

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO CAJETÓN CERRADO.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.
Sosa B., Marcos G.
Taboada G., Adrián E.
Para optar al título de
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre de 2007.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO CAJETÓN CERRADO.

Tutor académico: Prof. Oscar A. López

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs.
Sosa B., Marcos G.
Taboada G., Adrián E.
Para optar al título de
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre de 2007.

ACTA

El día 05 de noviembre de 2007 se reunió el jurado formado por los profesores:

Oscar A. López
Ángelo Marinilli
Ronald Torres

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "**EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO CAJETÓN CERRADO**"

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
Sosa B., Marcos G.	20	Veinte
Taboada G., Adrián E.	20	Veinte

Recomendaciones:

menCIÓN honorífica

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 05 de 11 de 2007

**Sosa B., Marcos G.
Taboada G., Adrián E.**

**“EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO
EN EDIFICACIONES ESCOLARES TIPO CAJETÓN CERRADO”**

Tutor Académico: Prof. Oscar Andrés López. TRABAJO ESPECIAL DE GRADO. Caracas, UCV. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2007. N° Pág. 131.

RESUMEN

Las edificaciones escolares tipo cajetón cerrado son estructuras construidas por el Ministerio de Obras Públicas en las décadas de 1960, 1970 y 1980, constituidas por pórticos de concreto armado y que poseen un patio interior descubierto, similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno, que colapsó en Cariaco en 1997, pero a diferencia de este poseen un solo módulo sin junta de dilatación y vigas planas en la dirección transversal de la estructura. Se determina el carácter repetitivo de las edificaciones escolares tipo “Cajetón Cerrado” por medio de inspecciones, visitas y vía electrónica. Debido a la ausencia total de planos estructurales de la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento, se realizaron inspecciones detalladas que permitieron desarrollar planos arquitectónicos y estructurales en 2D y 3D, así como también animaciones digitales del modelo en 3D. Se determinaron las propiedades dinámicas de la estructura con asistencia del software SAP2000 para la creación del modelo matemático y de esa manera poder determinar los modos de vibración natural, los desplazamientos máximos y del centro de masa de cada nivel y la demanda de corte en el entrepiso 1 para un espectro de respuesta obtenido de la Norma Sísmica COVENIN 1756. Paralelamente se realizaron los cálculos correspondientes para determinar las derivas máximas de la estructura y la capacidad a esfuerzos cortantes de la misma suponiendo un modo de colapso simultáneo de todas las columnas del entrepiso 1. Se determinó a partir de los resultados obtenidos que la edificación no cumple con la normativa, en lo que se refiere a derivas y capacidad de resistir esfuerzos cortantes, de acuerdo a ello se concluye que la edificación posee un riesgo sísmico elevado, además la influencia de la mampostería en la estructura produce el efecto de columna corta en una gran cantidad de elementos estructurales en cada nivel; por lo que se recomienda llevar a cabo análisis más detallados. En los que se consideren respuestas en el rango no lineal a fin de desarrollar mejoras en la estructura para reforzarla y obtener así un mejor comportamiento de la misma ante un evento sísmico.

DEDICATORIA

A mi esposa Dulcy y mi hija Valeria por ser la fuerza que me empuja a seguir adelante. Las amo.

A mi madre, mi padre y mis hermanos. Gracias por lo que lograron.

A mi familia Cabrera y mi familia Marcano.

A todos mis compañeros y amigos.

Marcos G. Sosa B.

DEDICATORIA

Aprovecho la ocasión para dedicar este trabajo a todas las personas que de una u otra manera contribuyeron en la culminación de una etapa que marca el rumbo del resto de mi vida, principalmente a mis padres que definitivamente con su apoyo, guía, comprensión y amor, hicieron de mi lo que soy hoy. A mis dos hermanas que siempre están presentes y me hacen pensar que no hay hermanos que se quieran tanto como nosotros. A todos mis tíos y primos que han logrado que los sienta como padres y hermanos adicionales a los que ya tengo. A mi novia que me dio el empujón necesario para que me dedicara más seriamente a mi carrera, por brindarme su cariño y confianza, y a su familia por hacer de su casa mi segundo hogar. A mis amigos Manuel, Luis, Pedro, Nestor, Dulcy, Anális, Iralis, Alicia, Karem, Dayana, Ingrid y el que falte por nombrar ya que junto a ellos logre superar el nivel básico de la carrera y por los grandes momentos que me han brindado. También a mis amigos y compañeros de escuela, Karina, Maria Carolina, Lisette, Álvaro, Roberto, Raúl, Luis, Mary Ann y Juan, por siempre darme su ayuda.

Adrián E. Taboada G.

AGRADECIMIENTOS

Damos gracias a nuestro tutor, el profesor Oscar Andrés López, por haber sido nuestra guía a lo largo de toda la investigación; al personal docente y administrativo de las escuelas visitadas, por toda la colaboración prestada durante las visitas realizadas; a el ingeniero Cristian Jraige por brindarnos su apoyo en el estudio de la edificación; a los ingeniero Sergio Rodríguez, Cesar Peñuela y Ronald Torres por su ayuda en todo lo referente al uso de equipos; al grupo de trabajo del Proyecto Escuelas del IMME y a todos aquellas personas que contribuyeron en la realización de este Trabajo Especial de Grado.

Gracias a todos.

Marcos Sosa; Adrián Taboada.

INDICE

CAPITULO I. Planteamiento del Problema.

I.1 Situación Problemática.....	1
I.2 Objetivos.....	3
I.3 Justificación.....	4

CAPITULO II. Marco Teórico.

II.1 Causa y efecto de los sismos.....	5
II.2 Movimientos sísmicos del terreno.....	5
II.3 Riesgo y vulnerabilidad de las estructuras sismorresistentes.....	7
II.4 Peligro sísmico.....	8
II.5 Propiedades y efectos que presentan las estructuras sismorresistentes.....	9
II.6 Métodos de análisis estructural.....	12
II.6.1 Método de superposición modal de un grado de libertad.....	12
II.6.2 Método de la torsión estática equivalente.....	13
II.6.3 Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.....	14
II.7 La experiencia del terremoto de Cariaco.....	14
II.8 Comportamiento del Liceo Raimundo Martínez Centeno.....	15
II.9 Descripción del programa SAP 200 para el modelado estructural.....	16

CAPITULO III. Marco Metodológico.

III.1 Ubicar e inspeccionar escuelas tipo Cajetón Cerrado.....	18
III.2 Levantamiento de un archivo fotográfico.....	18
III.3 Levantamiento geométrico de la edificación.....	18
III.4 Identificación de los materiales que componen el edificio.....	18
III.5 Elaboración de modelos matemáticos.....	19
III.6 Análisis dinámico del edificio.....	19
III.7 Determinación del riesgo sísmico.....	19
III.8 Recomendaciones para la adecuación sismorresistente.....	19

CAPITULO IV. Descripción de las Edificaciones.

IV.1 Inspecciones realizadas.....	20
IV.2 Edificaciones Inspeccionadas.....	20
IV.3 Análisis detallado de la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento.....	27
IV.3.1 Descripción de la edificación.....	27
IV.3.2 Determinación del acero de refuerzo.....	32

CAPITULO V. Desarrollo de Modelos Matemáticos.

V.1 Masas, Inercias y centros de masa de la estructura.....	33
V.2 Modelos Matemáticos.....	35
V.3 Espectro Utilizado.....	36

CAPITULO VI. Análisis de las Propiedades Dinámicas.

VI.1 Descripción de las masas participativas.....38

CAPITULO VII. Respuesta Sísmica.

VII.1 Estudio de las derivas.....41
VII.2 Relación Demanda/Capacidad.....43
VII.2.1 Demanda.....44
VII.2.2 Capacidad de las columnas a fuerza cortante.....45
VII.2.3 Cociente Demanda/Capacidad.....48
VII.3 Riesgo sísmico.....49

CAPITULO VIII. Recomendaciones.....51

CAPITULO IX. Conclusiones.....52

REFERENCIAS.....55

ANEXO 1.....56

ANEXO 2.....70

ANEXO 3.....86

ANEXO 4.....104

ANEXO 5.....108

ANEXO 6	110
ANEXO 7	112
ANEXO 8	115
ANEXO 9	120

CAPITULO I

Planteamiento del Problema

I.1 Problema

Partiendo de la experiencia del terremoto ocurrido en la ciudad de Cariaco en 1997 donde se apreció que muchas de las edificaciones que presentaron fallas considerables en su estructura, fueron las de uso educacional. [3]. En la actualidad, se está llevando a cabo por parte del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME conjuntamente con FEDE y FUNVISIS Un proyecto, donde se busca determinar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones escolares en todo el país.

Como resultado de terremotos ocurridos en varios lugares alrededor del mundo, se ha revelado que el factor que generalmente produce las fallas en las estructuras del tipo escolar, es el efecto de columna corta [3]. Las edificaciones de uso educacional deben tener buena iluminación y ventilación, lo que resulta en grandes espacios para ventanas y paredes de baja altura, que confinan los elementos estructurales como las columnas, limitando su capacidad para la deformación, concentrando esfuerzos en puntos donde no se esperan este tipo de acciones, ya que antiguamente las normas de construcciones antisísmicas (Normas para el cálculo de edificios 1955. MOP y Norma Provisional para Construcciones antisísmicas 1967. MOP) no consideraban los elementos no estructurales como la mampostería al momento de realizar el cálculo estructural.

En Venezuela, el 9 de Julio de 1997, en la población Cariaco, Estado Sucre, cuatro edificaciones escolares resultaron severamente afectadas por un evento sísmico provocando la muerte de 23 personas entre estudiantes y maestros [5]. Entre las edificaciones afectadas se encuentra el Liceo Raimundo Martínez

Centeno, el cual fue construido con una estructura a la cual se ha denominado tipo “cajetón”, constituido por dos módulos con planta en forma de “C” separados por una junta de dilatación, lo que resulta en una planta de forma rectangular. Debido a la falla estructural de dicha edificación ocurre la muerte de 18 estudiantes que se encontraban en sus instalaciones al momento del evento sísmico y resulta preocupante que este tipo de estructura se encuentre en varias regiones del país.

En Caracas se han identificado varias edificaciones del tipo “cajetón” gracias a la participación de la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), entre las cuales se encuentra la Unidad Básica Domingo Faustino Sarmiento, ubicada en la calle Nte. 23-2 de Maripérez. Esta edificación presenta en general las mismas dimensiones y características que se encontraron en el Liceo Raimundo Martínez Centeno, con la excepción de que está constituida por un solo módulo sin junta de dilatación, por lo cual ha sido denominada tipo “cajetón cerrado”. Dicha similitud ha despertado la siguiente interrogante:

¿Es vulnerable la U. B. Domingo Faustino Sarmiento a las acciones de un probable evento sísmico?

I.2 Objetivos

I.2.1 Objetivo General:

Determinar la vulnerabilidad y riesgo ante eventos sísmicos de escuelas tipo cajetón cerrado y proponer alternativas para la adecuación sismorresistente de estas edificaciones.

