, se calculó a través de la siguiente expresión:

$$V_m = (0.5 * V'_m * A_t) + (0.3 * P) . [7] \text{ pp-23.}$$

$V'm$: resistencia nominal al corte de la mampostería. 2kgf/cm^2 .

At : Área transversal total incluyendo machones.

P : Carga axial actuante en el muro de mampostería.

*Etiqueta	$V'm$ (kgf/cm^2)		P tf	At m^2	$Vm\ x$ tf	$Vm\ y$ tf
	X m	Y m				
P1		0,0	68,49	1,96	40,15	
P2		11,0	250,27	8,56	160,73	
P3		11,0	39,99	0,80	20,00	
P4		35,1	38,06	1,73	28,77	
P5		35,1	251,17	8,50	160,33	
P6		35,1	27,50	1,60	24,25	
P7		44,5	97,54	2,72	56,46	
P8		48,5	66,38	1,99	39,81	
P9	35,1		43,84	1,20		25,15
P10	1,5		94,03	2,60		54,21
P11	1,5		87,13	2,40		50,14
P12	7,0		78,61	2,80		51,57
P13	7,0		93,59	2,40		52,08
P14	33,1		38,60	2,02		31,77
P15	33,1		187,22	6,55		121,64
P16	40,1		45,89	2,02		33,95
P17	40,1		195,21	6,55		124,03
P18	44,1		37,13	1,20		23,14

ΣVm	
X	Y
530,49	567,68

Tabla VI.9. Capacidad cortante de los muros de mampostería estructurales de mampostería confinada de PB. *(Ver Imagen VI.1.)

Fuente: los Autores.* ETABS.

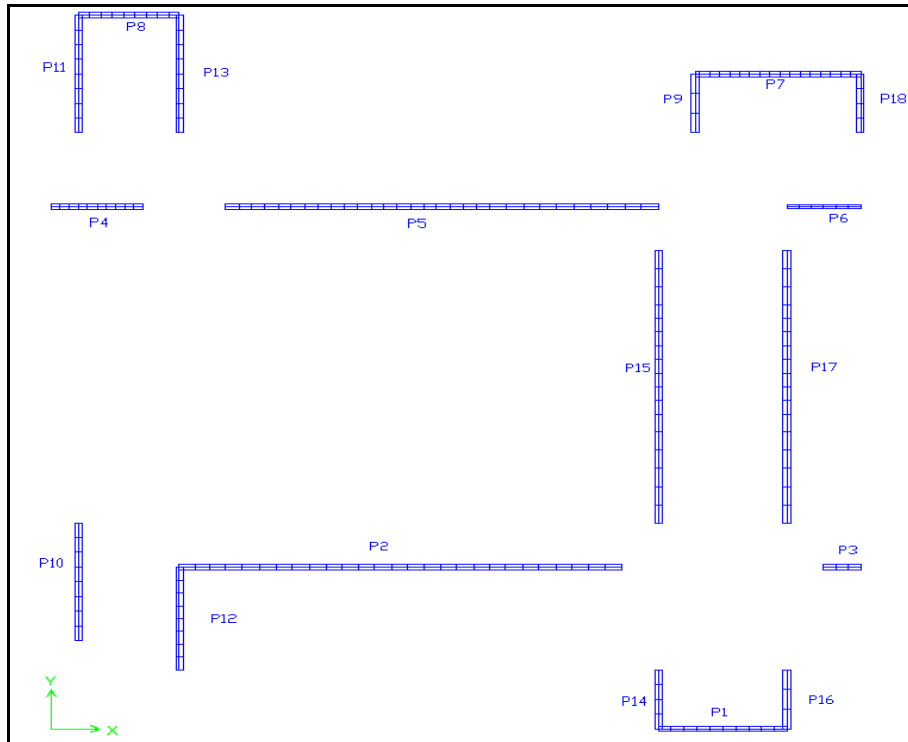


Imagen VI.1. Esquema que indica cuales son los muros estructurales PB y su respectiva etiqueta.

Fuente: Los Autores.

VI.4.1.4 Demanda

Se halló el corte basal máximo por combinación y por dirección V_x , V_y en el Modelo 5 a cada columna (ver Apéndice F) y muro de mampostería estructural con el programa ETABS.

Donde el cortante resultante total de las columnas en ambas direcciones:

	V_x (tf)	V_y (tf)
Σ	135,72	125,13

Tabla VI.10. Sumatoria de demanda por fuerza cortante de todas las columnas

Fuente: los Autores.

La cortante basal de los muros de mampostería (Ver Tabla VI.10).

*Etiqueta	DEMANDA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA		COMBINACIONES	V2 (tf)	
	X	Y		X	Y
	m	m			
P1		0	1-4	12,52	
P2		11	1-4	132,39	
P3		11	1-4	13,25	
P4		35,1	1-4	12,14	
P5		35,1	1-4	74,9	
P6		35,1	1-4	13,13	
P7		44,5	1-4	14,11	
P8		48,5	1-4	13,11	
P9	35,1		1-4		12,6
P10	1,5		1-4		11,94
P11	1,5		1-4		8,9
P12	7		1-4		24,95
P13	7		1-4		27,69
P14	33,1		1-4		16,95
P15	33,1		1-4		70,32
P16	40,1		1-4		14,77
P17	40,1		1-4		52,65
P18	44,1		1-4		9,49
Σ				285,55	250,26

Tabla VI.10. Sumatoria de demanda por fuerza cortante de todos los muros de mampostería. *Ver Imagen VI.1.

Fuente: los Autores.

VI.4.1.5 Demanda / Capacidad

Se obtuvo el resultado Demanda-capacidad para el Modelo 5 y fallaron 7 columnas de 90 en PB. (Ver Tabla VI.11).

*ETIQUETA	Tipo Columna	DIRECCIÓN DE FALLA	
		X	Y
C4	40x40	**D	D
C7	40x40	D	-
C4	40x40	D	-
C68	40x40	D	-
C81	30x15	-	D
C55	30x15	D	-
C52	30x30	D	D

Tabla VI.11. Columnas que fallan en planta baja. Demanda-capacidad Modelo 5 Combinaciones 1-4. ** Falla Dúctil. *Ver Imagen VI.2.

Fuente: Los autores.

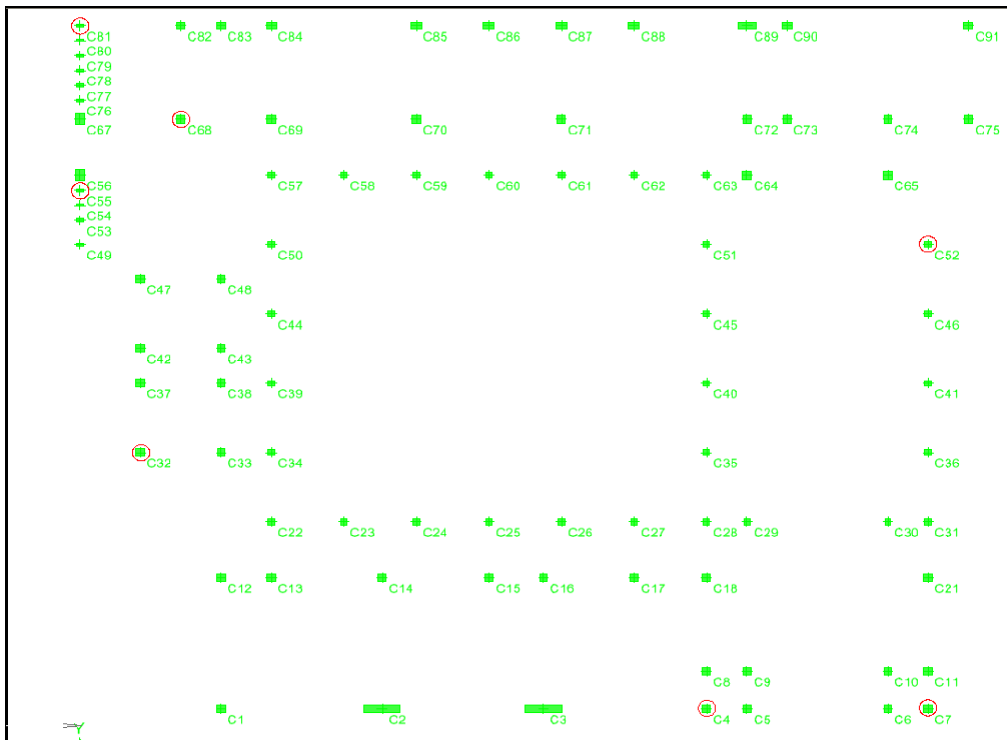


Imagen VI.2. Esquema que indica cuales son las columnas que fallan por corte..

Fuente: Los Autores.

Luego de analizar los resultados del Modelo (5), necesario para realizar una aproximación al comportamiento real esperado ante un evento sísmico diseñado según la Norma 1756:2001 [5], se consideró que los resultados no han sido totalmente representativos; derivando, de los datos recopilados que reflejan la antigüedad de la estructura y que verifican que el nivel de diseño es inferior a lo requerido para los elementos estructurales, hacemos la deducción que los muros de mampostería estructurales como de cerramiento llegaran al agotamiento antes de desarrollar toda la resistencia necesaria para sobreponerse al corte basal, está se hace más relevante cuando observamos que los muros de mampostería de cerramiento son los responsables de absorber la mayor parte del corte basal global (Tabla VI.11).

Por lo tanto se optó por realizar dos Modelos adicionales, para tratar de simular la posible situación del rápido agotamiento de los muros estructurales y los muros de cerramiento para verificar si el sistema estructural de concreto armado es capaz de resistir la demanda final.

MODELO 5		CAPACIDAD		RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD	
DEMANDAS		CORTANTE BASAL		MUIROS DE MAMPOSTERÍA	
CORTANTE BASAL		CORTANTE BASAL		X	Y
GLOBAL TOTAL		GLOBAL TOTAL		0,31	
Vb (tf)		Vb (tf)		0,82	
X	Y	X	Y	0,66	
726	656	1194,94	1176,60	0,42	
GLOBAL COLUMNAS		GLOBAL COLUMNAS		0,47	
X	Y	X	Y	0,54	
135,72	125,13	664,45	608,92	0,25	
GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA		GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA		0,33	
X	Y	X	Y	0,50	
285,55	250,26	530,49	567,68	0,22	
MUIROS DE MAMPOSTERÍA DE CERRAMIENTOS		MUIROS DE MAMPOSTERÍA DE CERRAMIENTOS		0,18	
X	Y	X	Y	0,48	
422,22	441,51			0,53	
				0,53	
				0,58	
				0,44	
				0,42	
				0,41	
D/C GLOBAL TOTAL		D/C GLOBAL TOTAL		X	Y
0,61		0,56		0,61	0,56
D/C GLOBAL COLUMNAS		D/C GLOBAL COLUMNAS		X	Y
0,20		0,21		0,20	0,21
D/C GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA		D/C GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA		X	Y
0,54		0,44		0,54	0,44

Tabla VI.1 Demanda capacidad global Modelo 5

Fuente: los Autores.

Al revisar de nuevo el Modelo 2 bajo la nueva perspectiva, efectivamente se comprueba que al no existir los muros de mampostería de cerramiento son los muros de mampostería estructurales los responsables de absorber más del 50% del corte basal global total viéndose comprometida la capacidad global de los muros de mampostería, pero aún la capacidad global de las columnas supera elevadamente a la demanda (Tabla VI.12).

Ahora, al pasar al Modelo 2.1 donde se simuló el agotamiento de los muros estructurales de mampostería confinada mediante la disminución del módulo de elasticidad de $E_m = 25.000 \text{ kgf/cm}^2$ a $E_m = 10.000 \text{ kgf/cm}^2$, observamos el aumento del cortante basal global total, detectamos como la demanda total global casi supera a la capacidad global total y se evidencia que las columnas ahora si aumentan su responsabilidad de absorber cargas sísmicas, cuando ya los muros de mampostería estructurales han sido superado en capacidad.

Este análisis se vuelve significativo si se toma en cuenta que la demanda obtenida en este Modelo 2.1 para los muros estructurales fue comparada con una capacidad calculada para el estado más óptimo del material, es decir, que el resultado obtenido en esta simulación aún es conservador (Tabla VI .13).

MODELO 2		CAPACIDAD		RELACIÓN	
DEMANDAS		CORTANTE BASAL		DEMANDA/CAPACIDAD	
CORTANTE BASAL		CORTANTE BASAL		MUIROS DE MAMPOSTERÍA	
				X	Y
GLOBAL TOTAL		GLOBAL TOTAL		1,16	
Vb (tf)		Vb (tf)		1,30	
X	Y	X	Y	0,91	
886	844	1194,94	1176,60	0,96	
GLOBAL COLUMNAS		GLOBAL COLUMNAS		1,52	
X	Y	X	Y	1,90	
150	92	664,45	608,92	0,55	
GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA		GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA		0,18	
X	Y	X	Y	0,52	
630	561	530,49	567,68	0,96	
				1,05	
				0,53	
				1,79	
				0,43	
				1,27	
				0,55	
				1,04	
				0,29	

RELACIÓN	
D/C GLOBAL TOTAL	
X	Y
0,74	0,72

D/CGLOBALCOLUMNA	
X	Y
0,23	0,15

D/C GLOBAL MUIROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
1,19	0,99

Tabla VI.12 Demanda capacidad global Modelo 2

Fuente: los autores

MODELO 2.1

DEMANDAS	
CORTANTE BASAL	

GLOBAL TOTAL	
Vb (tf)	
X	Y
982	1066
GLOBAL COLUMNAS	
X	Y
305	220
GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
730	868

CAPACIDAD	
CORTANTE BASAL	

GLOBAL TOTAL	
Vb (tf)	
X	Y
1194,94	1176,60
GLOBAL COLUMNAS	
X	Y
664,45	608,92
GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
530,49	567,68

RELACIÓN	
DEMANDA_ CAPACIDAD	

D/C GLOBAL TOTAL	
X	Y
0,82	0,91

D/C GLOBAL COLUMNA	
X	Y
0,46	0,36

D/C GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
1,38	1,53

Tabla VI.13 Demanda capacidad global Modelo 2.1

Fuente: los Autores.

Finalmente, en el Modelo 2.2 donde se simula el comportamiento de la estructura sin el aporte resistente de la mampostería confinada mediante la disminución del módulo de elasticidad ahora de $E_m=10.000 \text{ Kg/cm}^2$ a un valor casi extremo de $E_m =10 \text{ kg/cm}^2$; se aprecia el aumento considerable de la demanda que reciben las columnas, superando está de una manera lógica a la capacidad.

Si bien se observa que tanto la capacidad global total como la capacidad global de los muros de mampostería no están cerca de ser igualadas por las respectivas demandas, hay que tomar en cuenta que para este estado simulado de agotamiento la capacidad real de los muros de mampostería será nula, entonces podemos ahora considerar que la capacidad global de las columnas, es igual a la capacidad global total (Tabla VI.14)

MODELO 2.2

DEMANDAS	
CORTANTE BASAL	

GLOBAL TOTAL	
Vb (tf)	
X	Y
851	1022
GLOBAL COLUMNAS	
X	Y
760	902
GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
22	35

CAPACIDAD	
CORTANTE BASAL	

GLOBAL TOTAL	
Vb (tf)	
X	Y
1194,94	1176,60
GLOBAL COLUMNAS	
X	Y
664,45	608,92
GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
530,49	567,68

RELACIÓN	
DEMANDA_ CAPACIDAD	

D/C GLOBAL TOTAL	
X	Y
0,71	0,87

D/C GLOBAL COLUMNA	
X	Y
1,14	1,48

D/C GLOBAL MUROS DE MAMPOSTERÍA	
X	Y
0,04	0,06

Tabla VI.14 Demanda capacidad global Modelo 2.2

Fuente: los Autores.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

VII.1 CONCLUSIONES

El comportamiento sismorresistente de la estructura que conforma a la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela (Edificio Oeste), fue evaluado aplicando los lineamientos para tal fin indicados en la norma para edificaciones sismorresistente 1756-2001 y los requisitos dictados en la norma de estructuras de concreto armado 1753-87.

La información requerida para verificar el nivel de diseño se recabó en el Instituto Autónomo Biblioteca Nacional, ubicado en la ciudad de Caracas, Venezuela.

Los planos de la referida Unidad Educativa fueron digitalizados en a través de un programa de dibujo asistido por computadora, información ésta corroborada en sitio, junto con la data geométrica levantada también en sitio, concluyendo así la representación tridimensional mediante el programa antes indicado.

La fecha de construcción de la estructura (1937 a 1939) hace suponer que el diseño de la misma haya sido realizado con el estado del arte de la época, posteriormente recogido en la norma del Ministerio de Obras Públicas de 1939 [8], haciendo poco o ningún énfasis en el diseño sismorresistente de la misma. Tal apreciación fue confirmada luego de verificar el nivel de diseño comparando los datos recolectados acerca del detallado de los elementos estructurales con los requisitos exigidos por la norma 1753-87, observándose que están fuera del rango para cumplir rigurosamente con el nivel de diseño ND2 y ND3, dejando también en

duda el cumplimiento del nivel de diseño ND1. Por lo tanto, considerando que la estructura debe tener una capacidad pobre para absorber y sobre todo disipar inelásticamente la energía introducida por el sismo, se escogió un factor de reducción de respuesta $R=1,5$.

Partiendo de los cinco (5) primeros Modelos Estructurales, realizados con el programa ETABS, para el factor de reducción de repuesta $R=1,5$ y la función espectral calculada, se obtuvo como resultado que, la estructura objeto de análisis tal como está actualmente pareciera ser capaz de soportar las solicitaciones producidas por el sismo de diseño y no superar las deformaciones máximas exigidas para el daño de los elementos no estructurales (Norma Venezolana 1756-2001).

Mediante el programa de análisis estructural se calcularon y reportaron los desplazamientos máximos y derivas elásticas para cada modelo y cada combinación de carga; permitiendo calcular las derivas inelásticas máximas que al ser comparadas con las derivas límites establecidas en la Norma Venezolana (1756-2001) [5], capítulo 10, tabla 10.1, logró verificarse el cumplimiento de dicho requisito.

Sin embargo, un estudio más profundo de la configuración estructural donde predominan los muros de mampostería confinada (responsables de resistir parte de las cargas sísmicas) y muros de cerramientos, indujo a ir más allá de la aplicación y desempeño con las normas venezolanas COVENIN referenciadas en este trabajo. Así, según “Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Mampostería” Mexicanas (NTCM-2004) consultadas al efecto, se revisaron los resultados que suponen el comportamiento sismorresistente

adecuado reflejado en los resultados del Modelo 5. Entonces, al estimar una sucesión de etapas que degraden rápidamente la rigidez de los muros de mampostería, se concluyó que los resultados representativos del comportamiento ante el evento sísmico pertenecen a los Modelos 2 estructura únicamente con los elementos estructurales, el Modelo 2.1 estructura con desgaste en los muros estructurales con un valor de $E_m=10.000 \text{ kg/cm}^2$ y el Modelo 2.2 con una disminución del $E_m=10 \text{ kg/cm}^2$ valor extremo con un desgaste casi total de los muros estructurales de mampostería confinada.

No obstante, debido al avance de la investigación se compararon las derivas o distorsiones laterales inelásticas con los valores de las normas técnicas complementarias Mexicanas (NTCM-2004) [7], donde se considera el efecto de los muros de mampostería; que para este caso, permitió concluir que los muros no cumplen con las especificaciones para mampostería confinada, porque la edificación sobrepasa para el Modelo 2 el límite igual 0.001 ($1^{00}/_{000}$) dejando en evidencia la vulnerabilidad de esta Unidad Educativa ante la amenaza sísmica, no ajena a una ciudad como Caracas.

Finalmente, la estructura tendrá un comportamiento sismorresistente inadecuado ante sismos consistentes con los espectros la Norma Venezolana 1756-2001 debido a las relaciones demanda/capacidad obtenidas (es vulnerable).

Esto y la amenaza elevada, debido a la zonificación sísmica, son indicadores que la estructura tiene un riesgo sísmico elevado, el cual debe ser reducido para preservar la vida de los usuarios y preservar el patrimonio.

VII.2 RECOMENDACIONES

Continuar, expandir y refinar el presente estudio realizando análisis no lineales, los cuales permitan predecir con mayor exactitud las demandas y deformaciones producidas por las acciones sísmicas, así como determinar la sucesión de eventos que puedan producir mecanismos de falla en la estructura.

Se recomienda realizar una estimación más detallada del módulo de elasticidad (E_m) para los muros de mampostería confinada y los muros de cerramiento, ya que éstos afectan los resultados obtenidos en el comportamiento sismorresistente de los modelos realizados.