I.2.2 Objetivos Específicos:

- Inspeccionar escuelas del tipo cajetón cerrado y evaluar la similitud entre ellas.
- Realizar el levantamiento geométrico y fotográfico del cajetón cerrado U. B. Domingo Faustino Sarmiento.
- Elaborar planos arquitectónicos (plantas, fachadas y detalles) y estructurales (vigas, columnas, losas) en 2 y 3 dimensiones.
- Calcular la respuesta de la edificación ante los sismos definidos en las normas nacionales de diseño sismorresistente.
- Evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico en la edificación.

I.3 Justificación

Con la realización de éste trabajo se generará información que permitirá desarrollar soluciones prácticas para la adecuación sismorresistente de la edificación perteneciente a la U. B. Domingo Faustino Sarmiento, la cual es muy similar y en algunos casos idéntica a otros centros educativos, permitiendo así disminuir el riesgo que pueden sufrir las personas que día a día ocupan y laboran en ella, que en su mayoría son jóvenes estudiantes, niños y niñas, quienes representan un recurso muy importante para el futuro del país, y por tanto debe garantizarse su seguridad.

Además el estudio que se desea realizar forma parte de un proyecto macro que ejecuta actualmente el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela con la participación de la Fundación de Edificaciones y Dotaciones Educativas (FEDE), la Fundación Venezolana de Investigación Sísmica (FUNVISIS) y varios estudiantes de pregrado y postgrado de la UCV, financiado por Ministerio de Ciencia y Tecnología (MCT) a través del FONACIT, el cual tiene como objetivo la investigación y evaluación del riesgo sísmico en edificaciones escolares de todo el país para finalmente adecuarlas de tal forma que resistan las acciones producidas por los sismos y evitar su colapso.

CAPITULO II

Marco teórico

II.1 Causa y efectos de los sismos.

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida dicha corteza. Estos eventos sísmicos producen la liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de deslizamiento de laderas y aberturas de grietas en el suelo.

II.2 Movimientos sísmicos del terreno.

Las ondas producidas en un evento sísmico se propagan desde la zona de ruptura, las cuales pueden viajar grandes distancias a través de la roca denominadas ondas de cuerpo que a su vez reflexionan y refraccionan en ondas superficiales. Las ondas de cuerpo se dividen en ondas *P* y en ondas *S*, en las ondas *P* las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación y en las ondas *S* las partículas se mueven

transversalmente a la dirección de propagación. La velocidad de propagación de las ondas P es mayor que la de las ondas S, por lo que a medida que nos alejamos del epicentro crece la diferencia de tiempo de llegada de los dos tipos de trenes de ondas.

Para medir el tamaño de los sismos se utiliza la magnitud, de forma tal de cuantificar la energía liberada por el temblor y su potencial destructivo global, semejante a lo que se hace con las bombas. La escala de magnitud más común es la de Richter, que se basa en la amplitud de un registro en condiciones estándar. Varios autores han propuesto escalas basadas en registros de diversos tipos de ondas, siendo las más populares la magnitud de ondas superficiales M_s , y la de ondas de cuerpo m_b . Las escalas mencionadas se limitan a temblores de ciertas características y se saturan, es decir, dejan de crecer cuando alcanzan valores alrededor de 8 aunque su destructividad del temblor siga aumentando. Por esas razones, se ha desarrollado una medida más directa de la energía disipada por un sismo denominada momento sísmico M_0 , el cual es el producto de la rigidez a cortante de la corteza terrestre por el área de ruptura y por el deslizamiento de la falla que genera el temblor. Para relacionar el momento sísmico con las escalas convencionales de magnitud. Hanks y Kanamori (1979) han definido una nueva escala con la fórmula:

$$M = 2(\log_{10}M_0) / 3 - 10.7$$

Del punto de vista de ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios donde existen o se van a construir las edificaciones. Esto se refiere a la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado. A esta característica de los sismos se le llama intensidad, y es claro que un mismo sismo, aunque tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. La escala de intensidades más

usada es la de Mercalli Modificada, se asignan intensidades entre I y XII, donde IV o menores no corresponden a daño estructural y una intensidad de X corresponded a una destrucción generalizada.

II.3 Riesgo y vulnerabilidad de las estructuras ante un evento sísmico.

Toda estructura puede estar sujeta a un riesgo sísmico que puede definirse en forma simplificada como una función de la amenaza sísmica y de la vulnerabilidad estructural mediante la siguiente relación:

$$R_s = \text{Amenaza} \times \text{Vulnerabilidad}$$

El riesgo sísmico podrá reducirse sólo si se reduce alguna de las variables involucradas en dicha ecuación. La amenaza sísmica supone un conocimiento exhaustivo de las fuentes sísmicas capaces de generar terremotos en el área de estudio y su probabilidad de ocurrencia. Generalmente esta información se encuentra en las normas y se ilustra mediante mapas de zonificación sísmica, que con frecuencia poco dicen, acerca del riesgo real que una estructura tiene ante la acción de un sismo.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura podría definirse como 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. El problema básico radica en estimar con certeza cual sería la respuesta de la edificación ante la acción de terremotos que sean realmente críticos.

Las edificaciones ubicadas en zonas sísmicas deben tener propiedades sismorresistentes. La sismorresistencia se basa en definir niveles de daño

admisible en función de la intensidad de los terremotos, que la estructura puede sufrir durante su vida útil. Las construcciones deben resistir, en régimen elástico y por tanto sin ningún tipo de daño estructural, los sismos de probabilidad apreciable de ocurrencia durante su vida útil, entendiendo por estos, los que tienen un período de retorno del mismo orden, del período de vida útil de la estructura.

Ante sismos severos con probabilidad razonable de ocurrencia (a los que la Norma COVENIN 1756 asigna un período de retorno de 475 años), se admite que la estructura va a entrar en el rango inelástico. Se acepta por tanto que se produzcan deformaciones permanentes, y consecuentemente daños, de cierta importancia, pero que nunca lleguen a provocar el colapso de la estructura.

Ante sismos relativamente severos el daño estructural debe mantenerse dentro de unos límites que permitan la reparación de la estructura a un costo razonable. En cambio, ante sismos de mayor intensidad, el objetivo es evitar el colapso, aunque los daños producidos en la estructura sean irreparables. Esto sólo resulta posible, si los elementos estructurales y sus conexiones poseen una capacidad de deformación inelástica adecuada, que garantice que la estructura sea capaz de disipar este exceso de energía deformándose plásticamente.

II.4 Peligro sísmico.

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura generan los sismos. En una zona sismogénica se producen sismos de diferentes magnitudes, según el tamaño del tramo de falla que se rompe en cada evento. Se suele suponer un modelo, propuesto por Gutenberg y Richter (1954), para relacionar el número de años que en promedio

transcurre entre uno y otro evento de cierta magnitud. Este lapso promedio se denomina periodo de retorno, N, y aumenta con la magnitud, según la relación:

$$\text{Log}_{10}N = a + bM \quad [2]$$

II.5 Propiedades y efectos que presentan las estructuras sismorresistentes.

Las estructuras sismorresistentes son todas aquellas capaces de sufrir deformaciones ante un evento sísmico sin producirse colapso de la misma. Estas edificaciones deben poseer algunas propiedades y se verán afectadas por algunos fenómenos que se explican a continuación:

a) Ductilidad: La energía que un terremoto aporta a la estructura se disipa por el efecto combinado del amortiguamiento y, sobre todo, de las deformaciones inelásticas de sus elementos. Esta capacidad de los elementos estructurales, para disipar energía mediante deformaciones cíclicas en el dominio inelástico, sin que se produzca su colapso, es lo que se denomina ductilidad de la estructura.

En el caso de una estructura con varios grados de libertad, un comportamiento dúctil adecuado, deberá permitir la disipación de buena parte de la energía, que el sismo aporta a la estructura mediante mecanismos de histéresis estables y bien distribuidos por toda ella, que aseguren que no se produzca el colapso global de la estructura, por el fallo de alguno de sus elementos. La ductilidad global de la estructura, depende de la ductilidad de sus materiales por un lado y de la tipología estructural y los detalles constructivos por otro

(más concretamente de las soluciones constructivas adoptadas en los nodos de conexión entre elementos).

La ductilidad es mayor en las estructuras desplazables -como pórticos- que en las rígidas -como las apantalladas-, pero siempre que en los nodos exista la capacidad suficiente para permitir importantes deformaciones. A nivel de sección, la capacidad de disipación de energía, es mayor en las secciones sometidas a flexión que en las comprimidas, por lo que se debe fomentar que sean las secciones sometidas a flexión las que se agoten antes.

En base a la ductilidad las normativas sismorresistentes permiten aminorar las acciones de cálculo, y es por ello que muchas de las prescripciones constructivas y recomendaciones de diseño reflejadas en tales normativas están orientadas a garantizar precisamente que la estructura tenga la ductilidad esperada.

b) Interacción Suelo-Estructura: Uno de los factores que representa mayor influencia sobre la estructura y su comportamiento, es el tipo de suelo sobre el cual se construyó y las solicitaciones que este le transmita. En particular, cuando la estructura se asienta en un terreno rígido, se ha observado en términos generales, un mayor nivel de daño en estructuras rígidas que en estructuras flexibles. Cuando la estructura se asienta en un terreno blando, los fenómenos de interacción suelo estructura cobran importancia, debiéndose incorporar en el análisis. Un suelo blando tiende a filtrar el contenido en frecuencias del terremoto, amplificando los períodos largos. En general se ha observado un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones son de suelo blando.

- c) **Torsión:** El fenómeno de torsión se produce cuando no coinciden el centro de masas y el centro de rigidez en una planta de una edificación, aparece en dicha planta un momento torsor que debe ser absorbido por los soportes de la planta. Este fenómeno suele ser debido a una falta de simetría de la edificación o a una distribución no uniforme de las masas.

En caso de modelar la estructura en tres dimensiones para su análisis dinámico, la inclusión de los efectos de torsión resulta automática. Sin embargo, en el caso más habitual en que el modelo de la estructura corresponda al de un edificio de cortante en dos direcciones ortogonales, la torsión se incluye en el análisis de manera desacoplada, superponiendo a los esfuerzos producidos por las fuerzas sísmicas equivalentes (obtenidas considerando sólo un grado de libertad de traslación por planta). El valor del torsor en cada planta viene dado por el momento que producen dichas fuerzas sísmicas equivalentes, aplicadas en el centro de masa, respecto al centro de rigidez de la planta.

- d) **Mecanismo de Falla Dúctil:** Este mecanismo de falla 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.

- e) **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 paredes a media altura a las columnas, que reducen su libre deformación. [3]

II.6 Métodos de análisis estructural.

Existen diferentes formas de determinar la respuesta de la estructura ante sismos, que pueden ser estáticas o dinámicas y a su vez pueden ser de comportamiento elástico de los materiales o con comportamiento inelástico de los materiales. Aquí se presentan diferentes métodos de determinarlos:

II.6.1 Método de Superposición Modal de un Grado de Libertad por Nivel

El análisis modal, es aplicable para calcular la respuesta elástica lineal de estructuras de varios grados de libertad. La respuesta de la estructura es determinada mediante la superposición de las respuestas individuales, en cada uno de sus modos naturales de vibración. Cada modo está caracterizado por su propio patrón de deformaciones, es decir, su forma modal. Igualmente, cada modo tiene su propia frecuencia de vibración, la frecuencia modal, así como su propio amortiguamiento. El uso de los espectros de respuesta especificados en el capítulo 7 de la Norma 1756 “Edificaciones Sismorresistentes” suponen simplificada que la edificación tiene el mismo coeficiente de amortiguamiento en cada uno de sus modos de vibración, igual al cinco por ciento (5%). La respuesta de la estructura puede modelarse, por tanto, en términos de la respuesta de un cierto número de osciladores de un grado de libertad, cuyas propiedades representan los distintos modos y el grado en el cual cada modo es excitado por el movimiento sísmico.

Ensayos a escala natural y análisis de la respuesta sísmica de las estructuras de edificios, han comprobado que el método de análisis elástico modal con la acción sísmica descrita por su espectro de respuesta, constituye una buena aproximación para el análisis de la respuesta inelástica. [1]

II.6.2 Método de la Torsión Estática Equivalente

La incorporación de la torsión estática, adicionalmente a las fuerzas cortantes es necesaria para tomar en cuenta: a) las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas, los efectos accidentales que incluyen incertidumbres en las posiciones de los centros de masa y de rigidez (variaciones aleatorias de su posición), excitación rotacional en la base de la edificación, efectos inelásticos asimétricos y de la tabiquería. La amplificación dinámica de la excentricidad estática está ligada al acoplamiento de los distintos modos de vibración lateral-torsional. Ellos pueden combinarse entre sí mediante el criterio de la combinación cuadrática completa (CQC), sobre todo, para excentricidades pequeñas, debido a la cercanía que se produce entre sus periodos.

La excitación rotacional del terreno, está asociada principalmente a variaciones de los tiempos de llegada, de los impulsos de las ondas sísmicas, a lo largo de la base de las edificaciones. Cuanto más grande es la base, mayor es la excitación rotacional que se genera. A partir del análisis matemático del fenómeno se pueden construir espectros rotacionales, que han justificado valores tradicionales de la excentricidad accidental de entre 5% a 10% del ancho de las plantas. Los efectos de la amplificación dinámica, debidos a excentricidad intrínseca y los accidentales, son aproximadamente aditivos. [1]

II.6.3 Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel

El método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, tiene por objeto evaluar la respuesta dinámica y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todas las estructuras, excepto para aquellas que tienen o se consideran diafragmas flexibles.

En este método, se consideran como coordenadas de respuesta modal, los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel. Los valores de respuesta sísmica deberán calcularse para los casos de sismos en direcciones X e Y, actuando independientemente. Los modos obtenidos tienen desplazamientos en dos direcciones y rotaciones. Sin embargo, las respuestas modales que se calculan están definidas para una determinada dirección del sismo; entonces, los factores de participación de cada modo corresponden a esa dirección y se calculan tomando esto en consideración. [1]

II.7 La experiencia del terremoto de Cariaco.

El terremoto de Cariaco ocurrió a las 3:24 p.m. del día 9 de julio de 1997. El movimiento vibratorio provocó el desplome de 7 edificios de concreto armado, causando 74 víctimas fatales y 522 heridos. En la ciudad de Cariaco se desplomaron cuatro edificaciones educacionales, el edificio del Banco del Orinoco de dos niveles y un hotel de tres niveles en construcción, siendo todas ellas de concreto armado, y unas 300 viviendas unifamiliares con paredes portantes de bahareque o de bloques de arcilla o concreto. Cerca de las edificaciones escolares habían otras construcciones de un nivel en las que no se apreciaron daños. Dos de las cuatro edificaciones escolares derrumbadas formaban parte de la escuela

primaria Valentín Valiente y otras dos pertenecían al liceo Raimundo Martínez Centeno. [5]

II.8 Comportamiento del Liceo Raimundo Martínez Centeno.

a) Descripción del liceo: El liceo estaba constituido por dos módulos similares e independientes, con planta en forma de “C” y separados por una junta de construcción. Ambos módulos unidos dan la apariencia de una planta rectangular anular. Un módulo tenía tres pisos y el otro se le agregó un piso adicional en una pequeña zona. La estructura es de concreto armado con pórticos de vigas altas en ambas direcciones ortogonales y paredes de mampostería de 15 cm de espesor con bloques de arcilla, enmarcadas por la estructura.

Las losas eran nervadas de altura total igual a 30 cm con nervios en dirección transversal (Y). Todas las columnas son de 35x35 cm. Las vigas de carga tenían un ancho de 30 cm. y alturas comprendidas entre 40 cm y 70 cm. Las paredes en los pórticos 1 a 5 llenaban completamente los vanos. En los pórticos B y E eran de altura igual a 2 m generando columnas “cortas” de 70 cm de longitud. En los pórticos A y F las paredes tenían 1,00 m de altura por lo que la longitud libre de las columnas adyacentes era de 1,70 m. El primer entrepiso tenía menos paredes que los otros dos entrepisos; tenía sólo la tercera parte de las paredes que rellenaban los pórticos del segundo entrepiso y la mitad de las del último entrepiso. Además, el primer entrepiso poseía 11 vanos con columnas “cortas” contra 9 en cada uno de los entrepisos superiores.

- b) Comportamiento durante el terremoto:** Un total de 18 estudiantes murieron debido al desplome de los dos edificios. Ambos módulos tuvieron un comportamiento similar, caracterizado por las fallas de las columnas del nivel más bajo y del edificio con desplazamiento predominante en dirección X (este-oeste), aplastando el primer entrepiso y quedando el piso 2 directamente apoyado sobre el nivel del terreno. Se apreció también un desplazamiento significativo en la dirección Y (norte-sur). No se observó evidencia de colisión entre ambos módulos. En los entrepisos 2º y 3º que permanecieron en pie, se apreciaron fallas por cortante en varias columnas “cortas” y fallas a compresión con pandeo del acero longitudinal en otras.
- c) Causas del desplome del liceo:** El derrumbe de los dos edificios del liceo fue el resultado de la combinación de dos factores: Deficiencias de carácter conceptual, y el hecho de haber sido construidas en una zona sísmica con el doble de la intensidad estipulada para la zona según los planos de construcción. Las deficiencias conceptuales responsables del mal comportamiento sismorresistente, eran típicas de los diseños de la época. Aún cumpliendo con todos los requerimientos de la norma de 1967, la capacidad sismorresistente de esas estructuras es considerablemente menor a la capacidad de estructuras diseñadas con las normas modernas, porque éstas han introducido mejoras sustanciales en los criterios de diseño para resistir terremotos. [5]

II.9 Descripción del programa SAP2000 para el modelado estructural.

El programa SAP2000 es uno de los software líder en la ingeniería estructural. Se pueden analizar cualquier tipo de estructura con este programa, incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos (ACI en USA, RCDF en México, EUROCÓDIGO en Europa, etc.).

Se trata de un programa de cálculo estructural en tres dimensiones mediante elementos finitos. Mediante SAP2000 es posible modelar complejas geometrías, definir diversos estados de carga, generar pesos propios automáticamente, asignar secciones, materiales, así como realizar cálculos estructurales de hormigón y acero basados, entre otras normativas, en los Eurocódigos vigentes.

[9]

CAPITULO III

Marco Metodológico

La metodología a seguir para la elaboración de este trabajo especial de grado se puede definir en ocho etapas. Las cuales son:

III.1 Ubicar e inspeccionar escuelas tipo cajetón cerrado: Se tomarán fotografías y algunas dimensiones de escuelas que presenten la tipología del cajetón cerrado y se compararán con la U.B. Domingo Faustino Sarmiento.

III.2 Levantamiento de un archivo fotográfico: En el cual se incluirán las cuatro fachadas (norte, sur, este y oeste), columnas, vigas y losas, cada tipo de pared, tanques, estructuras anexas, etc. Todos los elementos estarán identificados por piso o nivel donde se obtuvo la fotografía.

III.3 Levantamiento geométrico de la edificación: En esta sección se determinará toda la geometría necesaria para la elaboración de planos en dos dimensiones y tres dimensiones, lo cual incluye, las distancias entre ejes de columnas, alturas de entrepisos, secciones de vigas y columnas, alturas de losas, sobrepesos, alturas y espesores de paredes, aberturas, puertas y ventanas, etc.

III.4 Identificación de los materiales que componen el edificio: Esta etapa se llevará a cabo conjuntamente con el personal técnico del IMME, en la cual se identificarán elementos de concreto armado, acero, de mampostería u otros. Identificación de las piezas de mampostería (bloques de concreto, bloques de arcilla, ladrillos, etc.), espesor de friso, separación y diámetro del acero de refuerzo transversal en elementos de concreto armado, localización y diámetro del refuerzo longitudinal, resistencia del concreto, identificación del tipo y profundidad de las fundaciones.

III.5 Elaboración de modelos matemáticos: Con el uso del programa SAP 2000 se prepararán modelos que representen la estructura sola, la estructura con paredes, con escaleras, con anexos, con tanques, etc.

III.6 Análisis dinámico del edificio: Se calculará la respuesta dinámica del edificio utilizando el método de análisis espacial, ante el sismo especificado en la norma COVENIN 1756. En particular, se determinarán los desplazamientos de cada piso, las derivas de cada entrepiso, la fuerza cortante en la base y las solicitaciones en elementos seleccionados de la estructura por medio del programa SAP 2000.

III.7 Determinación del riesgo sísmico: Se establecerá una comparación entre las demandas y las capacidades, en términos de desplazamientos, derivas y fuerzas seleccionadas. La capacidad de cada entrepiso se determinará mediante métodos aproximados que supongan modos de falla probables. Se determinará el grado de cumplimiento de la norma COVENIN 1756.

III.8 Recomendaciones para la adecuación sismorresistente: Se propondrán en forma general, alternativas para mejorar la confiabilidad, ante eventos sísmicos, de la edificación y reducir los riesgos hasta niveles compatibles con las normas vigentes.

CAPITULO IV

Descripción de las Edificaciones

Las edificaciones escolares tipo cajetón cerrado son estructuras construidas por el Ministerio de Obras Públicas en las décadas de 1960, 1970 y 1980, constituidas por pórticos de concreto armado y que poseen un patio interior descubierto, similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno, que se derrumbó en Cariaco en 1997, pero a diferencia de este poseen un solo módulo sin junta de construcción.

IV.1 Inspecciones realizadas:

El 28 de Junio de 2006, se realizaron inspecciones a las U.E. Domingo Faustino Sarmiento (Mariperez), J.M. Nuñez Ponte (Mariperez), Padre Sojo (Bello Monte) y Santiago Key Alcalá (El Valle), con la finalidad de verificar si cumplía con las características básicas que conforman las edificaciones escolares tipo cajetón cerrado. De ésta actividad se pudo tomar la decisión de estudiar detalladamente la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento, ya que ésta presenta características bastantes similares al Liceo Raimundo Martínez Centeno en Cariaco, con la excepción de no presenta junta de dilatación.