Se recomienda una evaluación cuantitativa del riesgo sísmico y en términos cualitativos ya es necesario reducir riesgo sísmico de la estructura analizada, mediante la mejora de su comportamiento sismorresistente (reducción de la vulnerabilidad).

Para mejorar el comportamiento sismorresistente de la estructura se pueden considerar lo siguiente:

a) Reducir el efecto de los muros de mampostería y los muros de cerramiento en el comportamiento sismorresistente (aporte de rigidez, efecto de columna corta, etc.) separando las mismas de los pórticos de concreto reforzado y colocando machones y vigas de corona en las mismas para garantizar su estabilidad fuera de su plano.

b) Reforzar los pórticos de concreto reforzado para garantizar un comportamiento sismorresistente adecuado.

c) Reforzar los muros de mampostería confinada mediante la colocación de acero de refuerzo y concreto proyectado en las caras de los mismos.

d) Proteger los muros de mampostería confinada adosándole mallas plásticas o metálicas para garantizar su integridad.

e) Garantizar una distribución de los elementos estructurales lo más simétrica posible en las 2 direcciones en planta, especialmente en lo que respecta a los muros de mampostería de mampostería confinada.

f) Revisar la capacidad geotécnicas estructural de las fundaciones y recalzarlas de ser necesario.

g) Considerar la interacción de la estructura analizada en este trabajo (edificio oeste) con la estructura contigua (edificio este).

Finalmente, se recomienda y se advierte que cualquier intervención que se haga en la estructura debe tomar en cuenta su carácter patrimonial.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bazán E, Meli R. *Diseño sísmico de edificios*. Noriega editores. México.
- [2] López OA, Hernández JJ, Del Re G, Puig J. *Reducción del riesgo sísmico en escuelas de Venezuela*. Jornadas de Investigación de la Facultad de Ingeniería UCV, 2004.
- [3] López OA, Hernández JJ, Del Re G, Puig J. *Reducción del riesgo sísmico en escuelas de Venezuela*. Boletín Técnico IMME Vol. 42, N° 3, 2004.
- [4] COVENIN. *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN – MINDUR 2002-88, Caracas 1998.
- [5] COVENIN. *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma 1756:2001, MCT-MINDUR-FUNVISIS, Caracas, 2001.
- [6] COVENIN. *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN-MINDUR 1753-87, Caracas 1987.
- [7] NTCM-2004 (2004). *Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de mampostería*. Comité de Normas del Distrito Federal, México, DF.

[8] Normas para el Cálculo de Edificaciones 1939. Ministerio de obras públicas, MOP, Dirección de Edificios, Caracas 1939.

[9] Lee, C. y Abou, F. (2005). *Evaluación del Riesgo sísmico en escuelas Tipo Antiguo II*. Tesis de Grado. Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.

[10] www.google.com

APÉNDICES

APÉNDICE A
REGISTROS FOTOGRÁFICOS



Imagen A.1. *Fachada Sur. Entrada Principal, Volumen curvo. Vista al Norte.*



Imagen A.2. *Fachada Norte-Oeste. Volumen curvo y el Patio de juegos. Vista Oeste.*



Imagen A.3. *Parte interna del Volumen curvo. Norte-Oeste. Vista al Norte.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.4. *Fachada Centro-Norte. Volumen curvo. Vista al Sur.*



Imagen A.5. *Junta Estructural. Sur-Este. Vista al Norte.*



Imagen A.6. *Se observa el detalle de la prolongación de la junta estructural en la pared, y la presencia de vigas de aceros en la planta alta.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.7. *Se observa detalle de la Junta estructural .Patio Venezuela .Planta alta .Sur.*



Imagen A.8. *Detalle de la Junta estructural y viga falsa. Planta alta. Patio Venezuela. Norte.*



Imagen A.9. *Junta estructural y viga falsa deteriorada. Planta alta. Patio Venezuela. Norte.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.10. *Entrada Principal. Se observa el detalle de la losa nervada, en el área de hall, Vista al Patio Venezuela.*



Imagen A.11. *Escalera Central. Planta alta, al fondo se observa Patio América.*



Imagen A.12. *Entrada Principal. Patio América. Edificio Oeste, modulo en estudio. Fuente: Los Autores*



Imagen A.13. *Pasillo Sur-Oeste. Vista a la entrada principal, en el lado izquierdo de la foto Patio América.*



Imagen A.14. *Vista del pasillo adjunto a la escalera central, se observa las vigas de acero en la planta alta, Patio América Sur-Norte.*



Imagen A.15. *Vista del anfiteatro, Patio América. Norte. Vista Sur-Oeste.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.16. *Escaleras Ubicadas en el Patio América, al Norte-Oeste, planta baja.*

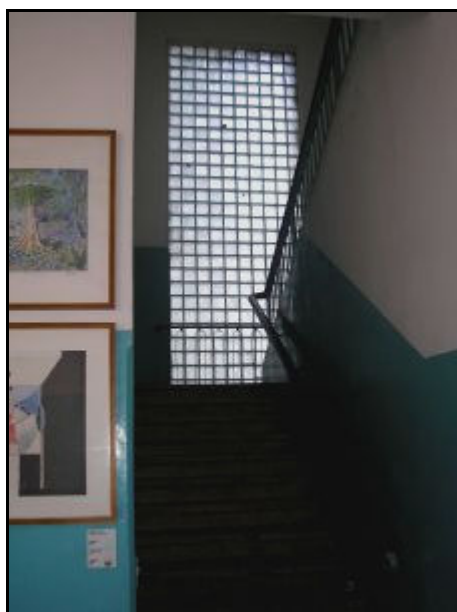


Imagen A.17. *Escaleras Ubicadas en el Patio América, al Sur-Oeste, planta baja.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.18. *Salón de gimnasia ubicado en al planta baja, en el oeste del edificio, vista al Oeste.*

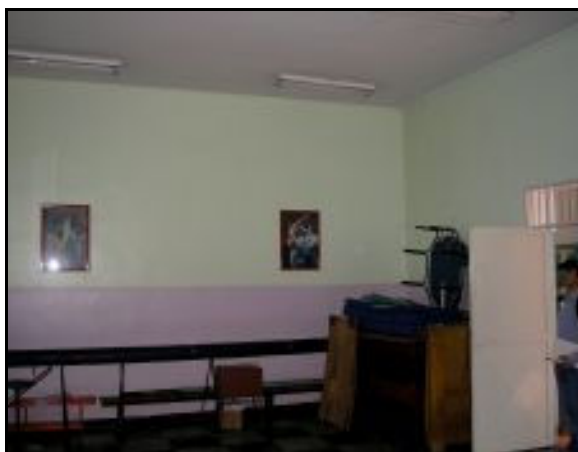


Imagen A.19. *Salón de gimnasia, planta baja oeste, vista al Norte.*



Imagen A.20. *Auditorio, planta alta este, vista al Norte.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.21. *Salón de clase, planta baja sur, vista al Este*



Imagen A.22. *Salón de clase, planta baja sur, vista al Sur.*



Imagen A.23. *Pasillo transversal, planta alta Centro-Sur. Vista al Norte.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.24. *Pasillo longitudinal Sur-Este. Vista al Oeste.*



Imagen A.25. *Perfil IPN-14*



Imagen A.26. *Patio Triangular centro Norte. Vista Este.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.27. *Planta alta Este, Detalle del Patio Triangular.*



Imagen A.28. *Pasillo, planta alta Oeste, vista al Sur.*



Imagen 29. *Daño en el muro, cabilla, ladrillo macizo de arcilla*

Fuente: Los Autores

Imagen A.30. Columna
Patio América, esquina
Sur-Oeste. Planta baja.
Vista al Sur.



Imagen A.31. Columna Patio América, esquina Sur-Oeste. Planta baja.
Vista al Sur.



Imagen A.32. Techo falso de madera, Planta alta, Patio Venezuela, Centro.
Fuente: Los Autores



Imagen A.33. *Columna circular, Planta alta, Patio Venezuela Norte. Vista al Oeste.*

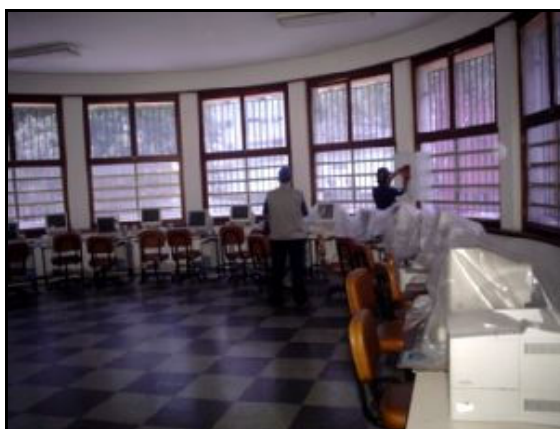


Imagen A.34. *Salón de computadoras, Planta alta, Vista al Norte.*



Imagen A.35. *Volumen curvo, Planta techo, Centro-Sur. Vista al Sur.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.36. *Volumen curvo, Planta Techo. Norte-Oeste. Vista al Oeste.*



Imagen A.37. *Volumen curvo, Planta Techo. Oeste. Vista al Norte.*



Imagen A.38. *Ante-pechos, Planta Techo Sur-Oeste, Vista al Norte.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.39. *Ante-pechos, Planta Techo Sur-Oeste, Vista al Este.*



Imagen A.40. *Planta Techo Sur-Oeste. Vista al Norte.*



Imagen A.41. *Planta Techo Este. Vista al Este.*

Fuente: Los Autores



Imagen A.42. *Planta Techo Norte-Este. Vista al Sur.*



Imagen A.43. *Planta Techo Norte-Este. Vista al Oeste.*

Fuente: Los Autores

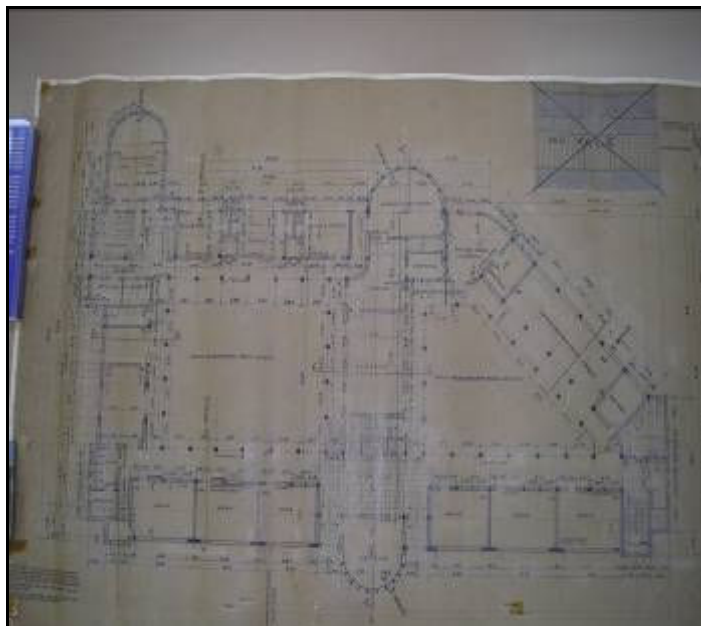


Imagen A.44. *Plano de Arquitectura de la unidad educativa experimental nacional Venezuela. Planta Baja.*

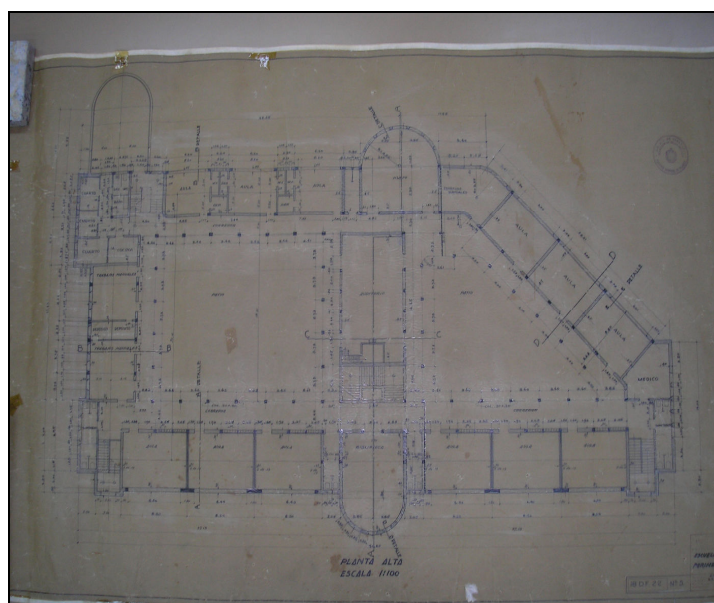


Imagen A.45. *Plano de Arquitectura de la unidad educativa experimental nacional Venezuela. Planta Alta.*

Fuente: Los Autores

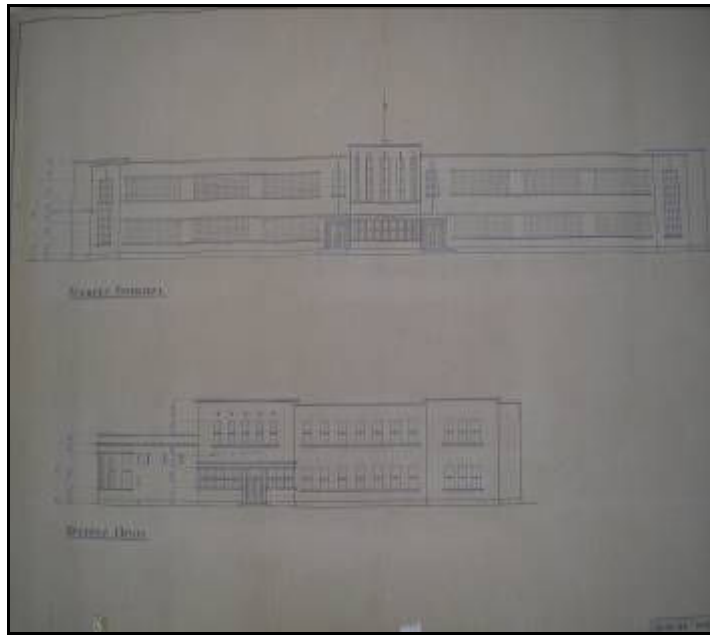


Imagen A.46. Plano de Fachadas Principal y Oeste de la Unidad Educativa Experimental Nacional Venezuela.

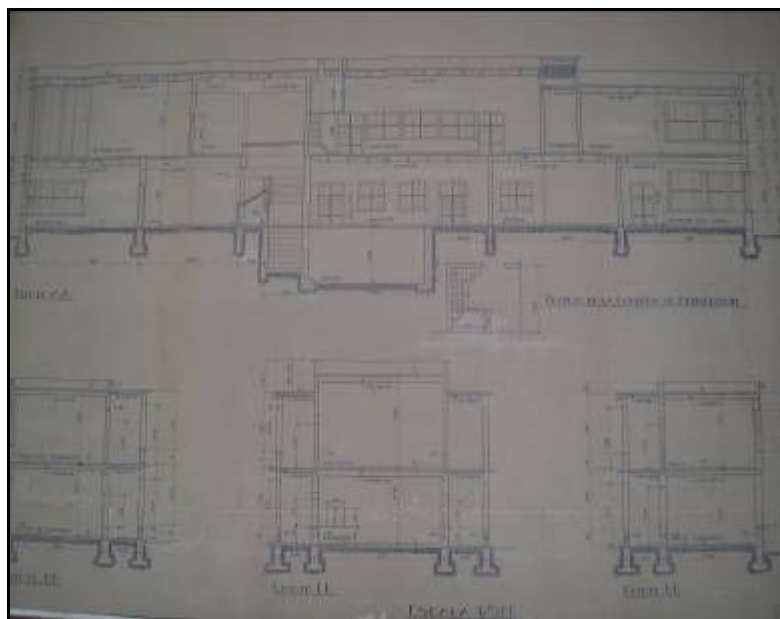


Imagen A.47. Plano de corte.

Fuente: Los Autores

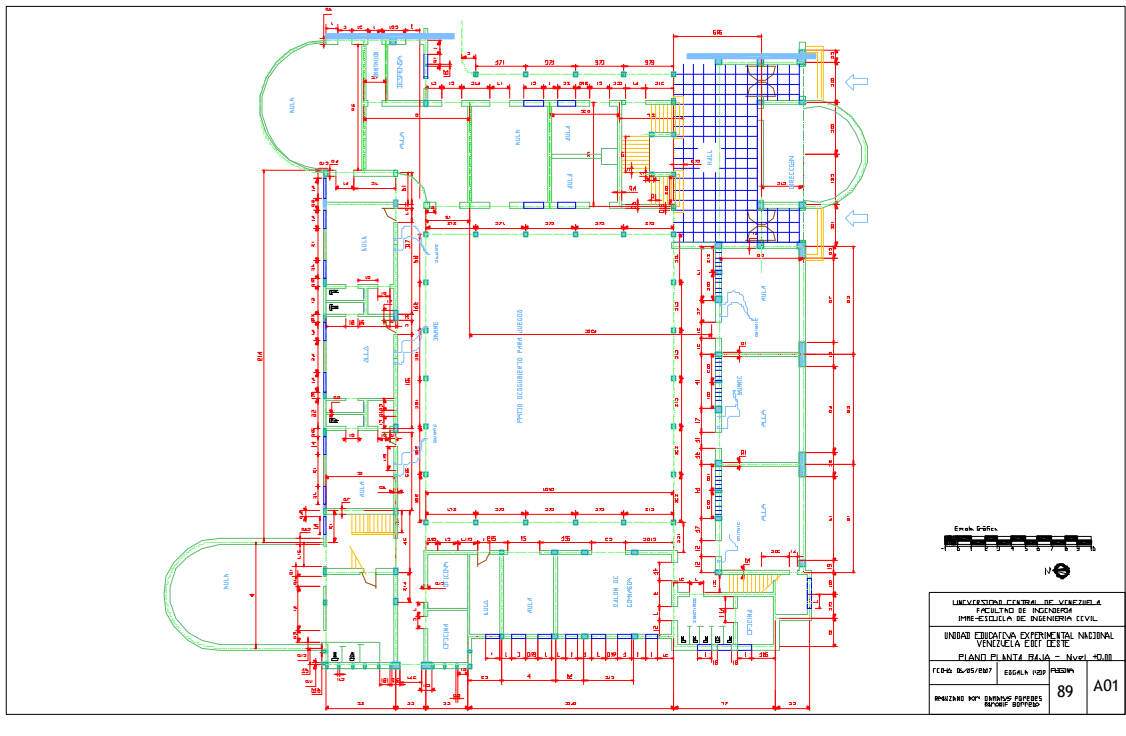


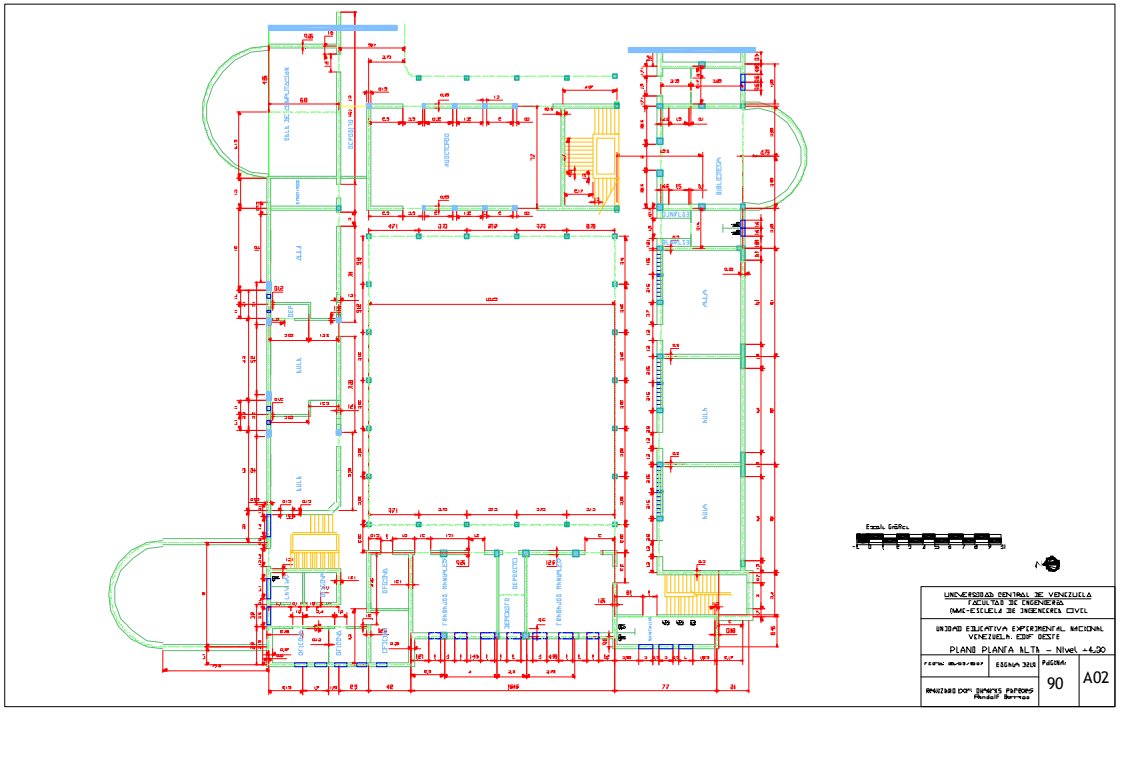
Imagen A.48. Vista satelital de la U.E.N. Experimental Venezuela

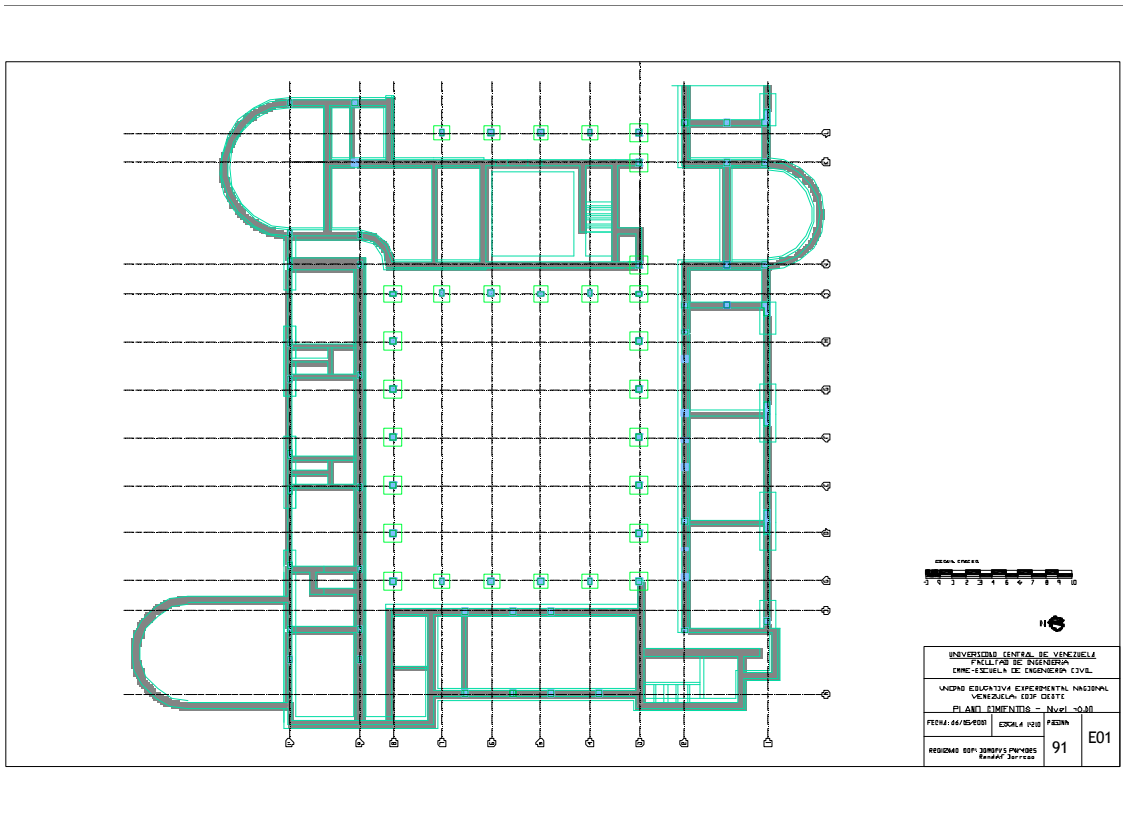
Fuente: Google Earth.