El 4 de Agosto de 2006, se realizó la primera inspección al D.F.S. de manera más detallada, donde se tomaron las fotografías de fachadas, elementos estructurales y de mampostería, también se realizaron medidas de columnas, luces, alturas de entepiso y espesor de paredes. Tanto el 20 de Octubre como el 3 de noviembre de 2006 se continuaron con las mediciones necesarias para realizar el levantamiento geométrico de toda la estructura e identificar los elementos de mampostería para poder así realizar los planos de arquitectura y de estructura de la edificación, debido a que no se encontraron planos con

información a nivel estructural, sólo se hallaron un plano de detallado de vigas y dos planos de arquitectura en pórticos, los cuales no coinciden con la realidad ya que representan a una estructura de 2 niveles en vez de los 4 existentes en la edificación.

El 24 de Noviembre de 2006, se efectuó una inspección en el Liceo Manuel Felipe Tovar en la ciudad de Valencia, donde se realizaron mediciones de los elementos estructurales, y separación entre pórticos. También se tuvo la oportunidad de detectar el acero de refuerzo a través del uso del detector de metales (*ferroscan*), con las cuales se obtuvo información de gran importancia ya que se verificaron las distribuciones de refuerzos en los elementos estructurales y se compararon con los planos de dicha edificación, que fueron localizados en las oficinas del MINFRA del estado Carabobo.

El 13 de diciembre de 2006, se realizaron mediciones con el detector de metales para determinar la distribución del refuerzo (Domingo Faustino Sarmiento) de los elementos estructurales, columnas, vigas altas (40x60) y planas (50x30) y dirección de armado de losa, con lo cual se comprobó que sólo las vigas altas actúan como vigas de carga. Además se continuó con las mediciones para el levantamiento geométrico dado que en visitas anteriores no se tuvo acceso a todas las áreas de la edificación. El 15 y el 17 de marzo de 2007, se culminaron las mediciones del acero de refuerzo estructural, las cuales se compararon con el encontrado en los planos del Manuel Felipe Tovar (Valencia), y todo el levantamiento geométrico de la edificación. Además se realizaron medidas del periodo natural de la estructura por medio de instrumentación que fue llevada a cabo por FUNVISIS. El informe de las mediciones realizadas por FUNVISIS se detalla en el **Anexo 4**.

El 19 de mayo de 2007, se realizó una inspección en la Escuela Técnica Licenciado Aranda en el Estado Vargas, donde se realizaron mediciones para obtener el levantamiento geométrico de la estructura, dimensiones de los

elementos estructurales, separación de pórticos, espesor de losa e identificación de los elementos de mampostería. Con ésta visita se logró comprobar el carácter repetitivo de dichas edificaciones, ya que las dimensiones coinciden exactamente con las del liceo Manuel Felipe Tovar ubicado en Valencia.

IV.2 Edificaciones inspeccionadas:

a) U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento: La escuela está constituida por una edificación aporticada con losas nervadas de 30 cm. de espesor, conformada por cuatro (4) niveles incluyendo un apéndice en el nivel superior, el cual ocupa una porción menor (1/3 del área de la planta baja aproximadamente), con altura de entrepiso de 3.05 metros. En la dirección longitudinal hay seis (6) pórticos formados por vigas de 40x60 cm. y en la transversal hay siete (7) pórticos formados por vigas planas de 50x30 cm., todas las columnas tienen sección transversal de 40x40 cm en todos los niveles. La mampostería está conformada por bloques de arcilla.



Fachada Este

Fachada Norte

Figura IV.1. Fotografías de las fachadas principales de la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento. Caracas.

b) U.E. Manuel Felipe Tovar: La unidad educativa está constituida por una edificación aporticada con losas nervadas de 25 cm. de espesor, conformada por tres (3) niveles con altura de entrepiso de 3.00 metros. En la dirección longitudinal hay seis (6) pórticos formados por vigas de 40x70 cm. y en la transversal hay ocho (8) pórticos formados por vigas planas de 50x25 cm., todas las columnas tienen sección transversal de 40x40 cm en todos los niveles. La mampostería está conformada por bloques de concreto. Esta edificación es muy similar a la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento; las diferencias son: un pórtico transversal adicional, la altura de las vigas (70 cm en lugar de 60 cm) y de las losas (25 cm en lugar de 30 cm).



Figura IV.2. Fotografías de las fachadas principales de la U.E. Manuel Felipe Tovar.

Valencia.

c) Escuela Técnica Licenciado Aranda: El instituto está constituido por una edificación aporticada con losas nervadas de 25 cm. de espesor, conformada por tres (3) niveles con altura de entrepiso de 3.00 metros. En la dirección longitudinal hay seis (6) pórticos formados por vigas de 40x70 cm. y en la transversal hay ocho (8) pórticos formados por vigas planas de 50x25 cm., todas las columnas tienen sección transversal de 40x40 cm en todos los niveles. La mampostería está

conformada por bloques de concreto. Este edificio es prácticamente idéntico a la U.E. Manuel Felipe Tovar.

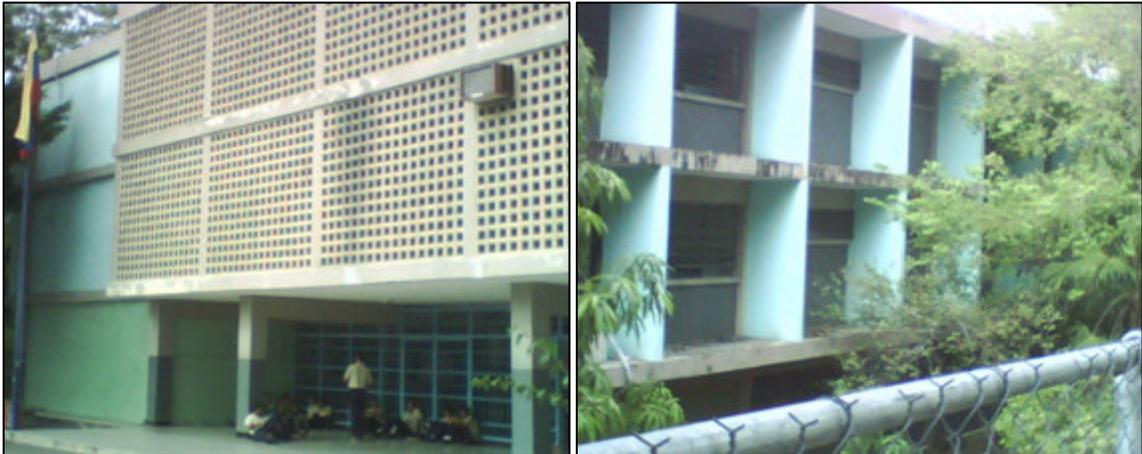


Figura IV.3. Fotografías de las fachadas principales del Escuela Técnica Licenciado Aranda. La Guaira.

A continuación se presenta en la **tabla IV.1**, un cuadro comparativo de la geometría de las edificaciones de los centros educativos Licenciado Aranda, Domingo Faustino Sarmiento y Manuel Felipe Tovar, con información recopilada de las inspecciones realizadas a cada una de estas edificaciones. Y en la cual se aprecian en detalle las similitudes que estas poseen entre sí.

Tabla IV.1. Comparación de la geometría de las edificaciones escolares Licenciado Aranda, Manuel Felipe Tovar y el Domingo Faustino Sarmiento

	U.E.N. Domingo Faustino Sarmiento	Escuela Técnica Licenciado Aranda	E.B. Manuel Felipe Tovar
Dimensiones de Columna	40*40	40*40	40*40
Dimensiones de Viga Longitudinal	40*60	40*70	40*70
Dimensiones de Viga Transversal	50*30	No determinada	50*30
Espesor de Losa	30	25	25
Mampostería	Bloques de Arcilla	Bloques de Concreto	Bloques de Concreto
Nº de Pórticos en dirección longitudinal	7	8	8
Nº de Pórticos en dirección Transversal	6	6	6
Nº de Niveles	4	3	3
Longitud entre eje de columna (longitudinal)	7,2	7,2	7,2
Longitud entre eje de columna (Transversal)	7.2 y 3.6	7.2 y 3.6	7.2 y 3.6
Altura de Entrepiso	3,05	3	3
Presencia de Junta	NO	NO	NO

En la **tabla IV.2** se observa un cuadro comparativo del acero de refuerzo en elementos estructurales entre las edificaciones de los centros educativos Domingo Faustino Sarmiento y Manuel Felipe Tovar, con información recopilada en campo por medio del detector de metales y de planos estructurales respectivamente. A partir de esta comparación se estimó el diámetro de las barras en el D.F.S., dado que los datos arrojados por el detector de metales no son precisos con respecto al diámetro.

Tabla IV.2. Comparación entre acero de refuerzo en elementos estructurales del Manuel Felipe Tovar y el Domingo Faustino Sarmiento

Elemento	U.E. Manuel Felipe Tovar (de planos)	U.B.N Domingo Faustino Sarmiento (de mediciones)	Decisión sobre el armado en el D.F.S.	
Entrepiso 1	Columna A-1	2 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	3 barras de acero longitudinal por cara con ligaduras c/20 cm en parte media y c/12 cm cerca al nodo	3 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8"
	Columna A-7	2 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	2 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo	2 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8"
	Columna A-4 y F-4	3 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	3 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo	3 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8"
	Columna B-2	4 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	6 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo	6 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8"
	Columna B-4	5 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	5 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo	5 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8"
	Columna C-7 y D-7	2 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	4 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo	4 barras de 5/8" por cara (equivalente a la misma área) con ligaduras de 3/8"
Entrepiso 2	Columna D-2 y D-3	3 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con ligaduras c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	4 barras de acero longitudinal por cara, con ligaduras c/12 cm en parte media y c/20 cm cerca al nodo	4 barras de 7/8" por cara con ligaduras de 3/8"
	Viga plana D-E 2	3 barras de acero longitudinal de 5/8" de diámetro, con estribos c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	5 barras de acero longitudinal (cara inferior), con estribos c/20 cm	5 barras de 5/8" con estribos de 3/8"
	Viga alta D-2-3	3 barras de acero longitudinal de 7/8" de diámetro, con estribos c/25 cm en parte media y c/12.5 cm cerca al nodo de 3/8"	4 barras de acero longitudinal (cara inferior), con estribos c/20 cm	4 barras de 7/8" con estribos de 3/8"
Ent. 1	Nodo F-7	No hay refuerzo transversal	No hay refuerzo transversal	No hay refuerzo transversal

Observaciones adicionales a la información presentada en la **Tabla IV.2:**

- Las dimensiones de las columnas son iguales en ambas edificaciones.
- Las dimensiones de las vigas difieren en altura, en Valencia son 10 cm más altas.
- Los estribos en el D.F.S. no disminuyen su separación cerca al nodo.
- El número de barras cambia del M.F.T. al D.F.S. sólo en las columnas donde está el apéndice, con excepción de las columnas C-7 y D-7. El resto tiene el mismo número de barras.

IV.3 Análisis detallado de la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento:

IV.3.1 Descripción de la edificación.