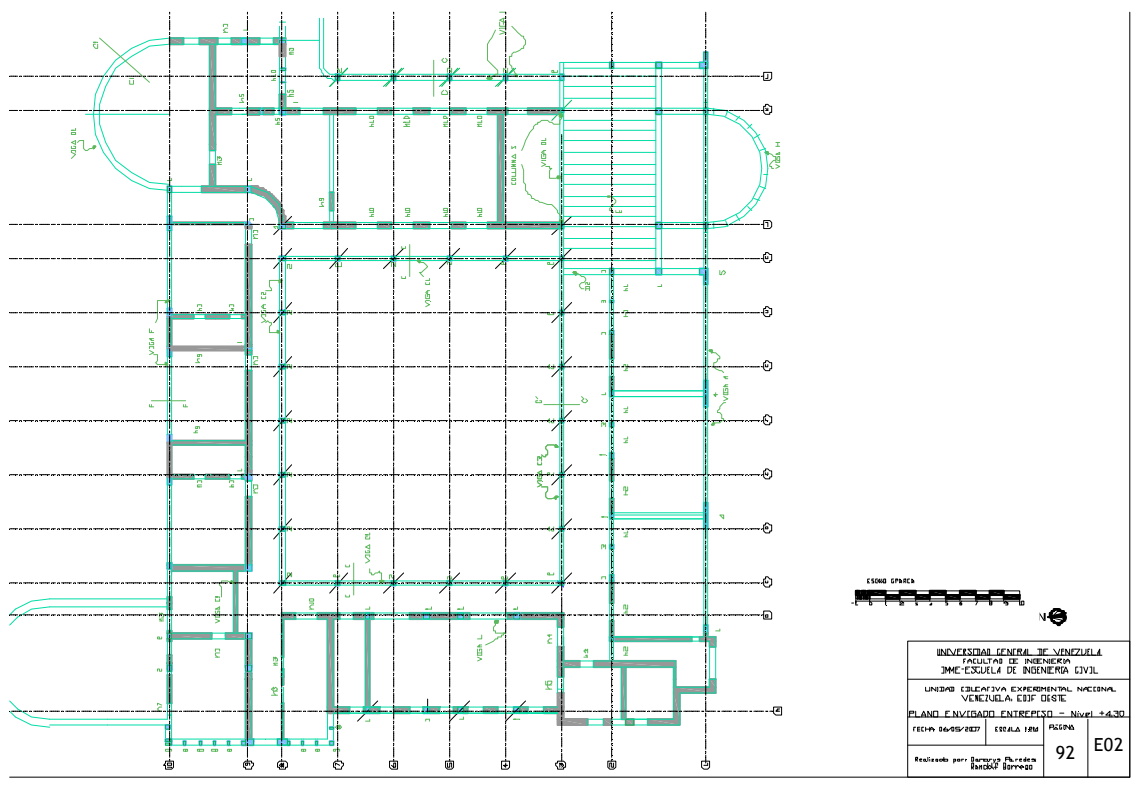
APÉNDICE B

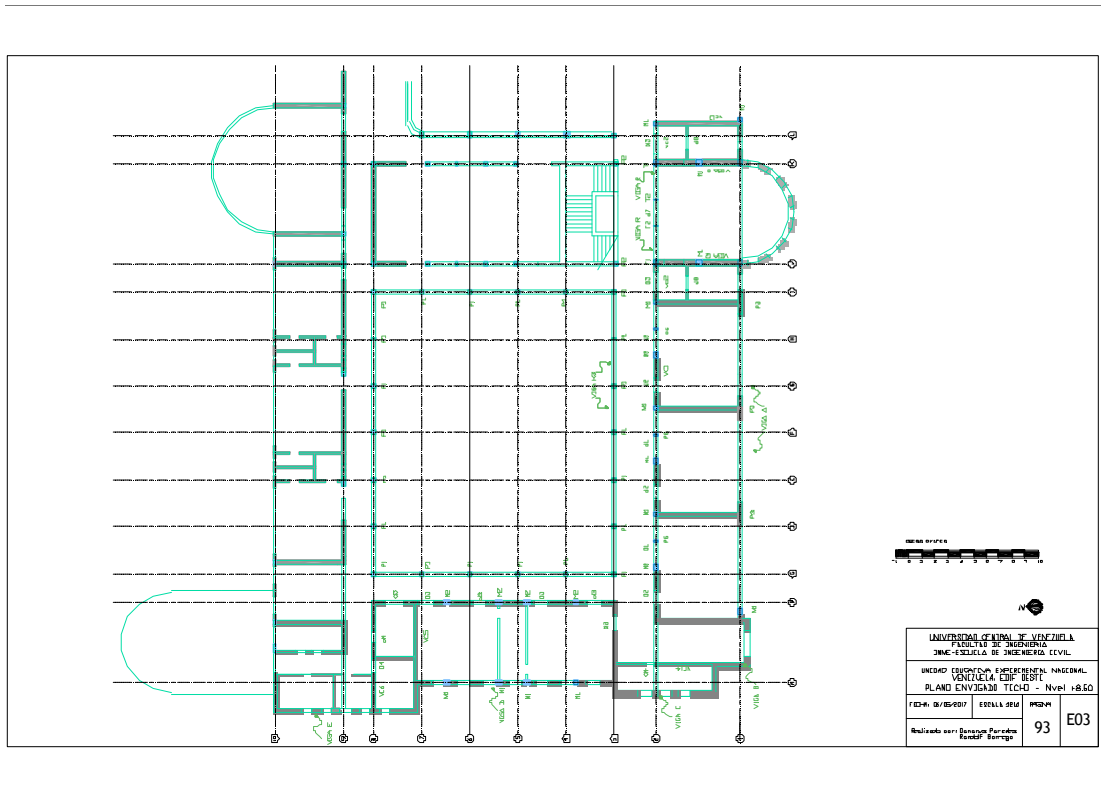
PLANOS DE UNIDAD EDUCATIVA NACIONAL EXPERIMENTAL
VENEZUELA

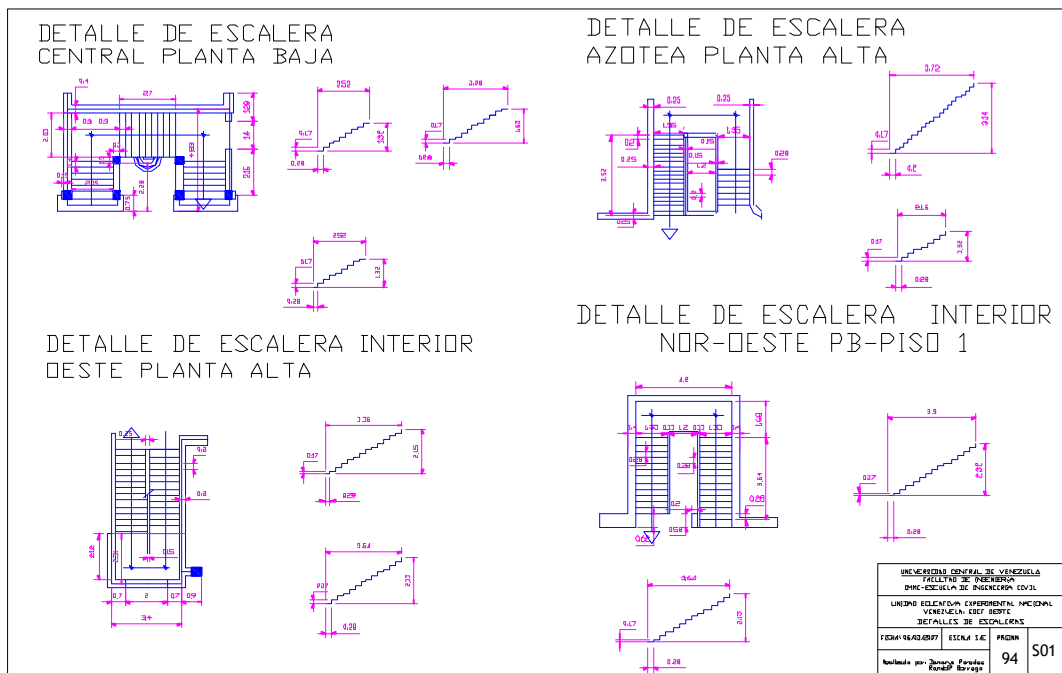


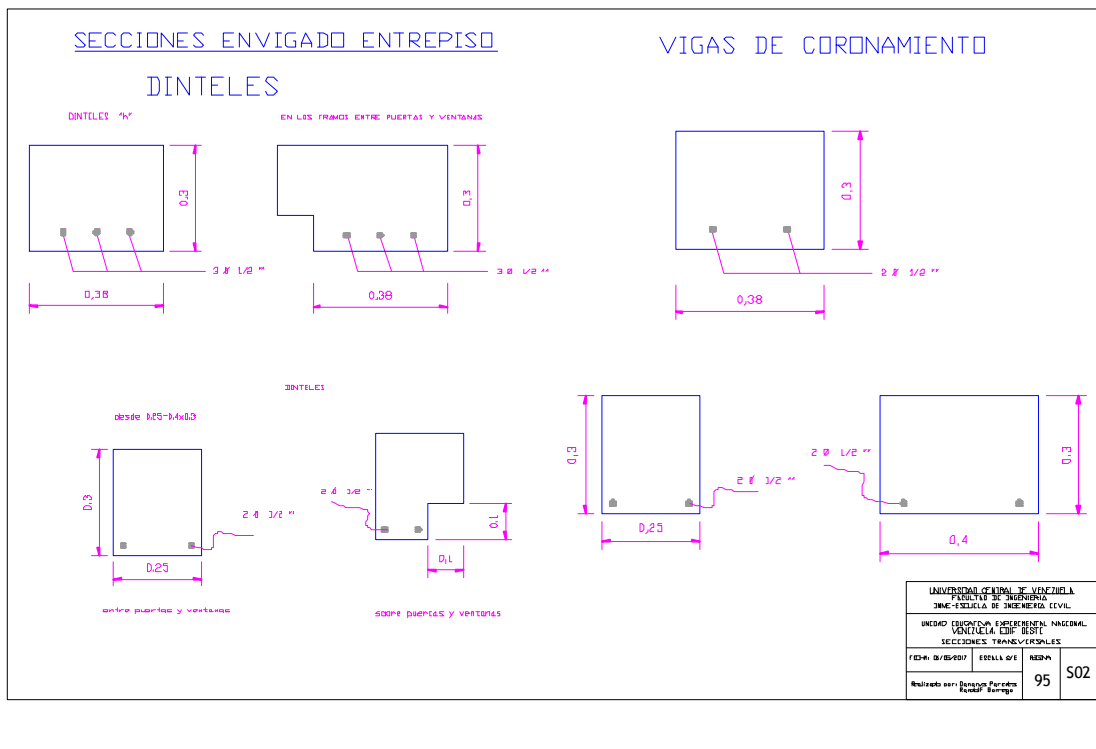


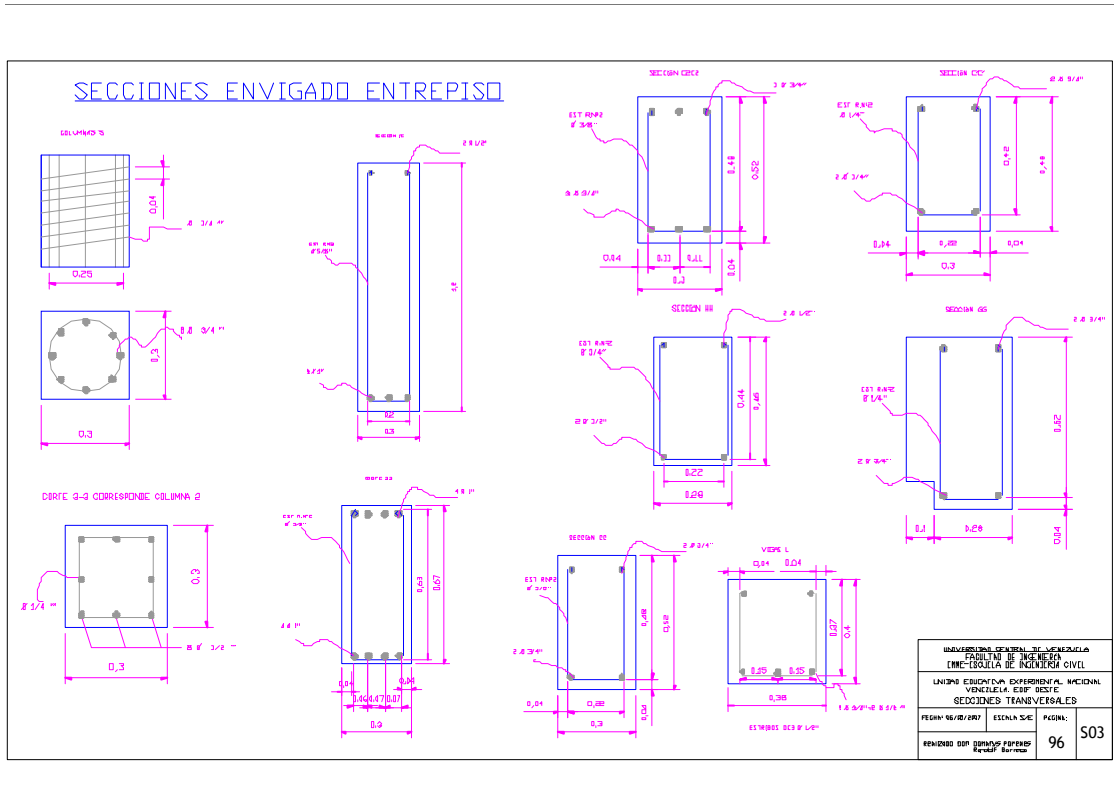


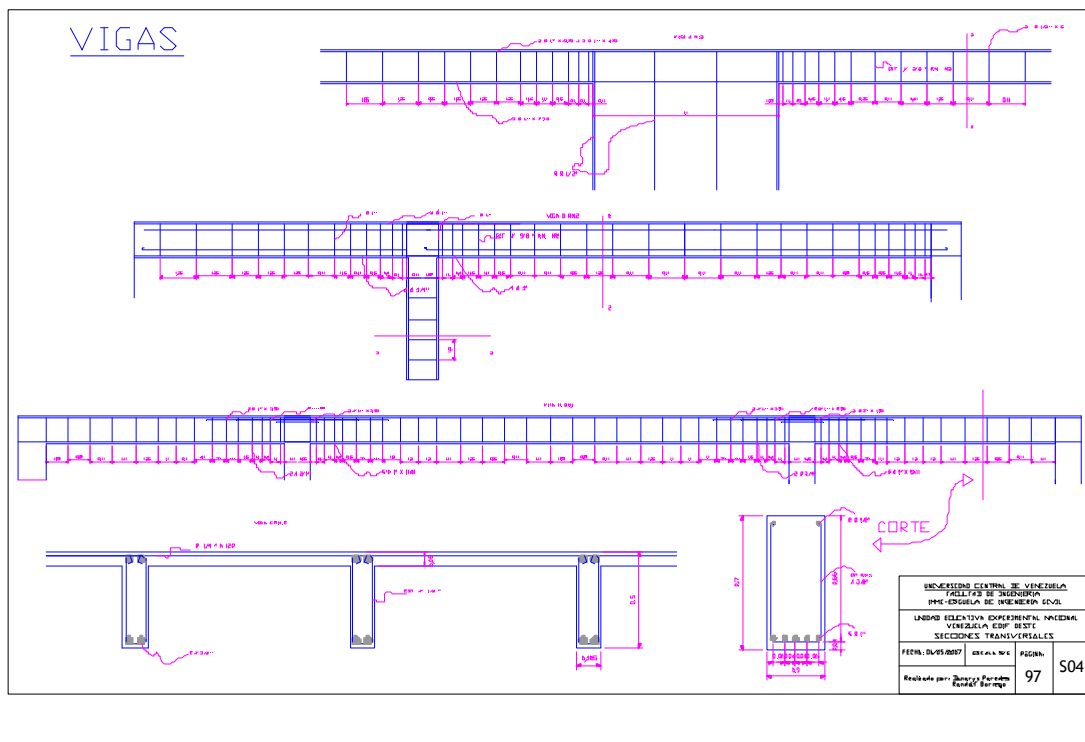


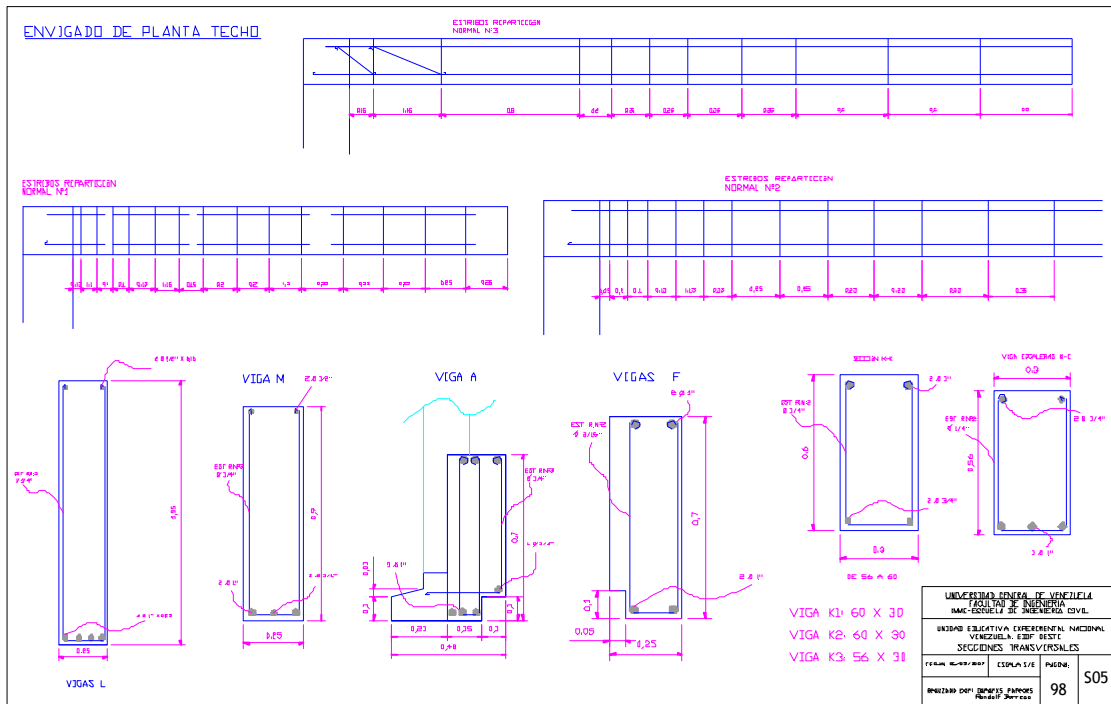


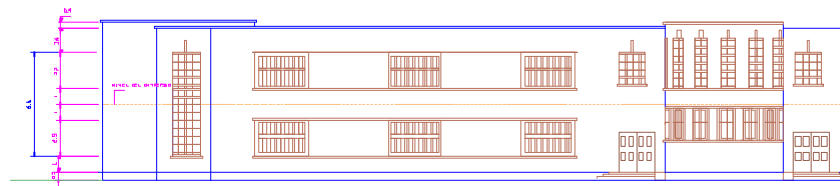




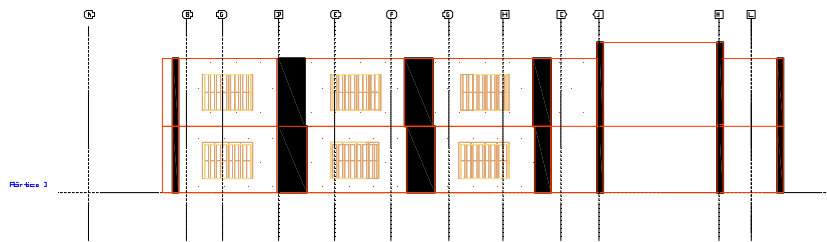




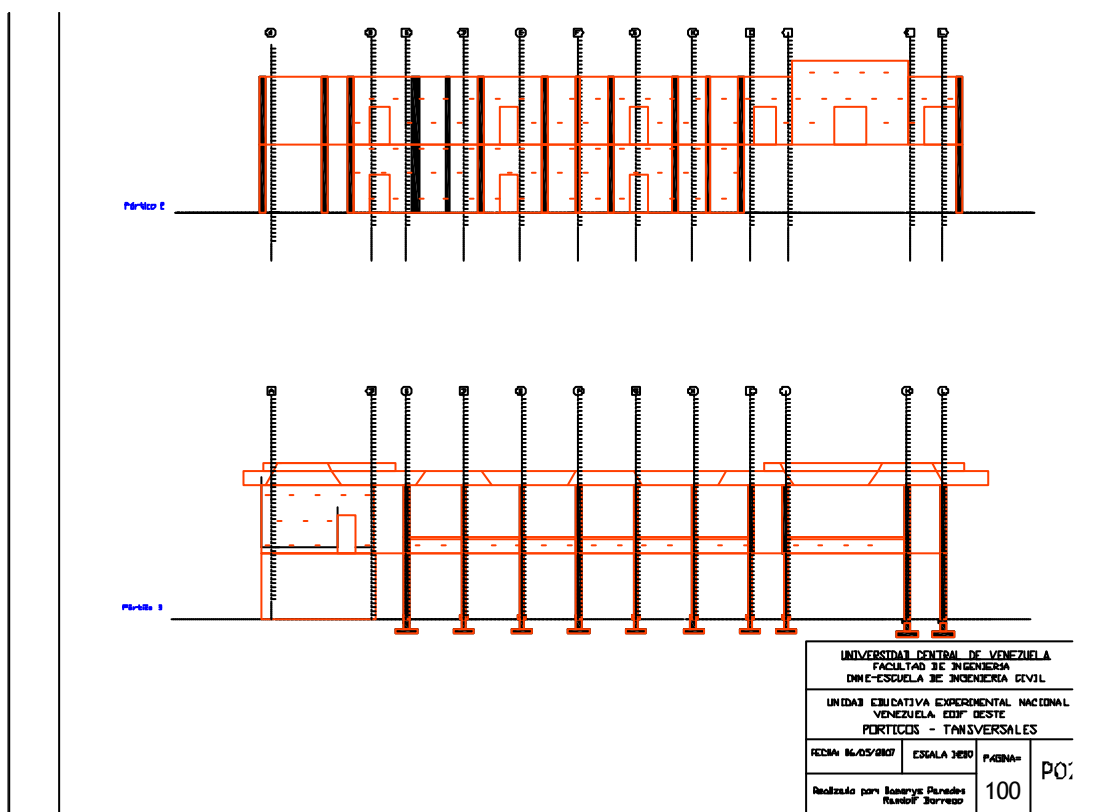


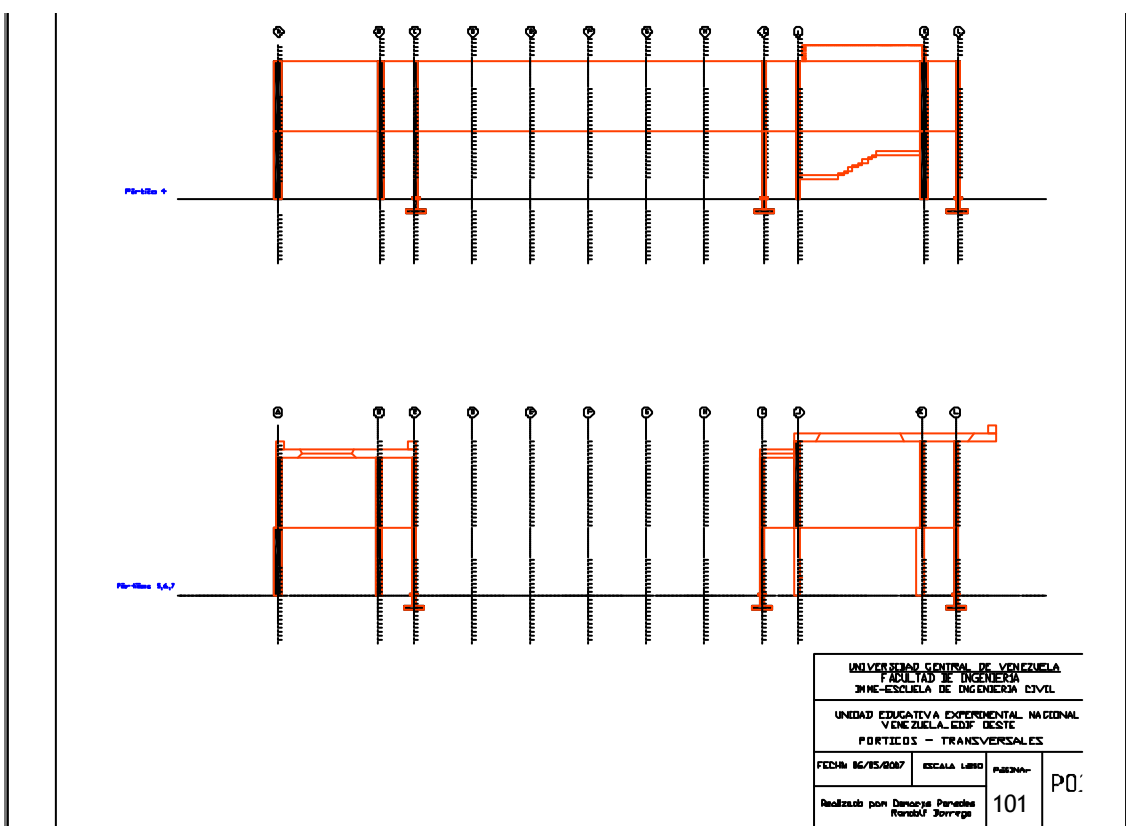


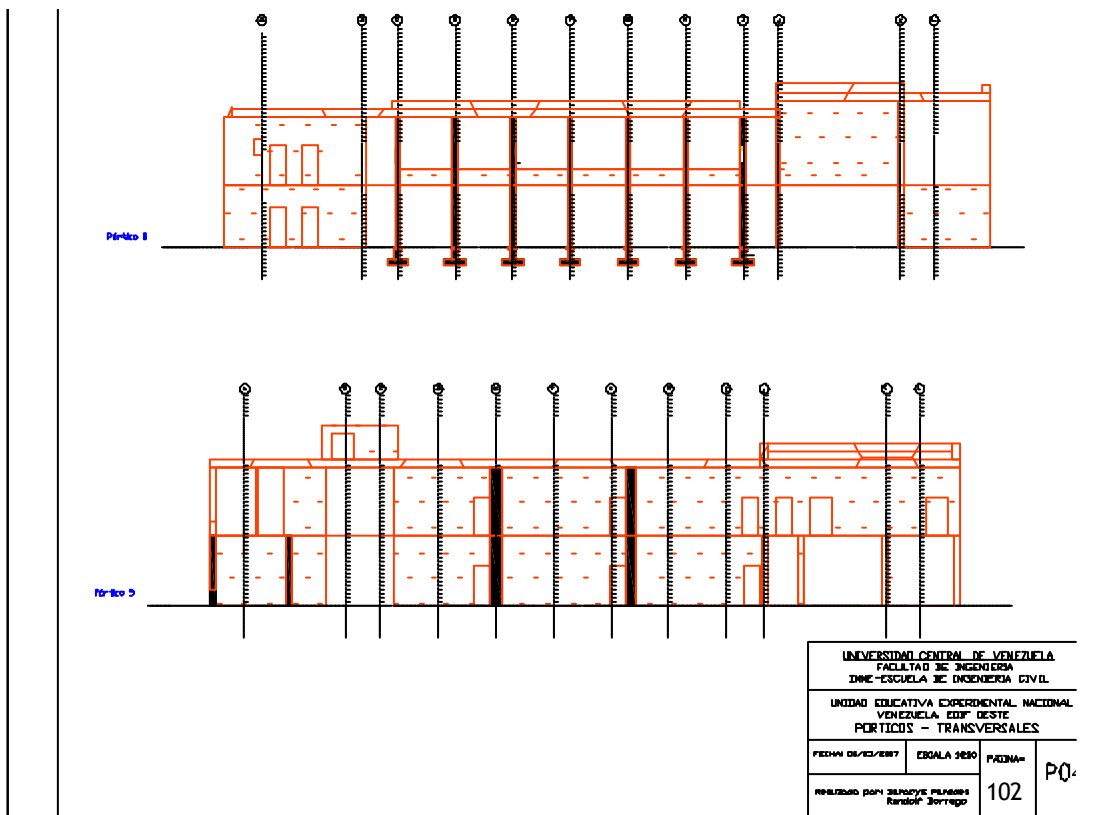
FACHADA PRINCIPAL

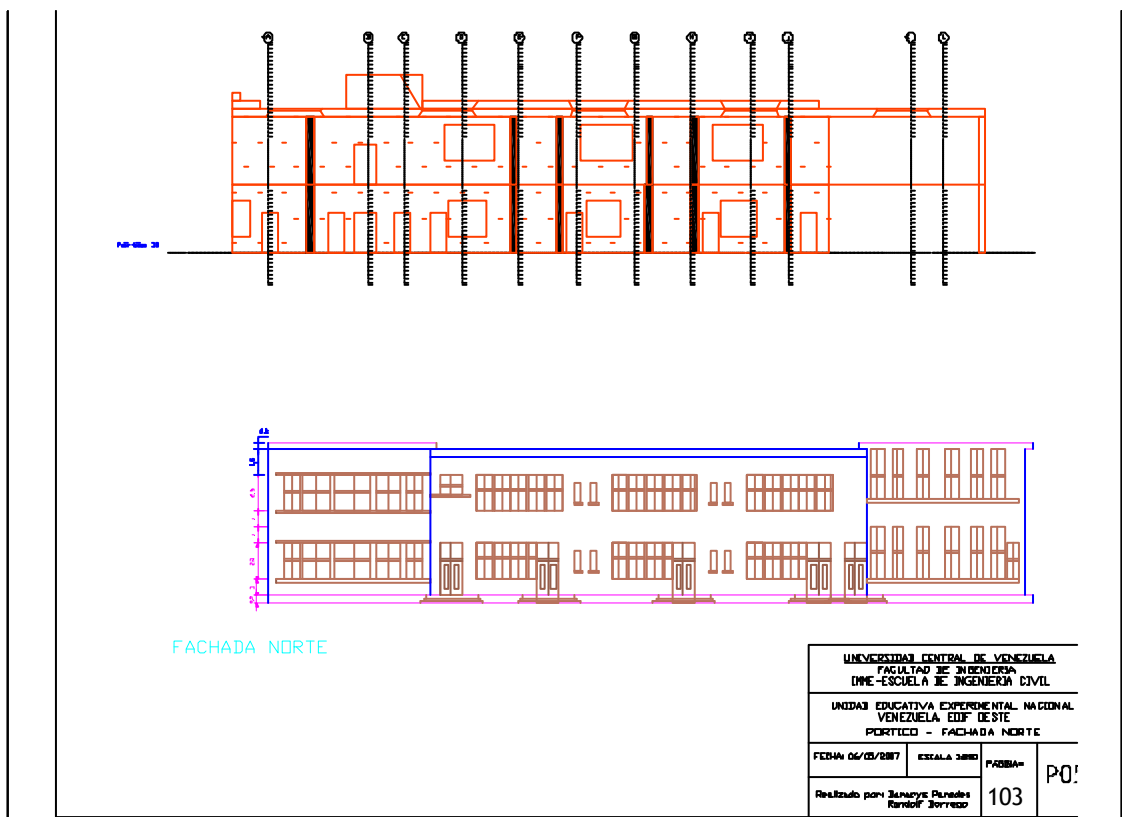


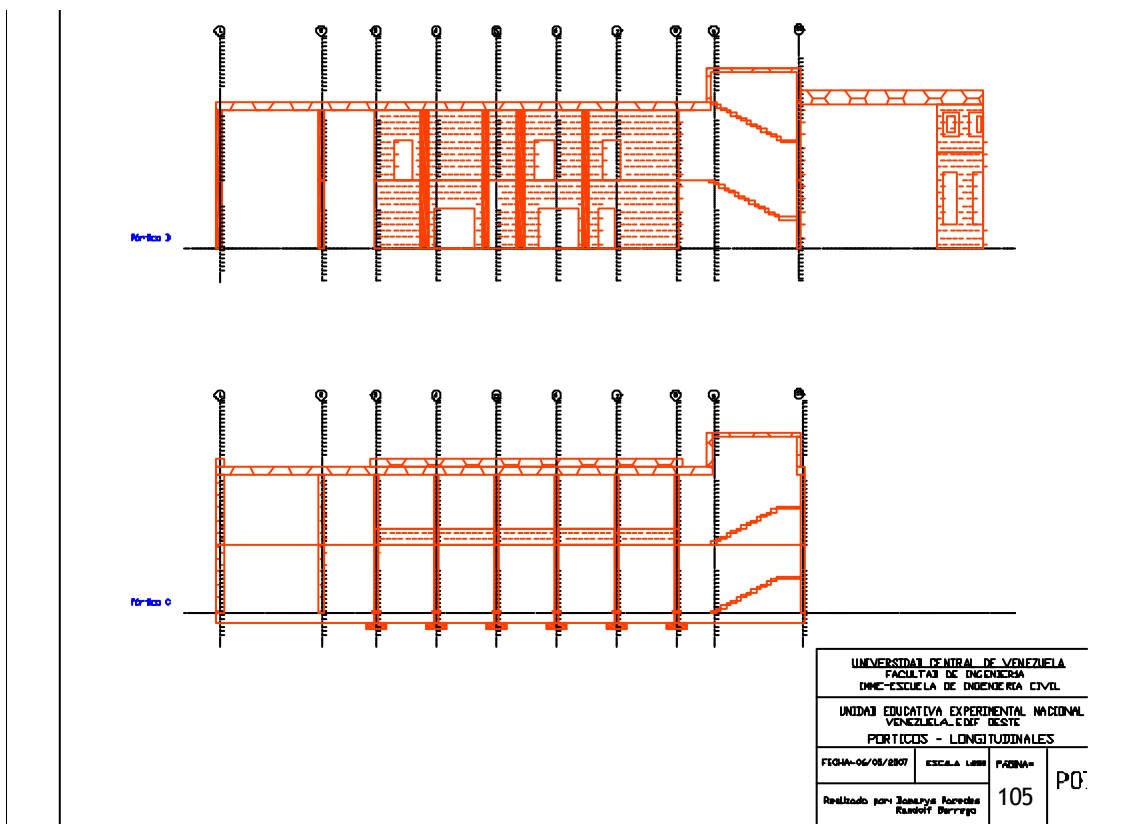
UNIVERSIDAD GENERAL DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME-ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			
UNIDAD EDUCATIVA EXPERIMENTAL NACIONAL VENEZUELA, EDF. OESTE FACHADA PRINCIPAL - PORTICO			
FECHA 05/05/2007	ESCALA 1:50	PAGINA:	99 PO
REALIZADO POR: DAMARYS PAREDES RANDOLF BORRERO			

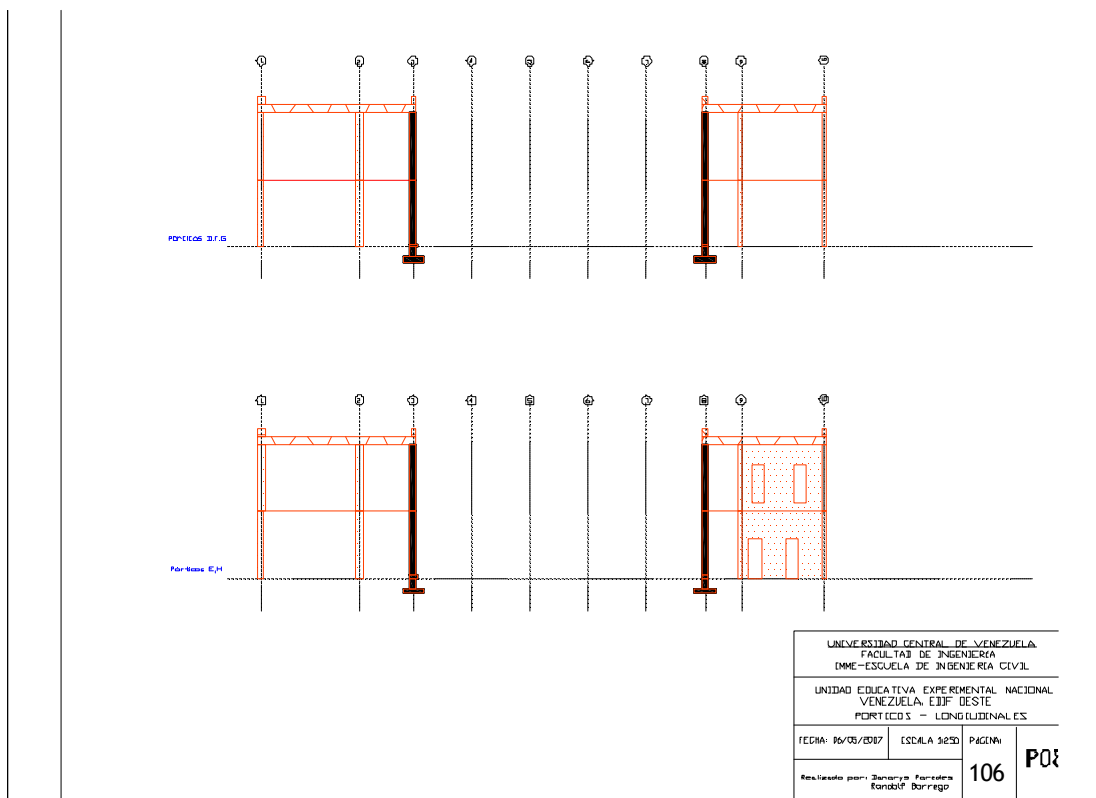


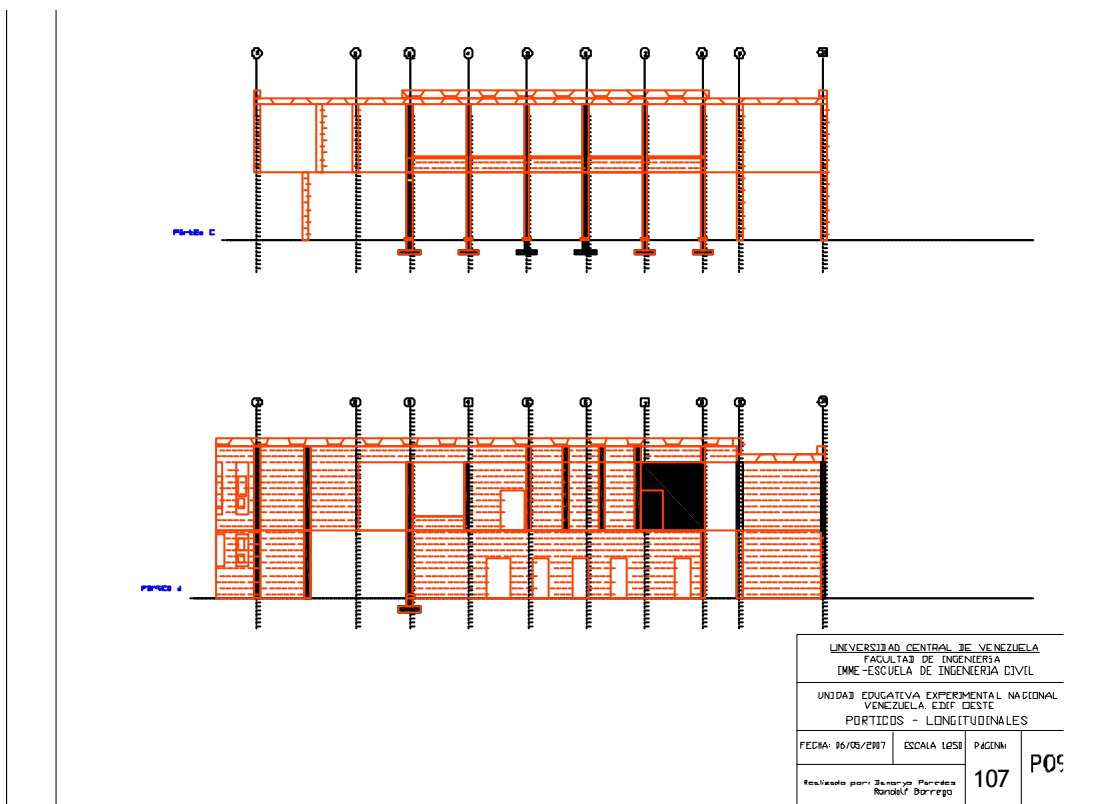


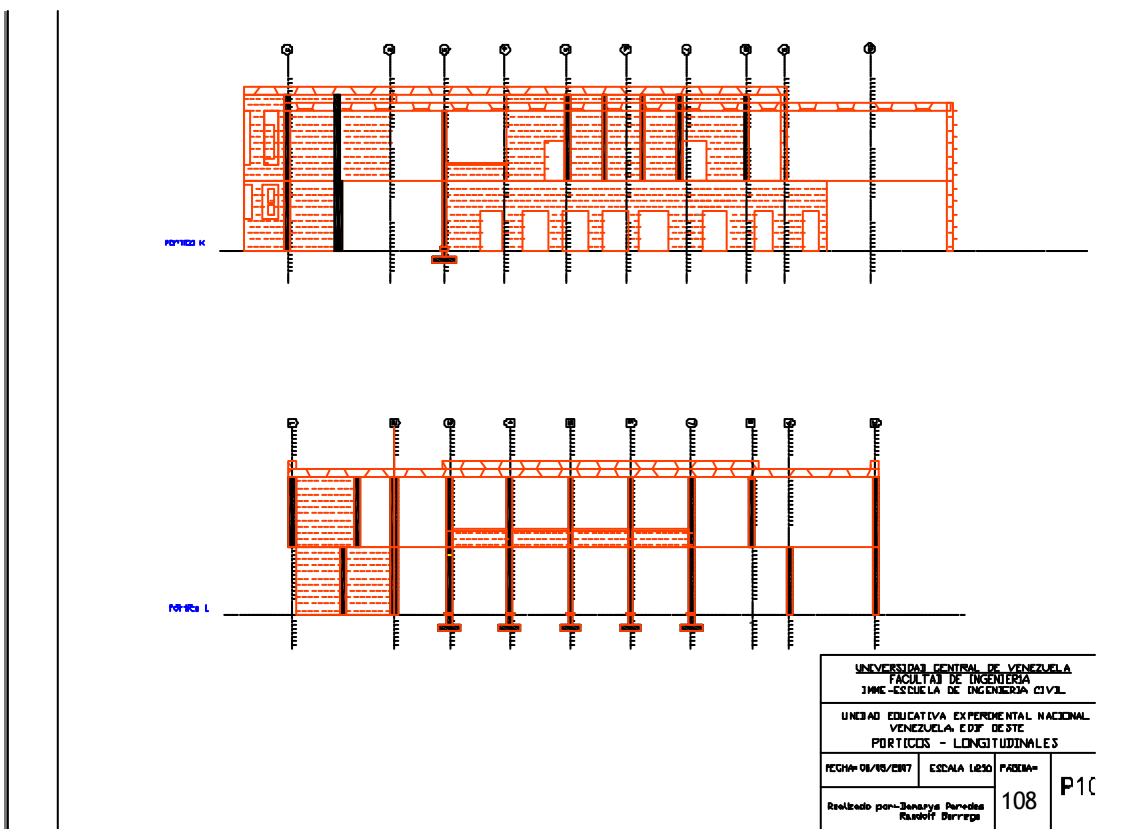












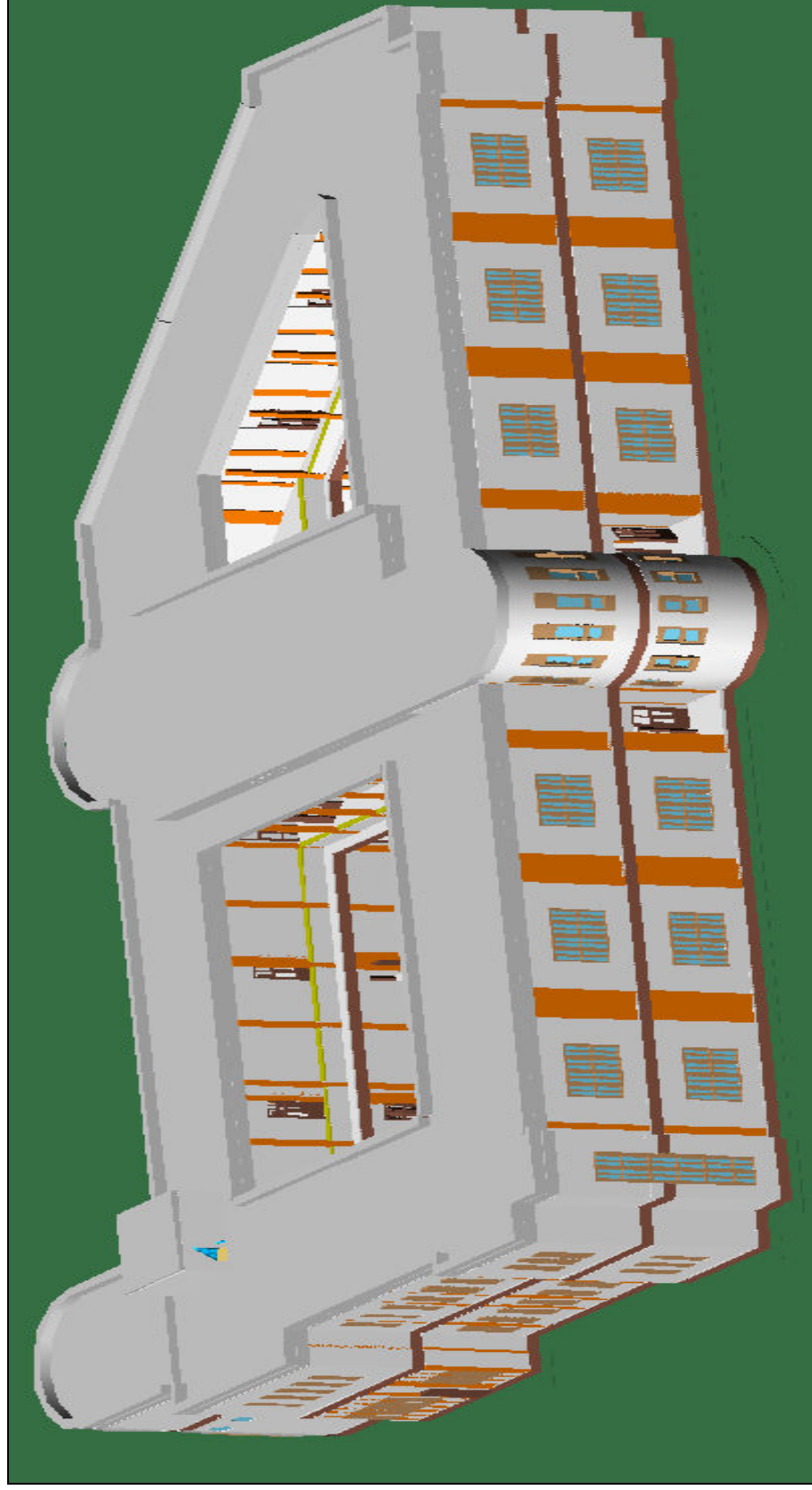


IMAGEN B.1 DIBUJO EN 3D DE LA UNIDAD EDUCATIVA EXPERIMENTAL NACIONAL VENEZUELA

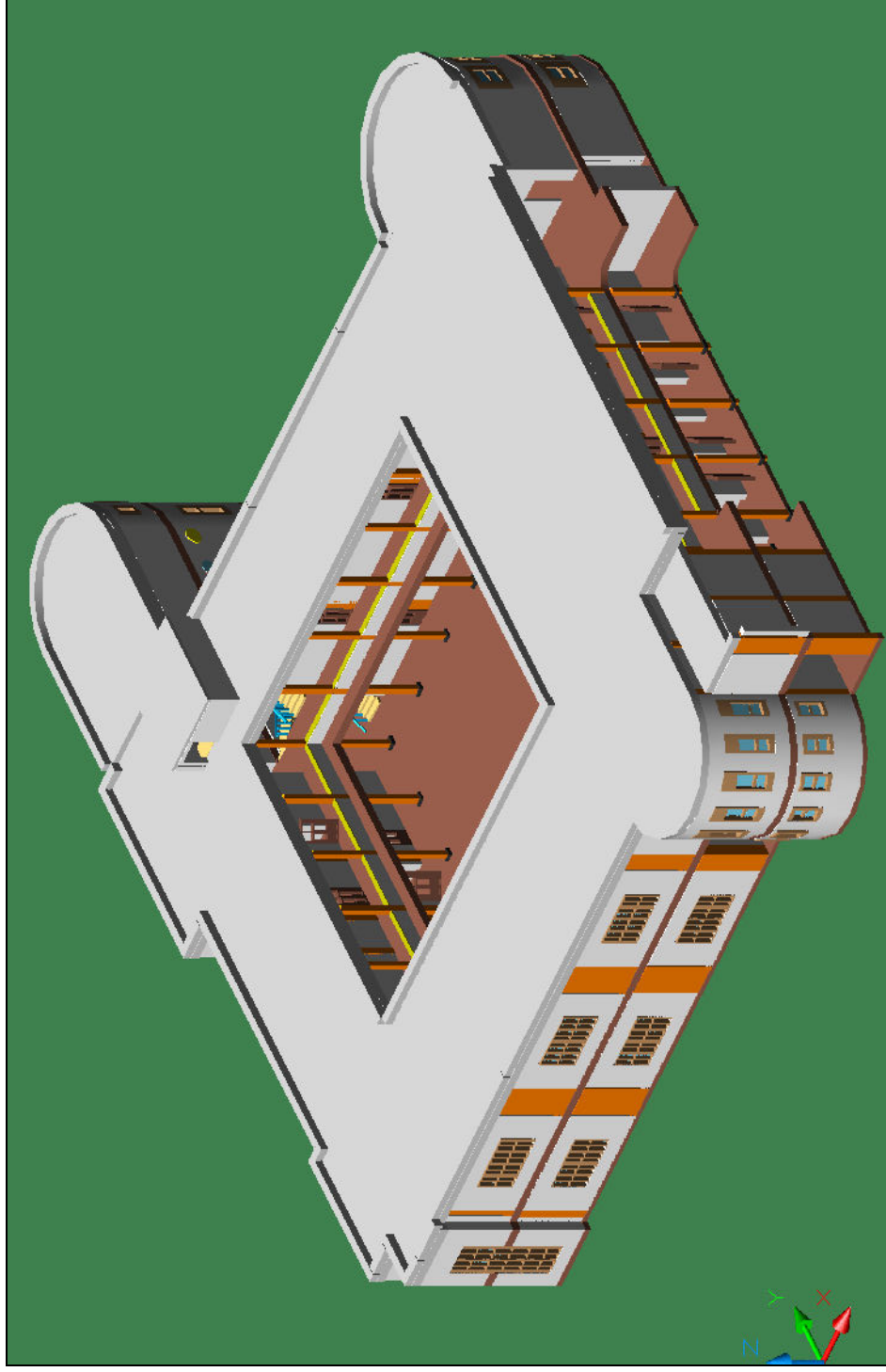


IMAGEN B.2 DIBUJO EN 3D DE LA UNIDAD EDUCATIVA EXPERIMENTAL NACIONAL VENEZUELA. EDIFICIO OESTE.

APÉNDICE C
REGISTRO CON EL DETECTOR DE METALES


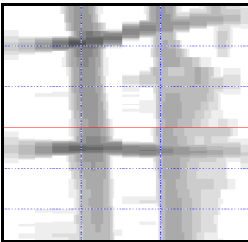
Imagen C.1- Columna PB		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-27	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
0,77	SUR	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
2	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales:
N ° de Barras	Separación	
2	180	
<p>Comentario Imagen: La distorsión de la imagen en la parte derecha se debe a la cercanía de la reja metálica que delimita el patio.</p>		


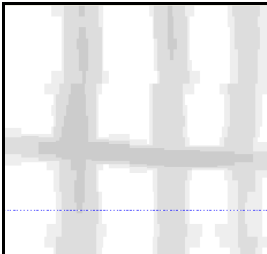
Imagen C.2- Columna PB		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-27	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
2,375	OESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales:
N ° de Barras	Separación	
1	-	
<p>Comentario Imagen: Se corrobora la información de planos que indican que la cara de la columna tiene 3 barras longitudinales.</p>		


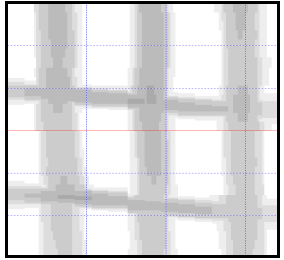
Imagen C.3- Columna PB		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-29	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
1,24	SUR	
Acero Longitudinal (mm)		
Nº de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
Nº de Barras	Separación	
2	200	
Comentario Imagen: Según la información encontrada en esta columna de 40x40 cm los estribos están ubicados a razón de cinco (5) por metro.		


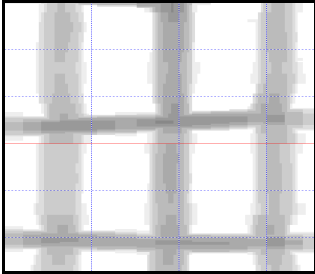
Imagen C.4- Columna PB		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-29	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
2,49	Oeste	
Acero Longitudinal (mm)		
Nº de Barras	Separación	
2	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
Nº de Barras	Separación	
3	200	


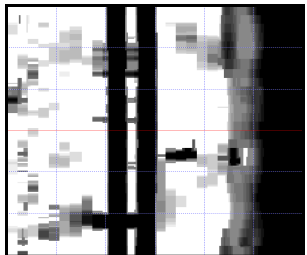
Imagen C.5- Columna PB		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-18	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
2,15	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Comentario Imagen: No se define claramente la presencia de armado en dirección transversal.		


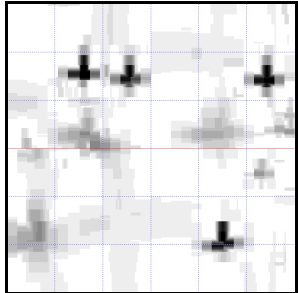
Imagen C.6- Columna PB		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-18	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
2,19	Oeste - Este	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Comentario Imagen: No se verifica la presencia de armado en la cara de esta columna.		

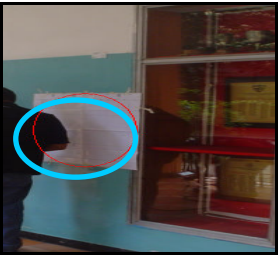
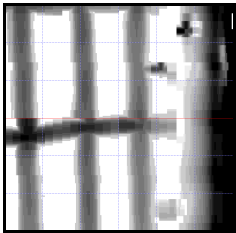
Imagen C.7- Machón PB		
Elemento	Nivel	Foto
Machón C-16	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
1,58	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
1	-	
<p>Comentario Imagen: Se verifica la presencia de un machón de confinamiento de 40x40 cm.</p>		

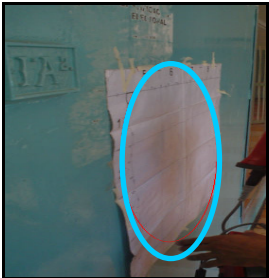
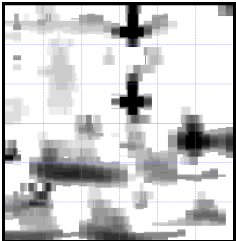
Imagen C.8-Pared PB		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
1,59	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
-	-	
<p>Comentario Imagen: Se confirma la ausencia de armado en alguna dirección de este muro estructural</p>		


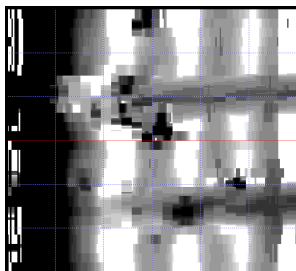
Imagen C.9-Machón PB		
Elemento	Nivel	Foto
Machón C-15	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
1,62	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	60	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
2	140	
Comentario Imagen: Se aprecia igual diámetro entre las barras longitudinales y los estribos. Se confirma la presencia de un machón de confinamiento de 40x40 cm.		