Como se menciona anteriormente toda la información sobre la arquitectura y estructura de la edificación fue recolectada directamente en sitio, debido a que no se pudo localizar ningún plano de la estructura. Con la información recovada en esta investigación, se generaron planos arquitectónicos y estructurales en 2D y 3D; además se realizaron animaciones digitales del modelo en 3D que permiten hacer un recorrido por la edificación y apreciar detalles estructurales importantes como lo son la ausencia de armado en los nodos y la separación de ligaduras y estribos. En la **Figura IV.4** se puede apreciar el modelo en 3D.

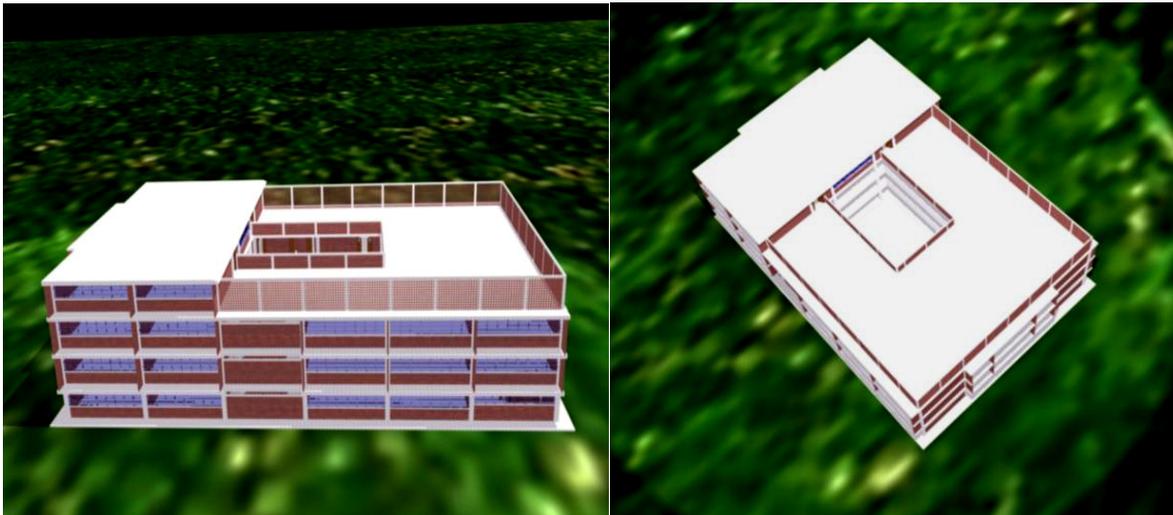


Figura IV.4 *Vistas del modelo en 3D*

La escuela está conformada por un solo módulo, que observado en planta, sugiere la forma de una "O", dicho módulo está conformado por 3 niveles y un apéndice que ocupa 1/3 del total de la planta dando lugar a un cuarto nivel en los primeros 3 pórticos transversales. Cuenta con 7 pórticos transversales separados entre si a 7,20 m. y 6 pórticos longitudinales separados a 7,20 y 3,60 m. como se

muestra en la **Figura IV.5**. Todas las columnas, 40 en total, son de sección transversal cuadrada 40x40 cm. en toda su longitud. Las vigas en dirección longitudinal presentan sección rectangular de 40x60 cm exceptuando la extensión a los volados que es de 40x30 y en dirección transversal son también de sección rectangular pero de 50x30 cm. (vigas planas), las cuales se encuentran embutidas en la losa y pudieron ser identificadas por medio del uso del detector de metales.

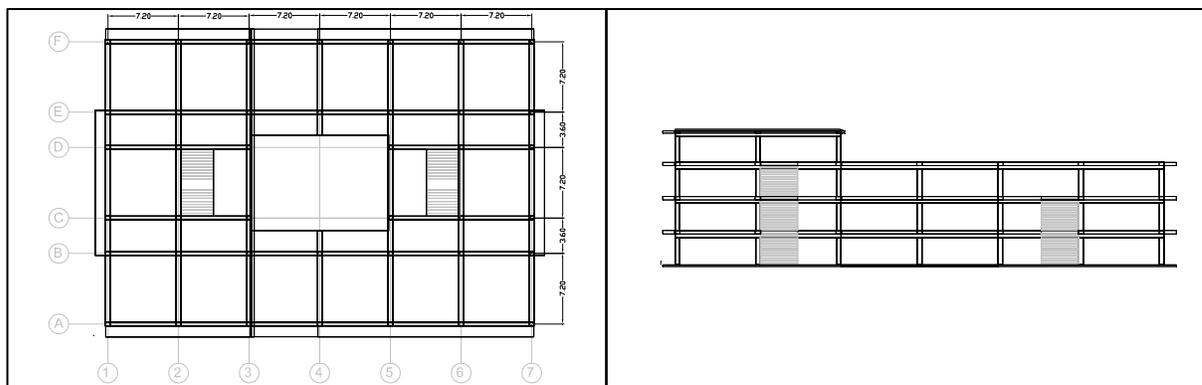


Figura IV.5. Plano de planta (izquierda) y plano de pórtico tipo en dirección longitudinal (derecha)

La planta baja cuenta con un patio central de 14 m en la dirección longitudinal y 10 m en la transversal. En el área nor-este se encuentra ubicada la coordinación de la escuela entre los pórticos E-F y 5-7, continuamente hacia el oeste se encuentra la biblioteca, luego 2 baños, un depósito y por último una cocina y comedor estudiantil. Del lado sur se ubican 4 salones de clases, se repiten los baños al igual que el lado norte y en el extremo este, un depósito más una sala de profesores. Bajo las escaleras del lado oeste nuevamente se encuentra un depósito y junto a este una proveeduría. En los niveles superiores podemos encontrar mayoritariamente salones de clases y eventualmente salones o cuartos especiales para coordinaciones, salas de música, deportes, etc. El área de baños se repite en niveles 1 y 2. En la **Figura IV.6** se presenta el plano de

arquitectura de la planta baja. En el **Anexo 1** se pueden apreciar los detalles arquitectónicos de la edificación.

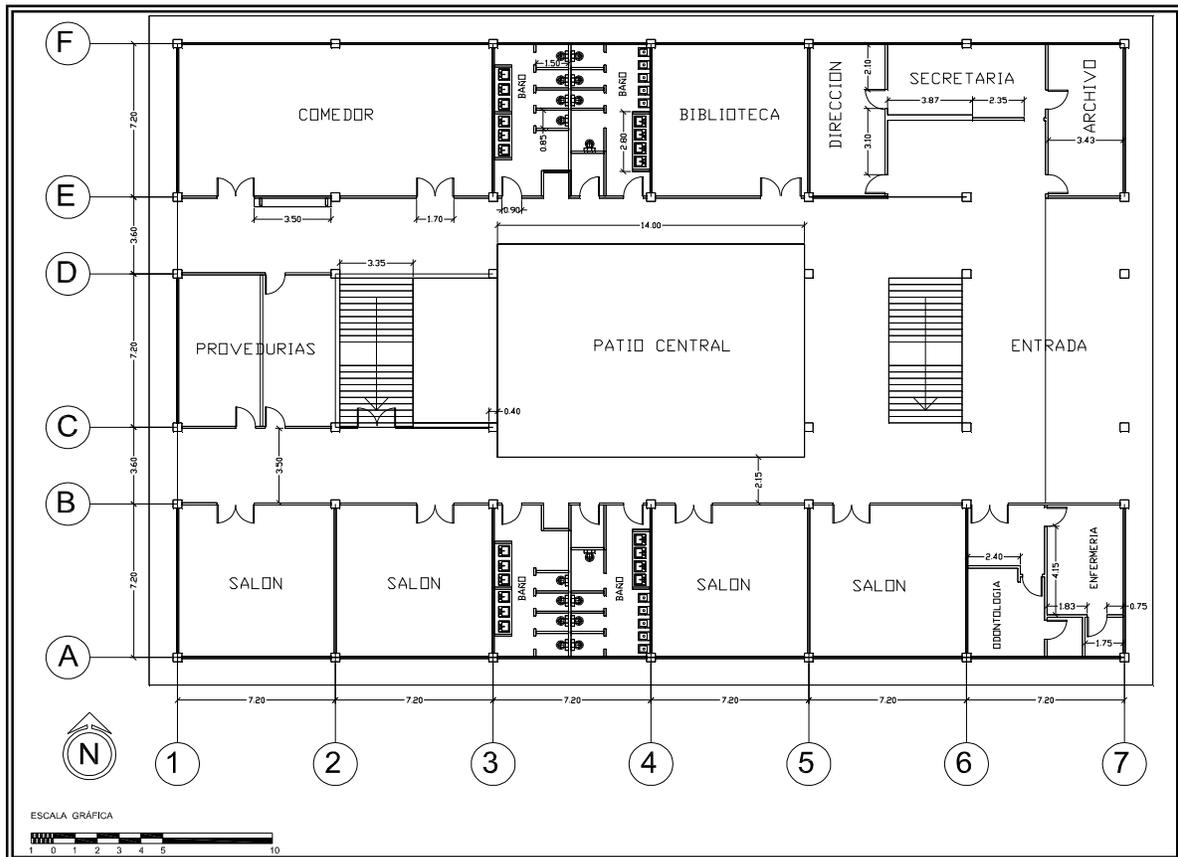


Figura IV.6 Plano de Planta Baja.

La tabiquería existente consta de bloques de arcilla de 25x15x12 cm, sin friso. La sección transversal de estos bloques es muy particular y es mostrada en la **Figura IV.7**. Se pueden encontrar 5 diferentes alturas de tabiquerías:



Figura IV.7. Sección transversal de los bloques en paredes externas.



Figura IV.8. Machón de acero para refuerzo de pared

- 1) Paredes de 1,00 m de altura ubicadas en los pórticos externos longitudinales “A” y “F”, con vigas de corona de sección transversal de 30x8 cm, generando columnas cortas de 1,37 m de altura.
- 2) Paredes de 2,10 m de altura que mayormente se ubican en los pórticos “B” y “E” generando columnas cortas de 35 cm de altura y el espacio restante sólo es ocupado por rejillas, permitiendo ventilación e iluminación.
- 3) Paredes de altura completa, unas sin aberturas ubicadas en los pórticos transversales; y algunas con aberturas de puertas o ventanas, ubicadas en las entradas de los baños y las proveedurías en planta baja. Las paredes completas sin aberturas, ubicadas al costado de las escaleras y separando a las aulas, poseen un machón metálico dispuesto de forma vertical en su parte media y anclado en la parte inferior. **Ver Figura IV.8.**
- 4) En el 3° nivel se ubican bloques de ventilación de arcilla de 20x20x15 cm, los cuales bordean ese nivel formando un muro de 2,60 m de altura

incluyendo la altura de la viga corona de sección transversal de 15x20 cm y con machones de concreto cada 3,65 m de sección 15x20 cm.

- 5) Por último en todos los pórticos en ambos extremos con excepción del “A” y “F”, se encuentran paredes de 1,10 de largo y altura completa que cumplen la función de parasoles. Los planos de todos los pórticos se muestran en el **Anexo 3**.

Las losas de piso de la edificación son nervadas de 30 cm de espesor, aligeradas con bloques de arcilla. Todas se encuentran armadas en dirección norte-sur, con excepción de los volados laterales de la estructura y los pasillos. Además en los pórticos separados por 7,20 m se identificó la presencia de un nervio transversal. Bordeando el vacío en el área central de la edificación, en los niveles 1 y 2, se ubican unos muros de concreto de 1,12 m de altura de sección transversal irregular y constante a lo largo de su longitud, como se muestra en la **Figura IV.9**, los cuales generan columnas cortas en los pórticos “3” y “5” debido a la poca separación, de aproximadamente 1 mm, entre estos y las columnas. Los envigados de cada nivel se muestran en el **Anexo 3**.



Figura IV.9. Sección transversal del muro de concreto y fotografía del mismo haciendo referencia a la poca separación de la columna.

IV.3.2 Determinación de acero de refuerzo.

Durante la recopilación de información básica de la edificación no fueron hallados planos estructurales, por lo que se desconocía el detalle del armado de la misma. En una de las visitas realizadas a la Unidad Educativa Domingo Faustino Sarmiento, se obtuvieron, con la ayuda del detector de metales (*ferroscan*), algunas características del armado de la estructura, como lo son la separación de las ligaduras y estribos, número de barras longitudinales por cada cara, la presencia de vigas planas y un nervio transversal cuando las luces eran igual a 7,20 m. El diámetro del acero longitudinal no se pudo determinar con el detector de metales debido a que el valor reportado por el equipo era siempre igual a 3/8". A continuación se presenta en la **Tabla IV.3** los valores obtenidos con la ayuda del detector de metales. En el **Anexo 2** se muestran las imágenes que generó el equipo y la ubicación de los elementos detectados.

Tabla IV.3 Valores obtenidos con la ayuda del detector de metales.

Vigas planas	50x30 en dirección norte sur
Separación de estribos	Constante a 20 cm.
Separación de ligaduras	20 cm. En el centro y 12 cm. Cercano a los nodos.
Nervio transversal	A 3,60 m. en luces de 7,20 m.

CAPITULO V
Desarrollo de Modelos Matemáticos.

V.1 Masas, Inercias y Centros de Masa de la estructura.

Para el cálculo de las masas de cada uno de los elementos que constituyen la estructura se tomaron en cuenta las consideraciones siguientes:

- El peso de la tabiquería utilizado es de 170 kg/m^2 (Norma COVENIN 2002).
- Las masas de la tabiquería de cada entrepiso influyen tanto para la masa del nivel superior como para la masa del nivel inferior en un porcentaje que depende de la altura de la pared.
- Las inercias de todos los elementos están calculadas en base a su centro de masa. Y luego, con los centros de masa y masas de cada elemento se calculan el centro de masa e inercia de cada nivel.
- Las masas de todos los elementos de concreto fueron obtenidas partiendo del volumen del elemento y la densidad del concreto (2.500 kg/m^3).
- Los valores de carga variable se toman de la Norma COVENIN 2002-88, y son de 300 kgf/m^2 en aulas, 400 kgf/m^2 en pasillos, 500 kgf/m^2 en escaleras, 100 kgf/m^2 en Techo con acceso.
- En el análisis sísmico de la estructura se toma solo el 50% de la carga variable a aceptación de los techos sin acceso a los cuales se le toma el 0%, de acuerdo a la Norma COVENIN 1756 2001, Cap. 7.

Partiendo de las consideraciones anteriores se presenta en la **Tabla V.1** un resumen de las áreas, masas, centros de masas e inercias rotacionales de cada uno de los niveles que constituyen a la edificación. Esta información se presenta con mayor detalle para cada nivel en el **Anexo 5**.

Tabla V.1 Centros de masas, Inercias rotacionales y masas de cada nivel.

Nivel	Área de Losa (m ²)	Masa (kgf*s ² /m)	Centro de Masa (m)		Inercia Rotacional (kgf*s ² /m)
			X	Y	
1	1.205,28	111.324,476	22,909	15,715	25.056.350
2	1.205,28	110.891,236	22,856	15,746	25.042.125
3	1.243,02	95.915,312	21,761	15,759	22.698.035
4	490,42	29.854,702	8,373	15,7	2.983.388
	Total	347.985			

Una vez obtenida toda la información referente a las propiedades geométricas de la edificación, se determinaron las propiedades físicas de los elementos involucrados en cada uno de los modelos a realizar.

Tomando en cuenta las similitudes existentes entre las edificaciones Manuel Felipe Tovar en Valencia y Domingo Faustino Sarmiento en Caracas se tomó la decisión de utilizar para el modelado de este último, los valores de Resistencia del concreto ($f'c$) igual a 200 kgf/cm², Módulo de elasticidad del acero de 2.100.000 kgf/cm² y deformación última del concreto igual a 0,003, presentes en los planos de la edificación de Valencia. El Módulo de elasticidad del concreto se obtuvo de la ecuación $E_c = 15.100 \sqrt{f'c}$ de acuerdo con la Norma COVENIN 1753. Se modeló cada losa de la estructura con diafragma rígido debido a que el área de la abertura central presenta aproximadamente el 12% del área total de la losa y se encuentra por debajo del 20% estipulado en la Norma COVENIN 1756, Cap. 6. En la **Tabla V.2** se observan los valores utilizados para realizar cada uno de los modelos.

Tabla V.2 Consideraciones de diseño.

Módulo de Elasticidad del Concreto	213.546,248 kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del Acero	2.100.000 kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad de la Mampostería	20.000 kgf/cm ²
Deformación Última del Concreto	0,003
Brazo Rígido en Columnas y Vigas	50%

V.2 Modelos Matemáticos.

Se definen seis (6) modelos del edificio a fin de discriminar los efectos del agrietamiento de los elementos y de la presencia de componentes no estructurales en los períodos y en las formas de vibración. Estos modelos representan a la estructura sola, la estructura sola mas paredes y la estructura sola mas paredes y escaleras. En la **Tabla V.3** se presenta un resumen de los modelos estudiados y el detalle de cada modelo se presenta a continuación

Modelo 1. Se presenta a la estructura sola (vigas y columnas) sin paredes ni escaleras y tomando en cuenta la inercia gruesa (I_g) de todos los elementos estructurales.

Modelo 2. Similar al modelo anterior, pero en este caso considerando la inercia reducida (I_r), a fin de simular el estado de agrietamiento esperado durante la respuesta a los sismos (periodo de retorno de 500 años) estipulados en la norma COVENIN 1756. En tal caso los valores adoptados son de 0,4 I_g para vigas y 0,6 I_g para columnas.

Modelo 3. Igual al modelo 1, pero sumando en este caso, el efecto producido por la mampostería. En este modelo solo se tomó en cuenta la rigidez y resistencia de las paredes que se encuentran en el plano del pórtico. El modelado de la mampostería se realizó por medio del uso de elementos finitos de espesor 15cm, con la finalidad de simular de forma más aproximada el confinamiento que las paredes generan sobre las columnas, produciendo así el efecto de columna corta.

Modelo 4. Similar al Modelo 3 pero considerando la Inercia reducida de los elementos estructurales.

Modelo 5. Igual al Modelo 3 pero adicionando la rigidez generada por la presencia de las escaleras.

Modelo 6. Igual al Modelo 5 pero considerando la Inercia reducida de los elementos estructurales.

Tabla V.3. Modelos matemáticos del edificio

MODELO	ESTRUCTURA INERCIA GRUESA	ESTRUCTURA INERCIA AGRIETADA	PAREDES	ESCALERAS
1	SI	NO	NO	NO
2	NO	SI	NO	NO
3	SI	NO	SI	NO
4	NO	SI	SI	NO
5	SI	NO	SI	SI
6	NO	SI	SI	SI

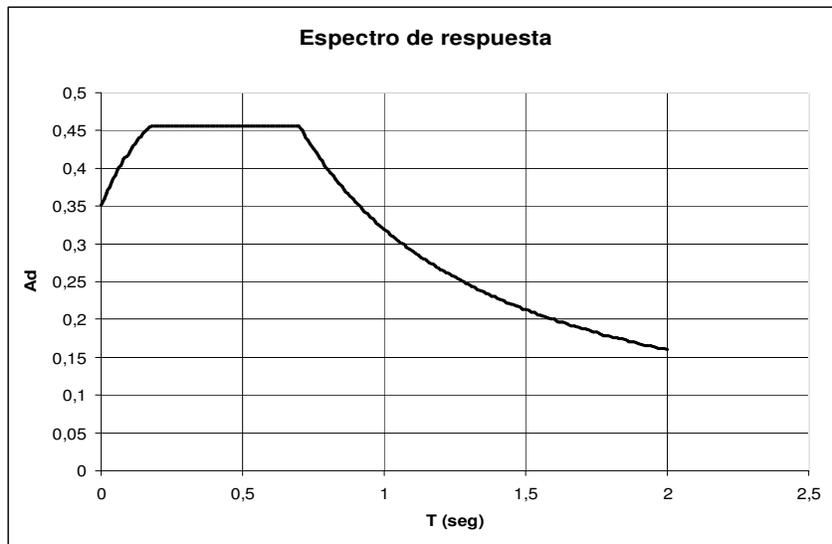
V.3 Espectro utilizado.

La Unidad Educativa Domingo Faustino Sarmiento está ubicada en Caracas, por lo cual posee un peligro sísmico elevado al ser zona sísmica 5. El coeficiente de aceleración horizontal (A_0) para esta zona es igual a 0,30. El factor

de importancia (α) utilizado fue de 1,30 correspondiente al Grupo A, edificación educacional (Norma COVENIN 1756). Se adoptó un suelo tipo S2 al cual le corresponde un factor de corrección ϕ de 0,90.

Tomando en cuenta el año de construcción de la edificación (1967), y basados en la recomendación hecha en la Norma COVENIN 1756 para edificios similares (Cajetón Abierto) se acepta que esta estructura no posee mayor capacidad para incursionar en el rango inelástico al estar sometida a la acción de cargas sísmicas importantes. Por tanto, la capacidad del sistema para disipar energía se adopta con el Nivel de Diseño 1; además por ser una estructura aporticada con ejes de columnas continuos hasta su fundación, clasifica como edificación Tipo 1, por lo que le corresponde un Factor de Reducción de Respuesta (R) igual a 2, tal como se prescribe en la Norma COVENIN 1756 Cap. 6. A continuación se presenta en la **Figura V.1** el espectro utilizado en cada uno de los modelos.

Figura V.1 Espectro de respuesta utilizado en todos los modelos.



CAPITULO VI

Análisis de las Propiedades Dinámicas.

Para determinar la respuesta dinámica espacial de la estructura se utilizó el método de análisis espectral con superposición modal de tres (3) grados de libertad por nivel, especificado en la Norma COVENIN 1756 Cap. 9. Los cálculos fueron realizados por medio del programa de cálculo estructural SAP 2000.

En la **Tabla VI.1** se presentan los períodos fundamentales de la edificación, expresados en segundos para los primeros seis (6) modos de vibración.

Tabla VI.1 Períodos fundamentales de la estructura en seg.