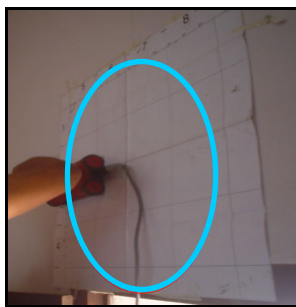
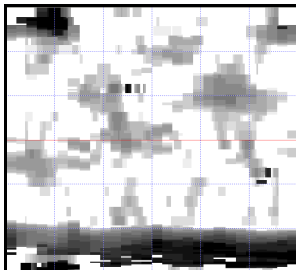
Imagen C.10.- Dintel PB		
Elemento	Nivel	Foto
Dintel	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
3,18	Sur	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Comentario Imagen: Se confirma la ausencia de armado en alguna dirección.		
Comentario Ubicación: Arriba de la puerta del primer salón en dirección Oeste. La medida fue hecha dentro del salón de clase. Esquina Norte-Oeste del salón		


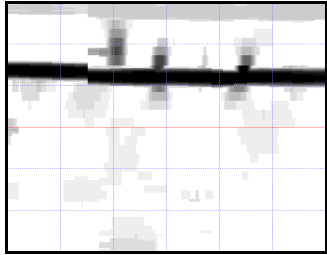
Imagen C.11.-Dintel PB		
Elemento	Nivel	Foto
Dintel	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
4,38	Oeste - Este	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
1	-	
<p>Comentario Imagen: Se aprecia la presencia de una barra longitudinal perteneciente al armado de una viga corona.</p> <p>Comentario Ubicación: Continuación de la anterior desplazada 0,60 m hacia arriba.</p>		


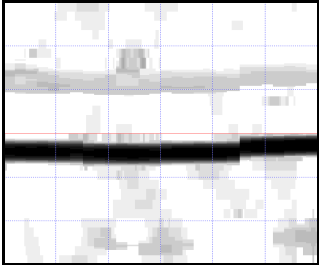
Imagen C.12.-Pared PB		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
3,95	SUR	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
2	120	
<p>Comentario Imagen: Se aprecia la presencia de una barra longitudinal perteneciente al armado de una viga corona.</p> <p>Comentario Ubicación: Continuación de la anterior en la esquina Este del salón.</p>		


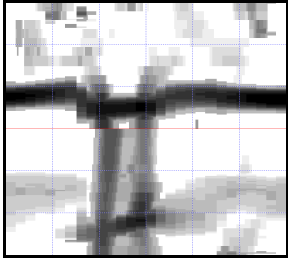
Imagen C.13-Viga Corona PB		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
2,96	SUR	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
2	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
2	140	
<p>Comentario Imagen: Se aprecia la presencia del Acero Longitudinal (mm) perteneciente al machón Tipo 3. Y el Acero Longitudinal (mm) de la viga corona.</p> <p>Comentario Ubicación: Continuación de la anterior en la esquina Este del salón, desplazada 0,60m hacia abajo.</p>		

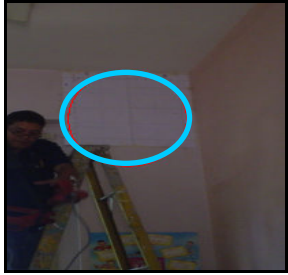
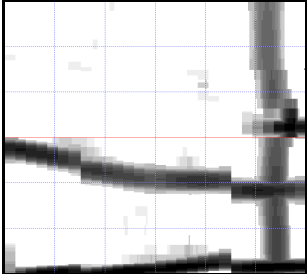
Imagen C.14.-Pared PB		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
3,95	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
1	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
2	160	
<p>Comentario Imagen:</p> <p>Comentario Ubicación: Esquina Sur-Oeste del mismo salón. Justo en la pared del frente de la puerta de acceso al salón.</p>		


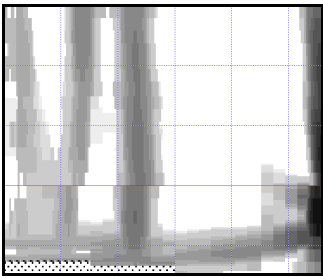
Imagen C.15.-Viga PB		
Elemento	Nivel	Foto
Viga	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
3,95	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
1	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
3	60	
Comentario Imagen: Comentario Ubicación: Continuación de la anterior desplazada 0,60 m a la izquierda.		


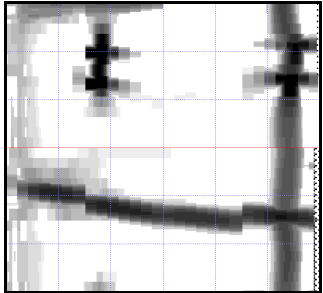
Imagen C.16.- Pared PB		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
3,28	NORTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
1	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
1	-	
Comentario Imagen: Se aprecia en la parte superior de la imagen, supuestamente, unos ganchos (estribos) colocados perpendicular al plano de la imagen. Comentario Ubicación: Continuación de la anterior desplazada 0,60 m hacia abajo.		


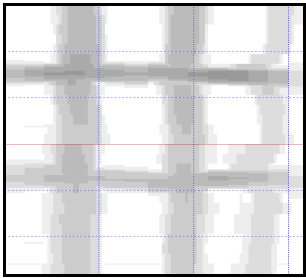
Imagen C.17.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-27	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
1,58	SUR	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
2	140	
Comentario Imagen: Las barras longitudinales poseen un diámetro superior que las barras transversales.		
Comentario Ubicación: Columna. Patio Oeste. Cara interna de la columna, que da al pasillo.		


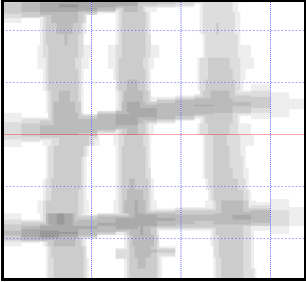
Imagen C.18.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-27	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
2,18	ESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
2	180	
Comentario Imagen: Las barras transversales poseen un diámetro inferior a las barras longitudinales.		
Comentario Ubicación: Columna . Patio Oeste. Cara lateral Oeste de la columna.		


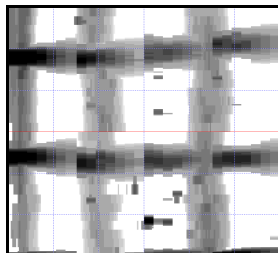
Imagen C.19.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Columna C-193	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
1,70	Radial	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	200	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
2	150	
<p>Comentario Imagen: Las barras transversales ligeramente más delgada que las barras longitudinales, imagen de una columna circular</p> <p>Comentario Ubicación: Columna circular ubicada en PA, debajo de la Junta Estructural.</p>		


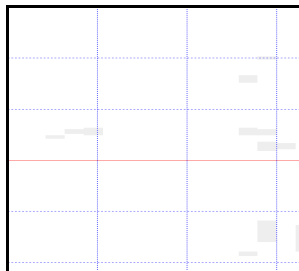
Imagen C.20.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
1,88	SUR	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
-	-	
<p>Comentario Imagen: No hay presencia de barras de aceros ni transversal ni longitudinal.</p> <p>Comentario Ubicación: Columna N ° 2. Salón de computación, volumen curvo.</p>		


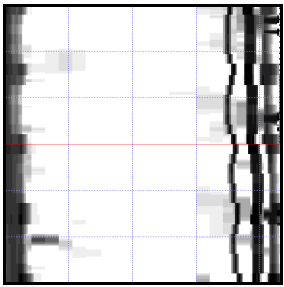
Imagen C.21.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
1,88	OESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales:
N ° de Barras	Separación	
-	-	
<p>Comentario Imagen: No hay presencia de barras de aceros ni transversal ni longitudinal</p> <p>Comentario Ubicación: Columna N ° 1 en dirección Norte-Sur, junto a la puerta mas Norte del Auditorio. En la pared de Este del Salón</p>		


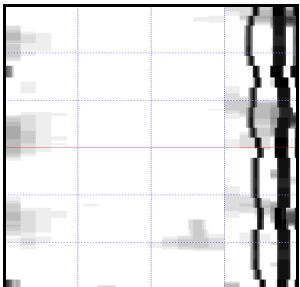
Imagen C.22.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
1,86	OESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales:
N ° de Barras	Separación	
-	-	
<p>Comentario Imagen: No hay presencia de barras de aceros ni transversal ni longitudinal</p> <p>Comentario Ubicación: Columna N ° 3 .Auditorio. En la pared de Este del Salón.</p>		


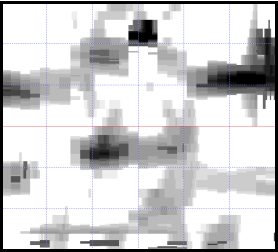
Imagen C.23.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
2,90	Oeste	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Comentario Imagen: Comentario Ubicación: Columna de la esquina Norte-Este del Auditorio. En la pared del Este del Salón.		


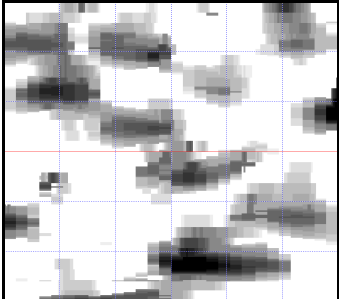
Imagen C.24.-Columna PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
2,90	OESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales: 
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Comentario Imagen: Comentario Ubicación: Columna de la esquina Norte-Oeste del Auditorio. En la pared de Oeste del Salón. Opuesta a la anterior.		


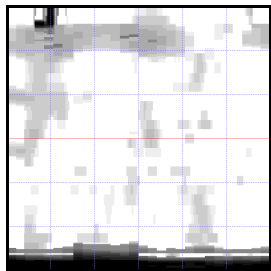
Imagen C.25.-Pared PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
3,17	ESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
-	-	
Comentario Imagen:		
Comentario Ubicación:		
Pared externa del salón del auditorio, encima del segundo ventanal, al ras de la ventana.		


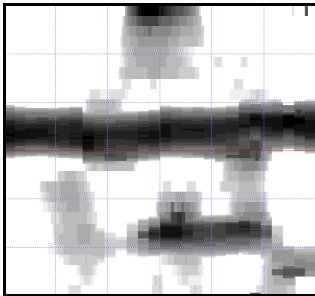
Imagen C.26.-Pared PA		
Elemento	Nivel	Foto
Muro	PA	
Altura de medición (m)	Cara	
4,12	ESTE	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
-	-	
Acero Transversal (mm)		
N ° de Barras	Separación	Imagen del Detector de Metales:
1	1	
Comentario Imagen: Se aprecia la presencia de una barra de 4'', no se registra en ninguno de los datos encontrados en biblioteca.		
Comentario Ubicación:		
Continuación de la anterior a 0,60 m hacia arriba.		


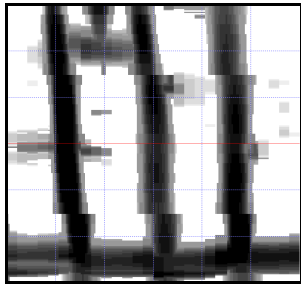

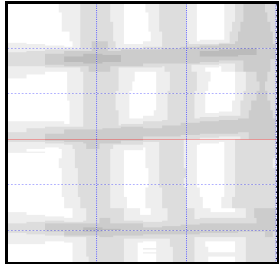
Imagen C.27.-Viga PB		
Elemento	Nivel	Foto
Viga	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
4,25	NORTE	
Acero Logitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales:
N ° de Barras	Separación	
1	-	
<p>Comentario Imagen: Se puede observar en esta imagen que las barras Longitudinales poseen un diámetro superior a la barra transversal en la parte inferior.</p> <p>Comentario Ubicación: Viga de la escalera ubicada Norte-Oeste de la edificación, en su cara más al norte.</p>		

Imagen C.28.-Viga PB		
Elemento	Nivel	Foto
Viga	PB	
Altura de medición (m)	Cara	
3,55	INFERIOR	
Acero Longitudinal (mm)		
N ° de Barras	Separación	
3	100	
Acero Transversal (mm)		Imagen del Detector de Metales:
N ° de Barras	Separación	
3	140	
<p>Comentario Imagen: Se aprecia que las barras longitudinales poseen un diámetro superior que las barras transversales</p> <p>Comentario Ubicación: Viga de la escalera ubicada Norte-Oeste de la edificación, en su cara inferior de la misma</p>		

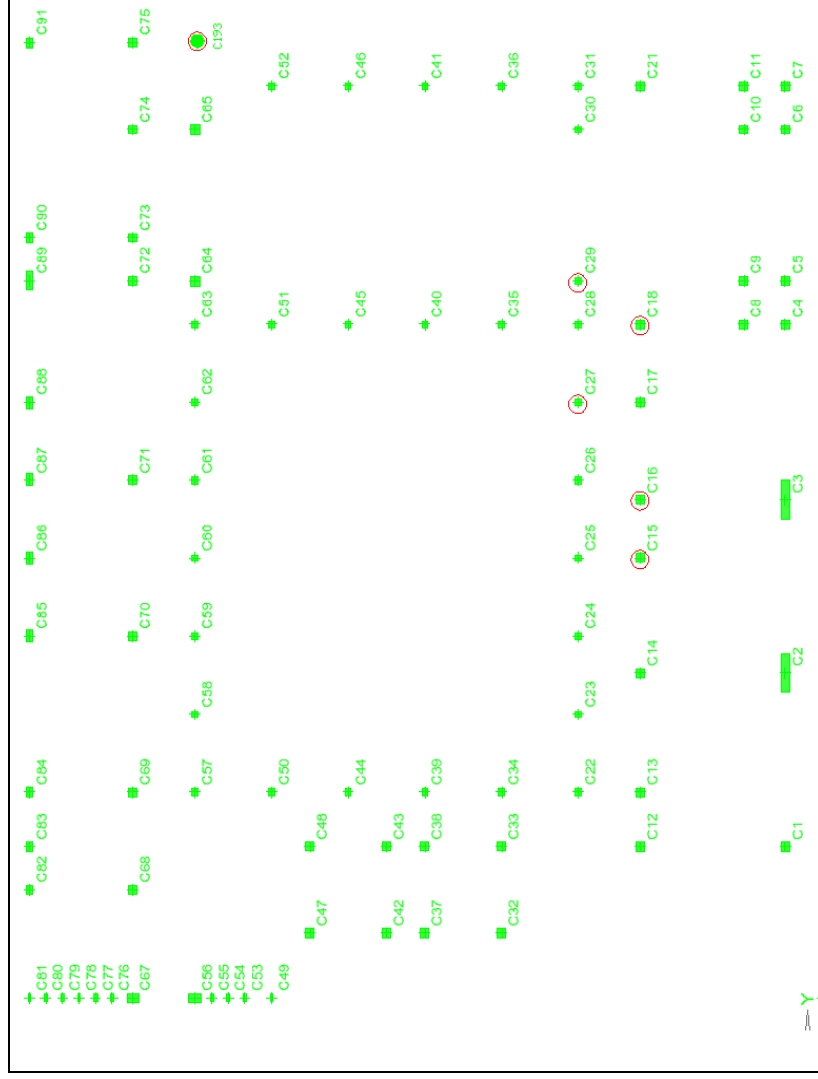


Imagen C.29. Esquema de columnas inspeccionadas con el detector de metales

Fuente: Los Autores

Evaluación Sismorresistente en la Unidad Educativa Nacional Experimental Venezuela. Municipio Libertador. Caracas (Edificio Oeste).
 Borrego A., Randolph-Paredes A., Damarys

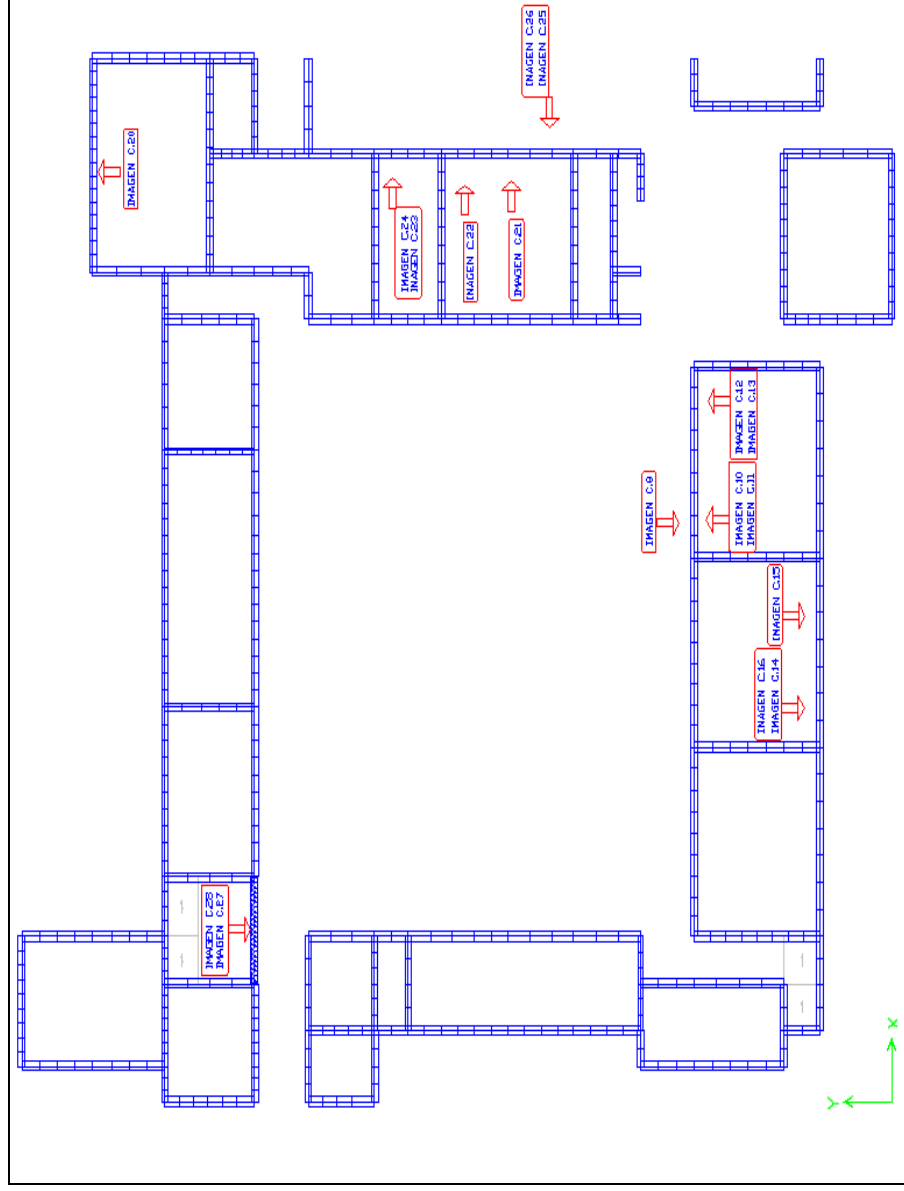


Imagen C.29. Esquema de muros de mampostería confinada inspeccionados con el detector de metales

Fuente: Los Autores.

APÉNDICE D
TABLAS DE VERIFICACIÓN - NIVEL DE DISEÑO

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTICULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
COLUMNA	MENOR DIMENSIÓN TRANSVERSAL	18.3.1	30 cm.	30	30	B	CUMPLE
	RELACIÓN DE DIMENSIONES	18.3.1. a	DimMenor/DimMayor>=0,4	0,4	1	B	CUMPLE
SI LAS CONDICIONES ANTERIORES NO CUMPLEN PASAR AL ARTICULO 18.5							
Tipo 2	EMPALMES POR SOLAPE	18.3.3.3	SOLAPAR EN LA PARTE CENTRAL DE LA LUZ LIBRE		NO HAY		
	LONGITUD DE CONFINAMIENTO	18.3.4.2.1	45 cm.	45	NO HAY		NO CUMPLE
30 X 30	SEPARACIÓN MÁXIMA REFUERZO TRANSVERSAL	18.3.4.4	1/4 DE LA DIMENSIÓN MENOR DEL MIEMBRO	7,5	18		NO CUMPLE
	CUANTIA	18.5.2.1	<0,0025	0,0025	0,0113	B	CUMPLE
Rc 4	SEPARACION MINIMA ENTRE BARRAS EN AMBAS DIRECCIONES	18.5.2.2	35 cm.	35	18	F	CUMPLE
	b ó h (cm.)						
			DIMENSIONES LUZ LIBRE		30		
IDENTIFICAR CADA COLUMNA		1/2	DIÁMETRO DE LA BARRA	8	1,27		
			CARA DEL APOYO				

Tabla.D.1 Verificación del nivel de diseño de la columna Tipo 2 -30 x30 cm.

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
COLUMNA	MENOR DIMENSIÓN TRANSVERSAL	18.3.1	30 cm.	30	30	B	CUMPLE
	RELACIÓN DE DIMENSIONES	18.3.1. a	DimMenor/DimMayor >= 0,4	0,4	1	B	CUMPLE
		SI LAS CONDICIONES ANTERIORES NO CUMPLEN PASAR AL ARTICULO 18.5					
Tipo S	EMPALMES POR SOLAPE	18.3.3.3	SOLAPAR EN LA PARTE CENTRAL DE LA LUZ LIBRE		NO HAY		
30 X 30	LONGITUD DE CONFINAMIENTO	18.3.4.2.1	45 cm.	45	NO HAY		NO CUMPLE
	SEPARACIÓN MÁXIMA REFUERZO TRANSVERSAL	18.3.4.4	1/4 DE LA DIMENSIÓN MENOR DEL MIEMBRO	7,5	18		NO CUMPLE
	CUANTÍA	18.5.2.1	<0,0025	0,0025	0,0169	B	CUMPLE
	SEPARACION MINIMA ENTRE BARRAS EN AMBAS DIRECCIONES	18.5.2.2	35 cm.	35	10	F	CUMPLE
Rc 4	IDENTIFICAR CADA COLUMNA	b ó h (cm.)	DIMENSIONES LUZ LIBRE		30		
		3/4	DIÁMETRO DE LA BARRA	8	1,905		
			CARA DEL APOYO				

Tabla.D.2 Verificación del nivel de diseño de la columna Tipo S- 30 x30 cm.