MODELO	MODOS					
	1	2	3	4	5	6
1	1,009	0,697	0,661	0,317	0,238	0,228
2	1,464	0,983	0,923	0,447	0,327	0,314
3	0,374	0,283	0,238	0,164	0,107	0,106
4	0,424	0,298	0,248	0,201	0,121	0,117
5	0,371	0,278	0,234	0,164	0,107	0,105
6	0,422	0,293	0,243	0,200	0,121	0,117

VI.1 Descripción de masas participativas.

Para el modelo 1 se observa que el primer modo ocurre precisamente en la dirección menos rígida de la edificación, en este caso la dirección Y en la cual se encuentran las vigas planas, con un 76,6% de masa traslacional en esta dirección y un 6% de masa rotacional. En el segundo modo se aprecia rotación con un 78,1% y una pequeña componente en dirección Y, igual a 6,5%. Y el tercer modo de vibración es netamente traslacional en dirección X con un 86,6% de masa traslacional. En este primer modelo se alcanzan períodos máximos de 1,009 segundos.

En el modelo 2 no se observa mayor diferencia en cuanto a las masas participativas, en relación al Modelo 1 éstas varían en un 1% para cada modo; pero si se aprecia un aumento de casi un 50% en el período fundamental, debido a la influencia de la inercia reducida (I_r), la cual eleva el período hasta 1,464 segundos.

La influencia de las paredes en la rigidez de la estructura se aprecia notoriamente en el modelo 3, donde además de disminuirse los períodos, obteniéndose un período fundamental de 0,374 segundos, también cambian los modos de vibración. Siendo en este caso el primer modo netamente traslacional en dirección X y con un 88% de masa participativa, el segundo presenta un 60,4% de masa rotacional y un 30,8% traslacional en dirección Y, mientras que el tercer modo de vibración es el antónimo del segundo presentando un 32,2% rotacional y 60,2% de masa participativa en dirección Y. Este cambio en los modos de vibración se debe fundamentalmente a que en la dirección Y las paredes presentan una altura completa logrando un confinamiento a lo largo de toda la columna.

En los modelos 4, 5 y 6 no se observa mayor variación en cuanto a los modos de vibración y períodos de la estructura en comparación con el modelo 3.

En la **Tabla VI.2** se presenta un resumen de las masas participativas para los primeros tres (3) modos de vibración en cada uno de los modelos estudiados.

Tabla VI.2 Masas participativas de la estructura.

Modelos	Modo 1			Modo 2			Modo 3		
	Traslación x	Traslación y	Rotación z	Traslación x	Traslación y	Rotación z	Traslación x	Traslación y	Rotación z
1	0	76,6	6	0	6,5	78,1	86,6	0	0
2	0	75,9	5,4	0	5,9	77,6	85,6	0	0
3	88	0	0	0	30,8	60,4	0	60,2	32,2
4	86,7	0	0	0	23,9	68	0	77,5	25,1
5	88	0	0	0	30,4	60,6	0	60,5	31,7
6	86,6	0	0	0	24	67,7	0	67,2	25,2

CAPITULO VII

Respuesta Sísmica.

VII.1 Estudio de las derivas.

Para el estudio de las derivas se consideró el efecto producido por las cargas sísmicas totales en ambas direcciones (x,y), actuando bajo la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados ($\sqrt{Sx^2 + Sy^2}$). Fueron calculados para todos los modelos, los desplazamientos en los centros de masa de cada nivel y los máximos producidos en los puntos extremos de la edificación (Los desplazamientos fueron obtenidos con la ayuda del programa SAP 2000). Los desplazamientos de centro de masa y máximos de cada nivel son presentados en el **Anexo 6**.

Con los valores de cada nivel se determinaron las derivas en centros de masa y las derivas máximas por entrepiso, utilizando la expresión $0,8 * R \left(\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \right)$, de acuerdo con la Norma COVENIN 1756. Estos valores se presentan para cada nivel en la **Tabla VII.1**. Donde además se resaltan con el uso del sombreado, aquellos valores que exceden el 12‰ estipulado en la Norma como límite para edificaciones del Grupo A con elementos de mampostería susceptibles a deformaciones producto de sollicitaciones sísmicas.

Tabla VII.1 *Derivas en centros de masa y máximas de cada nivel*

		En Centro de Masa (‰)		Derivas máximas (‰)	
	Nivel	Ux CM	Uy CM	Ux	Uy
Modelo 1	4	4,88	18,80	5,19	11,25
	3	7,83	14,81	8,83	18,99
	2	12,16	18,61	13,30	24,23
	1	10,98	12,84	11,72	16,92
Modelo 2	Nivel	Ux CM	Uy CM	Ux CM	Uy CM
	4	7,67	28,05	8,15	18,01
	3	12,10	22,69	13,38	28,28
	2	18,30	27,12	19,75	34,72
	1	15,47	17,69	16,40	23,00
Modelo 3	Nivel	Ux CM	Uy CM	Ux CM	Uy CM
	4	3,04	1,32	3,10	0,81
	3	2,30	0,80	2,37	1,23
	2	3,29	1,18	3,43	1,68
	1	4,05	1,66	4,29	2,44
Modelo 4	Nivel	Ux CM	Uy CM	Ux CM	Uy CM
	4	4,99	1,10	5,05	0,83
	3	3,03	0,83	3,09	1,21
	2	4,09	1,24	4,23	1,62
	1	5,03	1,85	5,30	2,53
Modelo 5	Nivel	Ux CM	Uy CM	Ux CM	Uy CM
	4	3,04	1,27	3,12	0,81
	3	2,26	0,78	2,34	1,20
	2	3,20	1,14	3,35	1,63
	1	3,99	1,59	4,20	2,34
Modelo 6	Nivel	Ux CM	Uy CM	Ux CM	Uy CM
	4	4,99	1,08	5,05	0,83
	3	2,99	0,82	3,05	1,19
	2	4,02	1,21	4,15	1,58
	1	4,97	1,77	5,20	2,43

En el Modelo 1, que representa a la estructura sola con inercia gruesa (I_g), las derivas inelásticas máximas se encuentran en la dirección Y, y alcanzan el valor de 24,23 por mil en el entrepiso 2. En este primer modelo se observa que tres (3) de los cuatro (4) entrepisos que constituyen la edificación poseen valores de derivas muy elevados que exceden el 12 por mil previstos por la norma vigente para edificaciones educacionales.

En el Modelo 2, en el cual se añaden los efectos de la inercia reducida (I_r), las derivas inelásticas de los niveles aumentan, alcanzando valores máximos de 34,72 por mil, que casi triplican el valor permitido por la Norma. En este modelo todos los niveles de la edificación presentan derivas mayores a los doce (12) por mil indicados en la Norma.

En los Modelos 3 y 4 las derivas disminuyen notoriamente debido al efecto rigidizador que adicionan las paredes, encontrándose ahora en valores inferiores al permitido por la normativa vigente (4,29 por mil para inercia gruesa y 5,30 para inercia reducida). Cabe destacar que las derivas máximas en estos dos (2) modelos se alcanzan en la dirección X, como consecuencia de la gran cantidad de paredes completas presentes en la dirección Y.

Finalmente en los Modelos 5 y 6, en donde se suma el efecto de las escaleras, no se aprecia mayor diferencia en el comportamiento general de la estructura en relación a los modelos 3 y 4.

VII.2 Relación Demanda /Capacidad.

A fin de obtener un valor representativo de la respuesta global de la estructura se determinó el cociente demanda/capacidad, donde la demanda representa las solicitaciones a cortante a las cuales se someten las columnas por causa de un posible evento sísmico y la capacidad viene dada por las características de la geometría de columnas y su armado. En este caso se realizó un análisis simplificado donde el corte resistente de la edificación viene dado por la sumatoria de los cortes resistentes de las columnas del nivel 1, suponiendo un modo de falla donde todas las columnas del entrepiso 1 fallan simultáneamente.

VII.2.1 Demanda.

La demanda de cortante se calculó con la ayuda del programa de SAP 2000. Para realizar el cálculo se utilizó un factor de reducción de respuesta $R=2$, y la carga sísmica fue modelada utilizando el valor resultante del criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de ambas direcciones ortogonales. El cortante de la estructura se representa por el del nivel 1, el cual se obtuvo realizando la suma de cortantes máximos en cada una de las columnas. Los valores de demanda de corte para cada modelo se presentan en la **Tabla VII.2**. También se incluye en esta tabla el cortante basal, el cual es igual a la suma de los cortantes de las columnas más los cortantes de las paredes.

Tabla VII.2 Demanda de cortante en las columnas del entrepiso 1 y cortante basal.

	Cortante en columnas (kg)		Cortante basal (kg)	
	X	Y	X	Y
Modelo 1	1.390.410	888.259	1.390.410	888.259
Modelo 2	1.045.465	621.692	1.045.465	621.692
Modelo 3	1.044.601	508.467	1.377.664	1.159.921
Modelo 4	933.988	431.036	1.358.444	1.193.780
Modelo 5	1.022.561	485.713	1.377.935	1.158.755
Modelo 6	925.142	412.001	1.358.169	1.190.154

En los Modelos 1 y 2 se observa la máxima demanda en dirección X (1.390.410 kg para el Modelo 1 y 1.045.465 kg para el Modelo 2), mientras que en la dirección Y se aprecia una disminución con respecto a su ortogonal de alrededor de 450.000 kg,

En los Modelos con paredes (3, 4, 5 y 6) las fuerzas cortantes que toman las columnas se reduce sensiblemente debido a que las paredes toman parte del corte recibido por la edificación.

VII.2.2 Capacidad de las Columnas a Fuerza Cortante.

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 1 será entonces la suma de los cortantes seleccionados para cada columna. A continuación se presenta el análisis de las capacidades tanto por falla dúctil como por falla frágil.

a) 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, 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.

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

N_u : Carga axial mayorada.

A_g : Área total de la sección.

- f'c: Resistencia a compresión del concreto.
- b: Ancho de la cara comprimida del elemento.
- d: Distancia desde la fibra externa más comprimida hasta el baricentro del refuerzo longitudinal en tracción.

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

- Av: Área de las armaduras de corte.
- fy: Resistencia cedente de las armaduras.
- 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.

b) 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 calculados los momentos cedentes (My) de las mismas. El corte por flexión se determinó para cada dirección ortogonal suponiendo que se alcanza simultáneamente el momento cedente en ambos extremos del elemento. Mediante este estudio se pondrá en evidencia el efecto producido por los elementos de mampostería que no alcanzan una altura total de pórtico, 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.

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

M_y : Momento cedente.

h : Altura efectiva de columna.

En la **Tabla VII.3** se observan los valores de capacidad cortante del entrepiso 1 para los seis (6) Modelos estudiados.

Tabla VII.3. Capacidad cortante en las columnas del entrepiso 1.

	CAPACIDAD (kg)	
	X	Y
Modelo 1	698.380	698.380
Modelo 2	698.380	698.380
Modelo 3	1.014.581	784.028
Modelo 4	1.014.581	784.028
Modelo 5	1.014.581	784.028
Modelo 6	1.014.581	784.028

c) Comparación entre el modo de Falla Dúctil y el modo de Falla Frágil.