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
COLUMNA	MENOR DIMENSIÓN TRANSVERSAL	18.3.1	30 cm.	30	30	B	CUMPLE
	RELACIÓN DE DIMENSIONES	18.3.1. a	DimMenor/DimMayor>=0,4	0,4	1	B	CUMPLE
SI LAS CONDICIONES ANTERIORES NO CUMPLEN PASAR AL ARTICULO 18.5							
Tipo 1 40 X 40	EMPALMES POR SOLAPE	18.3.3.3	SOLAPAR EN LA PARTE CENTRAL DE LA LUZ LIBRE		NO HAY		
	LONGITUD DE CONFINAMIENTO	18.3.4.2.1	45 cm.	45	NO HAY		NO CUMPLE
	SEPARACIÓN MÁXIMA REFUERZO TRANSVERSAL	18.3.4.4	1/4 DE LA DIMENSIÓN MENOR DEL MIEMBRO	10	18		NO CUMPLE
	CUANTIA	18.5.2.1	<0,0025	0,0025			
	SEPARACION MINIMA ENTRE BARRAS EN AMBAS DIRECCIONES	18.5.2.2	35 cm.	35	8	F	CUMPLE
Rc 4 IDENTIFICAR CADA COLUMNA	b ó h (cm.)		DIMENSIONES LUZ LIBRE		40		
			DIÁMETRO DE LA BARRA	NO SE SABE	0		
			CARA DEL APOYO				

Tabla.D.3 Verificación del nivel de diseño de la columna Tipo 1-40 x40 cm.

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	96	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	24	25	B	NO CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	104	70	B	NO CUMPLE
Rc 4	IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	48			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	52			
		3/8	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.4 Verificación del nivel de diseño de la Viga C1 -30 x52 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA C 3 30 X 48	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	88	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	22	25	B	NO CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	96	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	44			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	48			
		3/8	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.5 Verificación del nivel de diseño de la Viga C31 -30 x48 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA A 30 X 120	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	232	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	58	35	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	240	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	116			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	120			
		3/8	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.6 Verificación del nivel de diseño de la Viga A -30 x120 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	72	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	18	20	B	NO CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	15,24	15	B	CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	80	15	B	NO CUMPLE
38 X 40	IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	36			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	40			
		3/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	1,905			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.7 Verificación del nivel de diseño de la Viga L -38 x40 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA F 30 X 120	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	232	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	58	35	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	3,81	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	240	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	116			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	120			
		3/16	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,47625			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.8 Verificación del nivel de diseño de la Viga F -30 x120 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	132	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	33	25	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	15,24	15	B	CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	140	80	B	NO CUMPLE
30 X 70	IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	66			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	70			
		3/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	1,905			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.9 Verificación del nivel de diseño de la Viga D1 -30 x70 cm. (PB)...

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	96	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	24	35	B	NO CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	104	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	d (cm.)		ALTURA UTIL DE LA VIGA	48			
	h (cm.)		ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	52			
	3/8		DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.10 Verificación del nivel de diseño de la Viga C5 -30 x52 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3				
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN
VIGA K2 30 X 60	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	112	NO HAY	B CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	28	35	B NO CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	5,08	10	B NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	120	70	B NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	56		
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	60		
		1/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,635		
			CARA DEL APOYO			

Tabla. D.11 Verificación del nivel de diseño de la Viga K2 -30 x60 cm. (PB).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
VIGA K3 30 X 56	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	104	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	26	25	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	5,08	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	112	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	d (cm.)		ALTURA UTIL DE LA VIGA	52			
	h (cm.)		ESESOR TOTAL DEL MIEMBRO	56			
	1/4		DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,635			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.12 Verificación del nivel de diseño de la Viga K3 -30 x56 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA A 30 X 70	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	132	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	33	20	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	5,08	15	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	140	15	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	66			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	70			
		1/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,635			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.13 Verificación del nivel de diseño de la columna Viga A -30 x70 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
VIGA	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	176	NO HAY	B	CUMPLE
E	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	44	25	B	CUMPLE
40 X 92	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	5,08	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	184	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES							
		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	88			
		h (cm.)	ESPEJOR TOTAL DEL MIEMBRO	92			
		1/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,635			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.14 Verificación del nivel de diseño de la Viga E -40 x92 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
VIGA F 25 X 70	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	132	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	33	25	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	3,81	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	140	70	B	NO CUMPLE
		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	66			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	70			
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		3/16	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,47625			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.15 Verificación del nivel de diseño de la Viga F- 25 x70 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
VIGA D1 30 X 70	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	132	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	33	25	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	15,24	15	B	CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	140	80	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	66			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	70			
		3/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	1,905			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.16 Verificación del nivel de diseño de la Viga D1 -30 x70 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
VIGA C5 30 X 52	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	96	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	24	25	B	NO CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	104	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	48			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	52			
		3/8	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.17 Verificación del nivel de diseño de la Viga C5 -30 x52 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3						
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE	
VIGA D 40 X 68	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	128	NO HAY	B	CUMPLE	
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	32	25	B	CUMPLE	
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0	10	B	NO CUMPLE	
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	136	70	B	NO CUMPLE	
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	64				
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	68				
			DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0				
			CARA DEL APOYO					

Tabla. D.18 Verificación del nivel de diseño de la Viga D -40 x68 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					CUMPLE
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	
VIGA C 40 X 72	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	136	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	34	25	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	144	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	68			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	72			
		3/8	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.19 Verificación del nivel de diseño de la Viga C -40 x72 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA B 30 X 67	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	126	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	31,5	25	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	7,62	10	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	134	70	B	NO CUMPLE
IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	d (cm.)		ALTURA UTIL DE LA VIGA	63			
	h (cm.)		ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	67			
	3/8		DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,9525			
			CARA DEL APOYO				

Tabla D.20 Verificación del nivel de diseño de la Viga B -30 x67 cm. (PA).

ELEMENTO	DETALLE	ND3					
		ARTÍCULO	REQUISITO	TEÓRICO	PRÁCTICO	VERIFICACIÓN	CUMPLE
VIGA L 30 X 135	EMPLAMES POR SOLAPE	18.2.2.3	NO SOLAPAR A UNA DISTANCIA 2d DESDE LA CARA DEL APOYO	262	NO HAY	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS NO CONFINADAS	18.2.3.3.2	d/2	65,5	20	B	CUMPLE
	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN ZONAS CONFINADAS	18.2.3.3.2	OCHO VECEZ EL DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	5,08	15	B	NO CUMPLE
	ZONA CONFINADA	18.2.3.4	DISTANCIA 2h MEDIDA DESDE LA CARA DEL APOYO EN AMBOS EXTREMOS	270	15	B	NO CUMPLE
		d (cm.)	ALTURA UTIL DE LA VIGA	131			
		h (cm.)	ESPESOR TOTAL DEL MIEMBRO	135			
	IDENTIFICAR PARA CADA VIGA ESTOS VALORES	1/4	DIÁMETRO DE LA BARRA LONGITUDINAL MÁS DELGADA	0,635			
			CARA DEL APOYO				

Tabla. D.21 Verificación del nivel de diseño de la Viga L -30 x135 cm. (PA).

APÉNDICE E

CONFIGURACIÓN DE LAS VARIABLES DE ANÁLISIS
EN ETABS

CUADROS DE DIALOGO DE ETABS

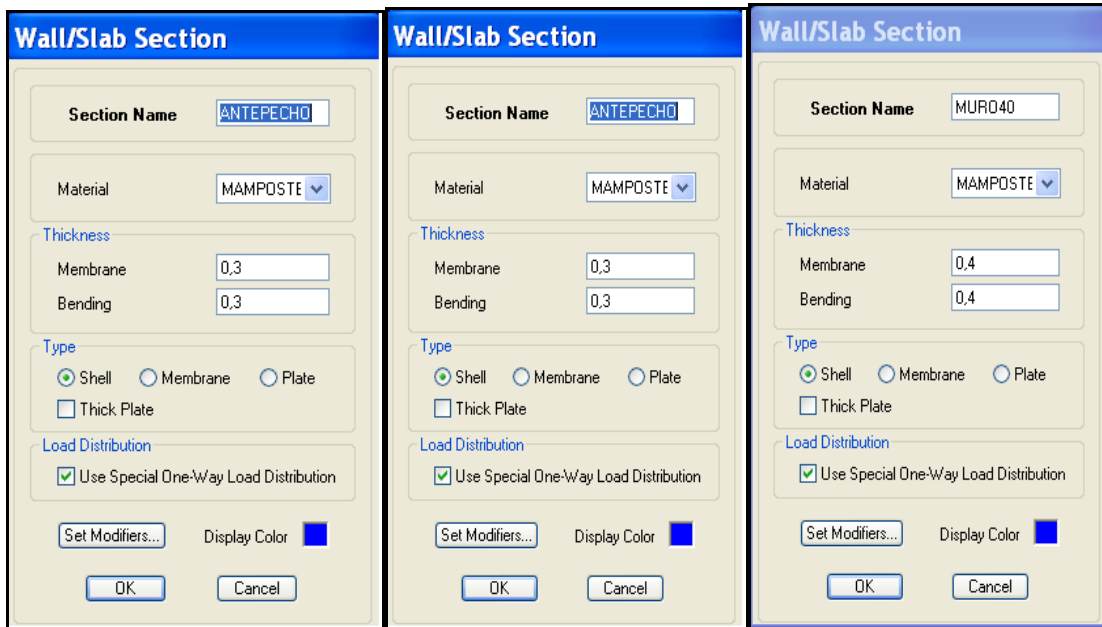


Imagen E.1 Configuración de Áreas.



Imagen E.2 Definición de nombres de caso de cargas estáticas.

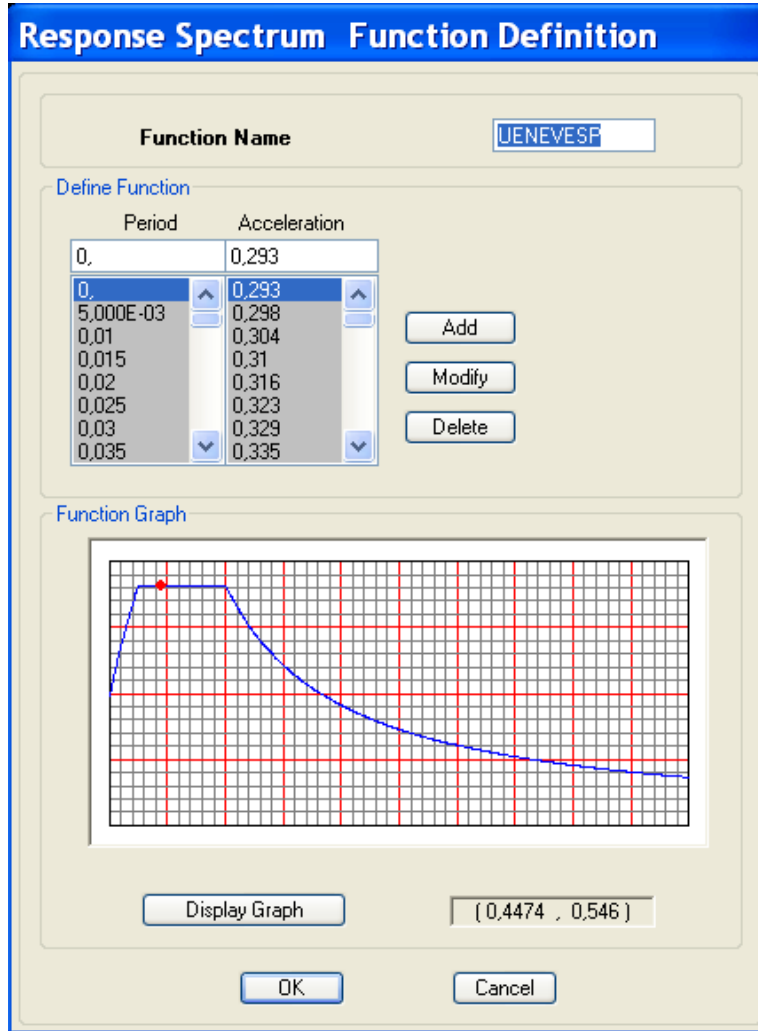


Imagen E.3 Definición de la Función de Respuesta Espectral

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material named 'CONC'. The dialog is organized into several sections:

- Material Name:** A text box containing 'CONC'.
- Display Color:** A color selection box showing a cyan color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A table of material properties:

Mass per unit Volume	0,
Weight per unit Volume	2400,1247
Modulus of Elasticity	1,849E+09
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	7,112E+08
- Design Property Data (ACI 318-99):** A table of design properties:

Specified Conc Comp Strength, f'c	1499999,05
Bending Reinf. Yield Stress, fy	41999973,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	28000029,1

 Below this table is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked, and a text box for 'Shear Strength Reduc. Factor' which is empty.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Imagen E.4. *Data de las propiedades de los materiales. Concreto.*

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material named 'LOSA'. The layout is identical to the previous image, but with the following differences:

- Material Name:** A text box containing 'LOSA'.
- Display Color:** A color selection box showing a magenta color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A table of material properties:

Mass per unit Volume	1750,
Weight per unit Volume	2400,
Modulus of Elasticity	1,849E+09
Poisson's Ratio	0,3
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	7,112E+08
- Design Property Data (ACI 318-99):** A table of design properties:

Specified Conc Comp Strength, f'c	1499999,05
Bending Reinf. Yield Stress, fy	41999973,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	28000029,1

 Below this table is a checkbox for 'Lightweight Concrete' which is unchecked, and a text box for 'Shear Strength Reduc. Factor' which is empty.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Imagen E.5. *Data de las propiedades de los materiales. Losa.*

Imagen E.6. *Data de las propiedades de los materiales. Losa Techo.*

Imagen E.7 *Data de las propiedades de los materiales. Mampostería.*

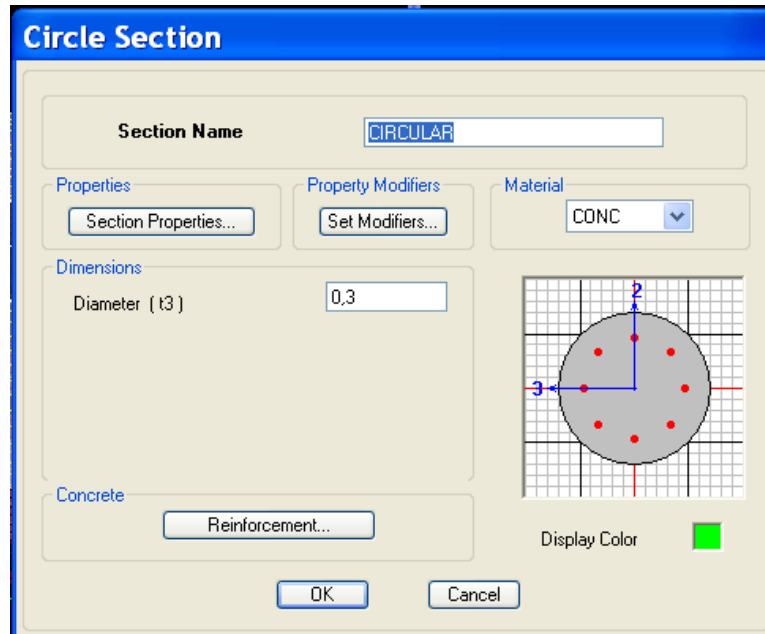


Imagen E.8 Secciones Transversales de elementos. Columna circular.

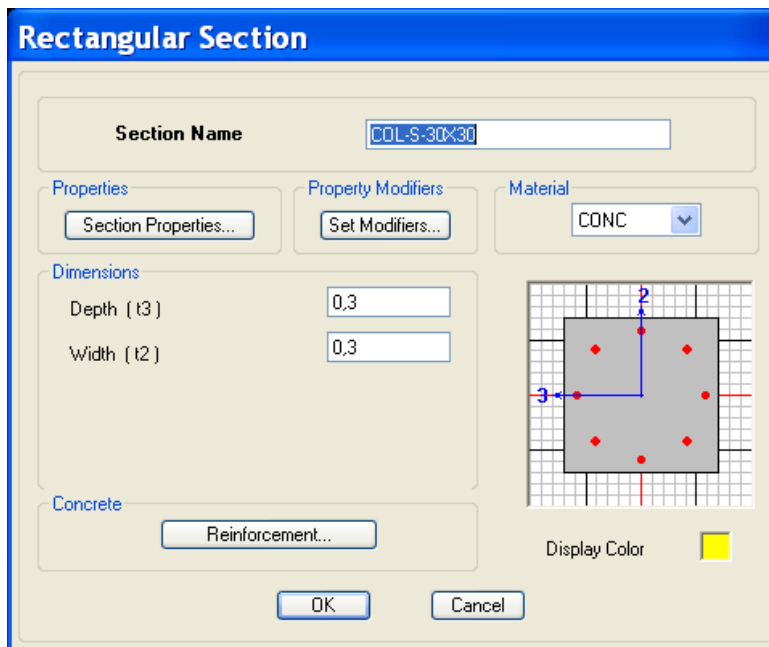
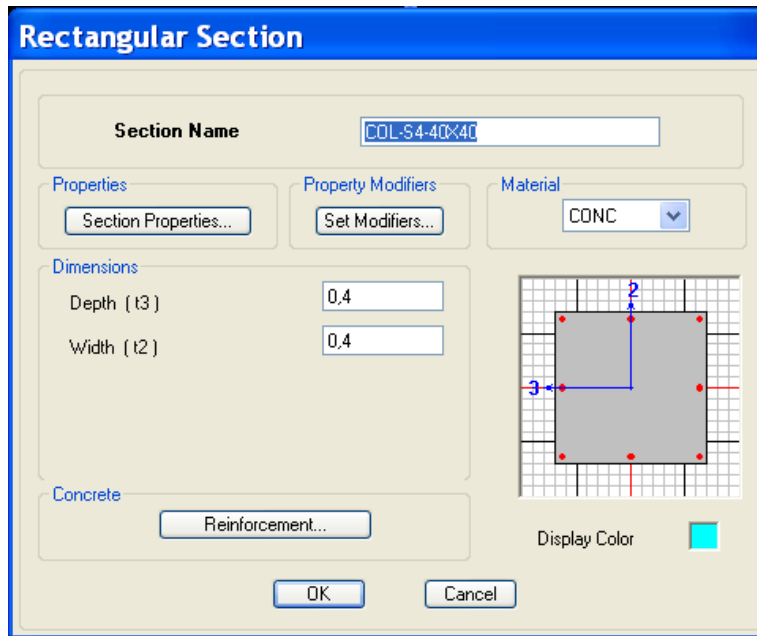
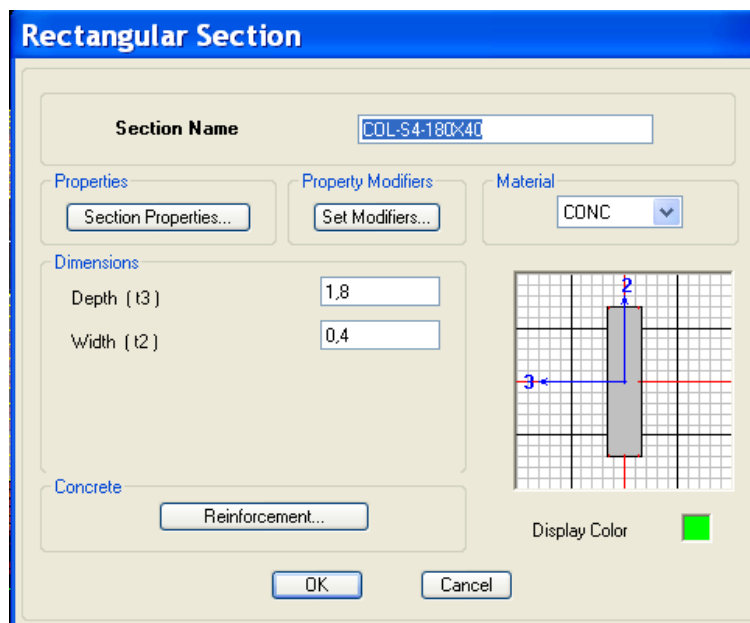


Imagen E.9 Secciones Transversales de elementos. Columna 30x30 cm.**Imagen E.9** Secciones Transversales de elementos. Columna 40x40 cm**Imagen E.10** Secciones Transversales de elementos. Columna 180x40 cm

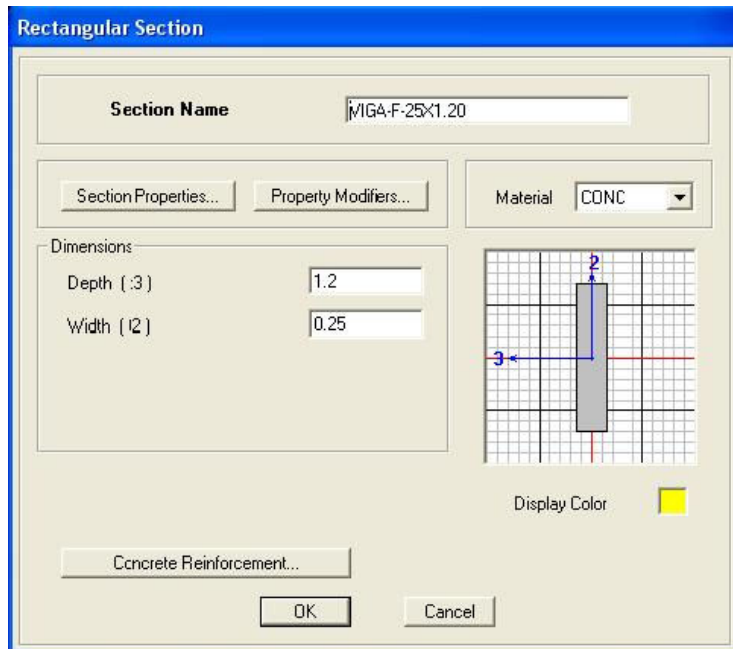


Imagen E.10 Secciones Transversales de elementos. Columna 180x40 cm

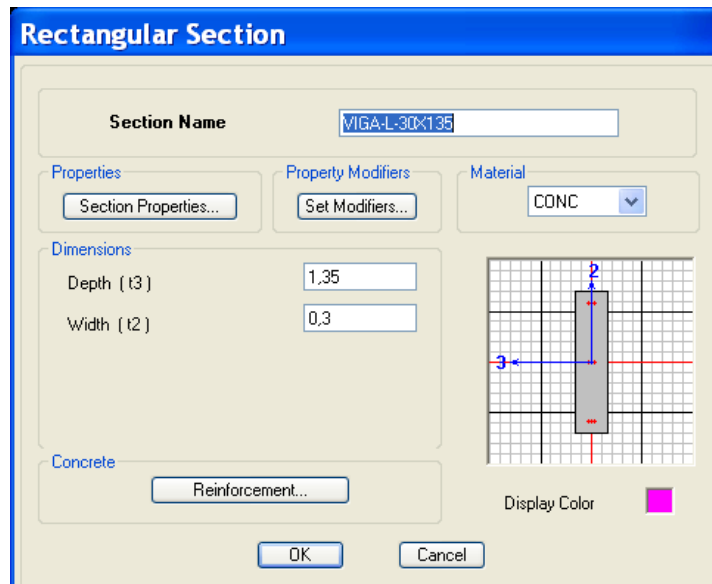


Imagen E.11 Secciones Transversales de elementos. Viga 30x135 cm.

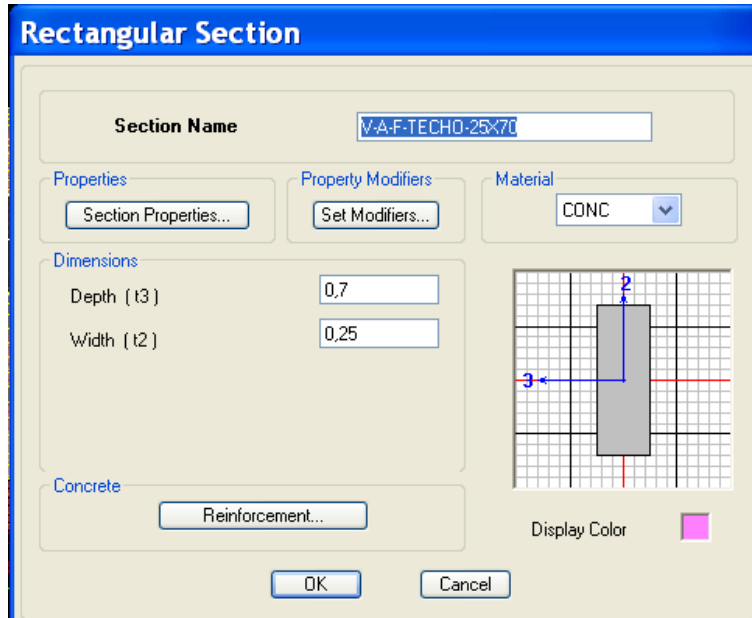


Imagen E.12 Secciones Transversales de elementos. Vigas 25x70 cm.

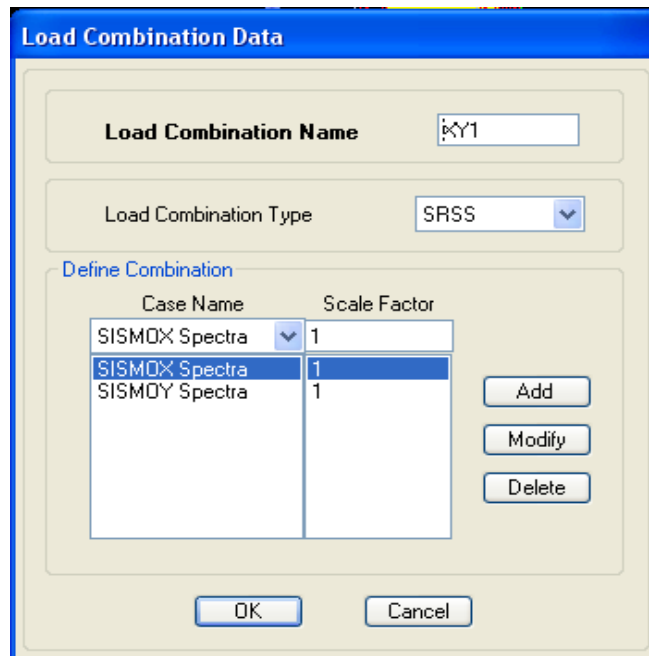


Imagen E.12 Data de combinación de carga

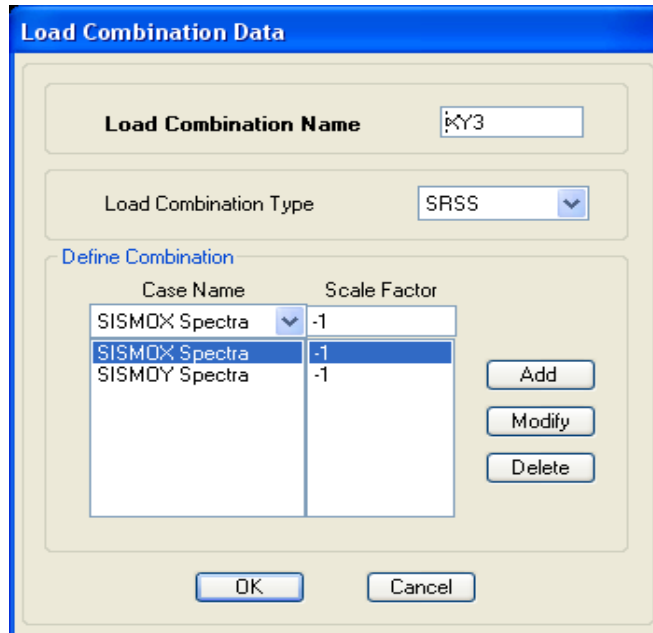


Imagen E.12 *Data de combinación de carga*

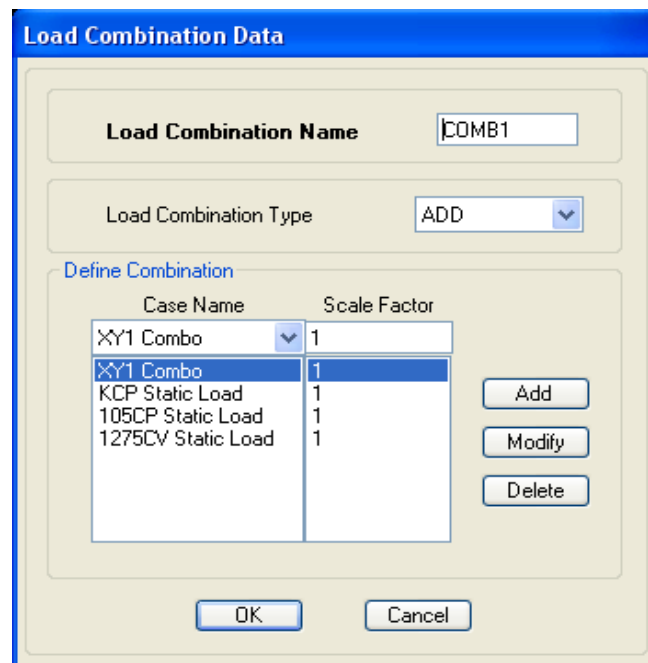


Imagen E.13 *Data de combinación de carga*

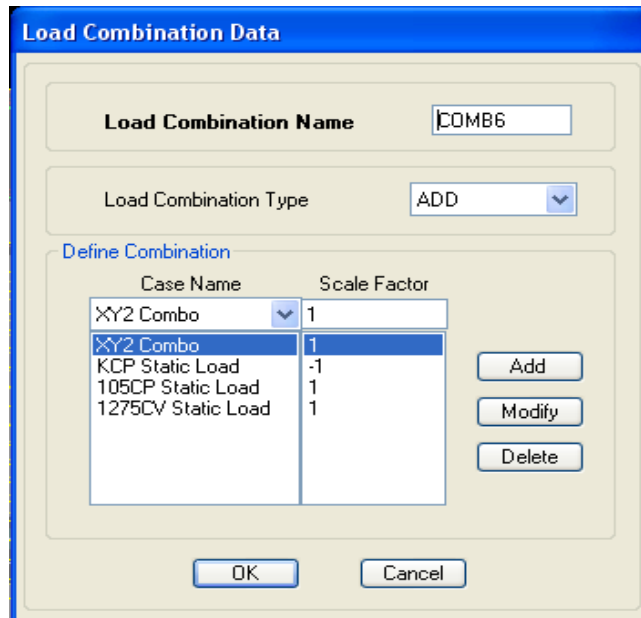


Imagen E.14 *Data de combinación de carga*

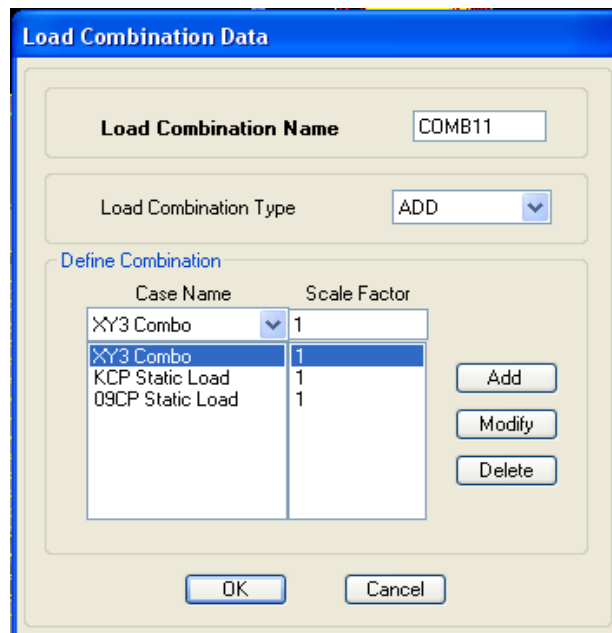


Imagen E.15 *Data de combinación de carga*

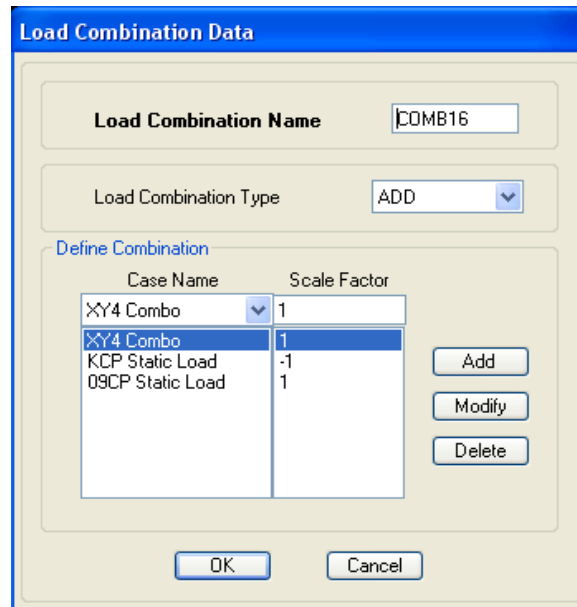


Imagen E.16 *Data de combinación de carga*

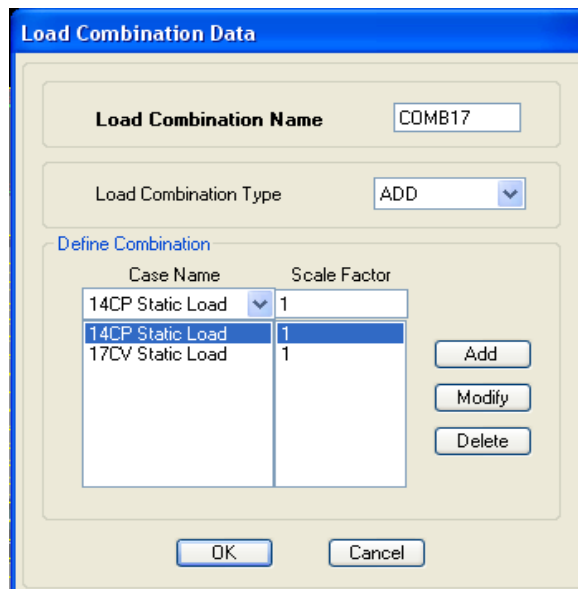


Imagen E.17 *Data de combinación de carga.*

APÉNDICE F
TABLAS – DEMANDA/CAPACIDAD

DATOS	
f'c	150 Kg/cm ²

	30x30	40X40	45X30	30X15	180X40	55X30	45X45	45X40	90X30	62X40	cm
B	30	40	30	15	40	30	45	40	30	40	cm
d	28	38	43	28	178	53	43	43	88	62	cm
S	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	cm
Av	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43	cm ²
fy	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	Kg/cm ²
h	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	m

TIPO (cm)	AREA TRIBUTARIA (m ²)	Carga Axial (tf)	Vc (tf)	Vs (tf)	Vfragil (tf)	My (tf-m)	Hx		Hy		Demani/Cap			FACTOR			
							UTIL (m)	UTIL (m)	UTIL (m)	UTIL (m)	Tipo de Falla x	Tipo de Falla y	X	Y	X	Y	
30X30	12,57	15,12	6,09	4,80	10,90	4,56	4,3	4,3	4,3	2,12	2,12	D	D	R	R	0,04	0,05
45X40	14,46	35,49	6,96	8,2	18,11	11,84	0	4,3	4,3	0	5,51	F	D	R	R	0,15	0,53
40X40	24,27	34,78	11,37	4,35	15,72	8,39	4,3	0	0	3,9	0	D	F	R	R	0,25	0,11
180X40	35,23	94,34	50,46	33,94	84,39	91,59	0	4,3	4,3	0	42,6	F	D	R	R	0,18	0,17
30X15	3,35	7,87	3,06	5,34	8,4	3,51	4,3	4,3	4,3	1,63	1,63	D	D	R	R	0,21	0,05
45X45	23,6	36,33	14,14	8,2	22,34	9,89	4,3	4,3	4,3	4,6	4,6	D	D	R	R	0,7	0,97
62X40	10,95	32,51	17,53	11,82	29,35	16,07	4,3	4,3	4,3	7,48	7,48	D	D	R	R	0,54	0,47
45X30	10,34	30,89	9,71	8,2	17,91	8,39	0	4,3	4,3	0	3,9	F	D	R	R	0,08	0,84
50X30	15,1	32,68	11,75	10,11	21,86	10,77	0	4,3	4,3	0,00	5,01	F	D	R	R	0,1	0,59
90X30	17,02	43,51	19,07	16,78	35,85	27,17	0,00	4,30	4,30	0,00	12,64	F	D	R	R	0,06	0,26

LEYENDA

- D: Ductil
- F: Frágil
- R: Resiste
- S: Separación de ligaduras
- B: Menor dimensión de sección transversal
- d: Altura útil de sección transversal
- h: Altura libre de la columna
- Av: Area de acero de refuerzo trasversal

Resistencia nominal a compresión del concreto
 Resistencia nominal a tracción del acero

Tabla F1. Relación demanda _ capacidad por tipo de columna.
 Fuente: Los Autores

DEMANDA DE COLUMNAS			
COMBINACIÓN	Etiqueta Punto	MAXIMO (tf)	
		Vx	Vy
1-4	1	0,13	0,08
1-4	2	0,09	0,1
1-4	3	0,09	0,12
1-4	4	0,08	0,13
1-4	5	0,08	0,13
1-4	6	0,09	0,13
1-4	7	0,12	0,09
1-4	8	0,13	0,04
1-4	9	0,14	0,04
1-4	10	0,12	0,04
1-4	11	0,09	0,04
1-4	12	0,09	0,1
1-4	13	0,06	0,12
1-4	14	0,05	0,16
1-4	15	0,05	0,17
1-4	16	0,05	0,17
1-4	17	0,06	0,14
1-4	18	0,11	0,14
1-4	19	0,08	0,07
1-4	20	0,09	0,08
1-4	21	0,07	0,08
1-4	22	0,08	0,08
1-4	24	0,22	0,07
1-4	25	0,51	0,1
1-4	26	0,09	0,09
1-4	27	0,35	1,48
1-4	28	0,62	1,26
1-4	29	3,08	2,92
1-4	30	14,81	7,41
1-4	31	14,53	7,8
1-4	32	3,6	2,77
1-4	33	1,99	2,83
1-4	34	0,98	1,67
1-4	35	1,25	1,53
1-4	36	3,34	0,68
1-4	37	2,85	0,99
1-4	38	3,16	0,95
1-4	39	4,34	3,31
1-4	40	3,71	1,11
1-4	41	2,76	2,86
1-4	42	2,8	3,25
1-4	43	3,5	2,94
1-2	44	0,83	1,43
1-2	45	0,77	1,36
1-2	46	0,76	1,25
1-2	47	0,72	1,09
1-2	48	0,35	0,08

Tabla F2. Demandas máximas para las combinaciones 1-4 de las columnas
Fuentes: ETABS

DEMANDA DE COLUMNAS			
COMBINACIÓN	Etiqueta Punto	MAXIMO (tf)	
		Vx	Vy
1-2	49	0,35	0,08
1-2	50	3,21	4,46
1-2	51	4,05	3,49
1-2	52	2,97	1,62
1-2	53	2,22	2,06
1-2	54	0,37	2,17
1-2	55	3,28	2,32
1-2	56	1,79	1,2
1-2	57	1,66	3,24
1-2	58	3,18	2,39
1-2	59	1,56	2,5
1-2	60	0,54	0,16
1-2	61	1,84	2,13
1-2	62	1,4	3,29
1-2	63	2,08	2,09
1-2	64	2,19	2,96
1-2	65	1,39	0,81
1-2	66	1,3	0,83
1-2	67	1,11	3,06
1-2	68	2,12	3,24
1-2	69	1,63	1,21
1-2	70	0,38	0,99
1-2	72	0,04	0,16
1-2	73	0,01	0,14
1-2	74	0,04	0,13
1-2	75	0,1	0,14
1-2	76	3,39	3,6
1-2	77	0,09	0,16
1-2	78	0,03	0,18
1-2	79	0,07	0,18
1-2	80	2,22	1,09
1-2	81	0,71	1,07
1-2	82	2,35	1,21
1-2	83	0,68	1,61
1-2	84	3,09	3,36
1-2	85	3,7	3,22
1-2	86	3,16	3,09
1-2	87	0,07	0,06
1-2	88	0,07	0,07
1-2	89	0,79	2,92
1-2	90	0,86	2,85
	Σ	135,72	125,13

Tabla F3. Demandas máximas para las combinaciones 1-4 de las columnas
Fuentes: ETABS.