Para los Modelos sin paredes (1 y 2), todas las columnas fallan dúctilmente y el corte resultante del entrepiso 1 es de 698,38 Toneladas. Mientras que en los Modelos con paredes (3, 4, 5 y 6), la presencia de columnas cortas trae como consecuencia que se genere falla frágil en un 25% de las columnas y el corte resultante para el entrepiso 1 aumente hasta 1014,58 Toneladas en dirección X y 784,03 Toneladas en la dirección Y. Estos valores permanecen constantes en la totalidad de los modelos con paredes.

VII.2.3 Cociente Demanda/Capacidad.

Con los valores de Demanda y Capacidad de las **tablas VII.2 y VII.3** se obtuvieron los cocientes Demanda/Capacidad del entrepiso 1 para cada modelo que se presentan en la **Tabla VII.3**. Se presentan resultados para los dos tipos de demanda: cortante en columnas y cortante basal. El cociente demanda/capacidad para el cortante basal presupone que las paredes no aportan resistencia a la estructura (pero si aportan rigidez) y es por tanto la evaluación más exigente de la misma. En el **Anexo 7**, se muestran estos valores para cada columna en cada modelo.

Tabla VII.3. Relación Demanda/ Capacidad.

	Cortante en columnas (kg)		Cortante basal (kg)	
	X	Y	X	Y
Modelo 1	1,991	1,272	1,991	1,272
Modelo 2	1,497	0,890	1,497	0,890
Modelo 3	1,030	0,649	1,358	1,479
Modelo 4	0,921	0,550	1,339	1,523
Modelo 5	1,008	0,620	1,358	1,478
Modelo 6	0,912	0,525	1,339	1,518

Para el Modelo 1 la estructura sola posee valores de Demanda/Capacidad igual a 1,99 en la dirección X y 1,27 en Y, lo cual indica que la estructura se encuentra sometida a casi el doble de las solicitudes que puede soportar en la dirección X.

En el Modelo 2 se aprecia el efecto de la inercia reducida sobre la estructura, presentando demandas menores a las del Modelo anterior. Observándose e este caso que la estructura se encuentra sometida a solicitudes que representan casi el doble de su capacidad en la dirección X.

En los Modelos del 3 al 6 los valores de Demanda/Capacidad en dirección X, se encuentran entre 0,91 y 1,03 para los cortantes en columnas, lo que se

traduce en una sobrecarga de la edificación en un 3% en relación a su capacidad, mientras que en la dirección Y los valores se encuentran entre 0,52 y 0,65, lo cual indica que la estructura con paredes y escaleras se somete a una fracción de las solicitaciones que puede soportar. Es necesario recalcar que todos los valores presentados en la **Tabla VII.3**. Son totales para el nivel y aún cuando en líneas generales, la estructura presente menor demanda que capacidad, existen columnas que individualmente están sometidas a cargas mayores que las que puede soportar. Los valores Demanda/Capacidad para el cortante basal en los modelos 3 al 6 (que incluyen paredes) aumentan significativamente y todos son mayores que 1,3. Se debe destacar también, que los valores bajos de Demanda/Capacidad de las columnas se deben a que las paredes han tomado la mayor parte del cortante. Un análisis más completo de respuesta no lineal mostraría falla en las paredes y la transferencia de las cargas que las mismas soportaban hacia las columnas, generándose situaciones similares a las de los modelos 1 y 2 en los que no se toma en cuenta el efecto de las paredes. Por otro lado debe enfatizarse que las paredes son elementos no estructurales que fallan frágilmente y cuya influencia no fue incluida en el diseño de la estructura.

VII.3 RIESGO SÍSMICO.

Partiendo de que el riesgo sísmico es una función dependiente de la amenaza sísmica y de la vulnerabilidad que presente la estructura. Se puede establecer, mediante el análisis de algunos parámetros, que tan alto es el riesgo sísmico que posee la estructura.

La amenaza sísmica a la cual está sometida la estructura depende directamente de las fuentes que puedan generar terremotos en el área de estudio y su probabilidad de ocurrencia, es decir, depende principalmente de la zona en la

cual está ubicada. Estos valores se encuentran cuantificados en la Norma COVENIN 1756 mediante los mapas de zonificación. En este caso, Caracas, clasifica como zona sísmica 5, lo cual sugiere una alta probabilidad de sismo y por ende, una alta amenaza sísmica.

La vulnerabilidad de la estructura puede ser medida de forma simplificada, verificando el grado de cumplimiento de la normativa vigente, de esta forma se puede establecer que la vulnerabilidad de la estructura es inversamente proporcional al cumplimiento que presente con la Norma.

En lo que se refiere a la respuesta sísmica de la edificación se pudo observar que en el análisis de las derivas, las mismas superan el valor indicado por la norma aproximadamente en más del doble. También se observó en el estudio de la demanda vs. La capacidad, que la estructura sin el efecto de las paredes se encuentra sometida a solicitaciones que superan en más del doble la capacidad de la misma, por lo que se demuestra que la edificación se encuentra fuera de los rangos admisibles por la norma, lo cual se traduce en una alta vulnerabilidad al momento de un posible evento sísmico.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, tanto la Amenaza Sísmica como la Vulnerabilidad de la edificación implican valores muy altos que se traducen en un Riesgo Sísmico elevado. En tal sentido es necesario realizar mejoras en la estructura a fin de reforzarla y obtener así, un mejor comportamiento de la misma ante un posible evento sísmico.

CAPITULO VIII

Recomendaciones.

En los análisis realizados a cada uno de los modelos se pudo apreciar que la mampostería posee una gran influencia en la rigidez global de la estructura, Sin embargo esta rigidez no es confiable debido a que las paredes no son un elemento estructural y por ende no son consideradas al momento del diseño.

En el análisis de Demanda/Capacidad se pudo apreciar que la influencia de las paredes no era favorable para la respuesta de la edificación, debido a que originaba múltiples columnas cortas a todo lo largo del entrepiso 1. Favoreciendo de esta manera a una probable falla frágil del elemento estructural.

Para evitar este efecto de columna corta es necesario separar a las paredes de los elementos estructurales, con la finalidad de permitir que el elemento se deforme en toda su extensión, presentando un comportamiento dúctil ante un posible evento sísmico. Una vez separadas las paredes de las columnas, se pueden fijar a la estructura con perfiles de acero similares a los observados en paredes de altura completa como las en las escaleras. **Ver Anexo 1, Figura 014.**

Al realizar la separación de las paredes, se presentaría una situación similar a la analizada en los Modelos 1 y 2 en los que no se considera el efecto de las paredes. Por lo que sería necesario reforzar la estructura, a fin de mejorar la respuesta de la edificación, aumentando su rigidez, para así evitar que se excedan las derivas máximas prescritas en la Norma.

CAPITULO IX

Conclusiones.

Se comprobó que el Cajetón Cerrado es un tipo constructivo presente en numerosas regiones del país, conformado por una estructura aporticada con vigas altas en dirección longitudinal, vigas planas en dirección transversal, un patio central, y numerosas columnas cortas generadas por la mampostería de relleno de bloques de arcilla. La estructura no posee junta de dilatación, lo que dio lugar al nombre de “Cajetón Cerrado”.

Debido a la ausencia total de planos estructurales de la edificación, se efectuaron múltiples inspecciones detalladas en las que se recopiló información suficiente de la estructura, para dar paso al desarrollo de planos, tanto arquitectónicos como estructurales, en dos (2) y tres (3) dimensiones. Así como también animaciones del modelo en 3D que permiten hacer un recorrido por las instalaciones de la edificación y observar en detalle características estructurales importantes como lo son: el espaciamiento de ligaduras y estribos y la ausencia de armado en los nodos.

Del análisis de los seis (6) modelos matemáticos desarrollados se concluye que las paredes poseen gran importancia, ya que reducen sensiblemente los valores de los períodos de vibración de la estructura. Al comparar los períodos del Modelo 2, en el que se representa la estructura sin paredes y con inercia agrietada, con los del Modelo 4 (Modelo 2 más paredes), se observa una variación que va desde 1,464 hasta 0,424 segundos, lo cual representa una disminución del período fundamental de la edificación de aproximadamente un (1) segundo. Por medio de este estudio se demuestra el gran aporte rigidizador que añaden las paredes a la estructura.

En el estudio de las derivas de cada entrepiso se observó que las máximas en los Modelos sin paredes (1 y 2) superan ampliamente al 12 por mil que establece la norma, alcanzando valores máximos de 35 por mil; mientras que en los Modelos en los que se adiciona el efecto de las paredes (Modelos 3, 4, 5 y 6), las derivas máximas no superan el 5 por mil, cumpliendo holgadamente con el máximo permitido, demostrando una vez más el efecto rigidizador que aporta la mampostería a la estructura. Por otro lado debe enfatizarse que las paredes son elementos no estructurales que fallan frágilmente y cuya influencia no fue incluida en el diseño de la estructura; por lo que pueden presentar fallas, generándose situaciones similares a las de los modelos 1 y 2 en los que no se toma en cuenta el efecto de las paredes.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis de Demanda/Capacidad, se puede observar que la mayoría de los modelos analizados son superados en capacidad, especialmente los Modelos 1 y 2, en los que no está incluido el efecto de la mampostería en los pórticos. Cabe destacar que la disposición de la citada mampostería favorece a la resistencia de la estructura en la dirección Y (Norte-Sur), en los modelos en los que fueron incluidos, debido a que la mayoría de las paredes en esta dirección ocupan completamente el espacio libre de los pórticos. Sin embargo cuando se despreja la resistencia de las paredes y se transfiere toda la carga a las columnas, la demanda excede hasta en un 52% la capacidad de las mismas.

Por otra parte se discretizó el estudio en cada columna y en cada plano resistente, lo que reveló cuales elementos de la estructura presentaron fallas por cortante frágil, con lo que se pudo determinar el tipo de falla para cada elemento estructural. De estos resultados se obtuvo que el porcentaje de elementos que presentaron falla frágil fue igual al 25% (10 columnas en dirección X). Se debe destacar que las columnas que presentaron falla frágil, fueron aquellas sometidas

al efecto de columna corta, con lo cual se verifica nuevamente la influencia de la mampostería en la respuesta sísmica de la estructura.

En conclusión la estructura posee un Riesgo Sísmico elevado. Debido a que se encuentra en Zona Sísmica 5 y no cumple con la normativa en lo que a derivas y capacidad cortante se refiere. Por esta razón, resulta de vital importancia realizar análisis más detallados, de respuesta no lineal, a fin de obtener resultados que permitan desarrollar mejoras en la estructura para reforzarla y obtener así, un mejor comportamiento de la misma ante un posible evento sísmico.

REFERENCIAS

- [1] Abou F, Lee CE. *Evaluación de riesgo sísmico en escuelas tipo antiguo II*. Tesis de Pregrado, Facultad de Ingeniería, UCV, 2004
- [2] Bazán E, Meli R. *Diseño sísmico de edificios*. Noriega editores. México.
- [3] 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.
- [4] García R, LE. *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Universidad de los Andes, Departamento de Ingeniería Civil, Bogotá, Colombia, 1998.
- [5] 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.
- [6] COVENIN. *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN – MINDUR 2002-88, Caracas 1998.
- [7] COVENIN. *Edificaciones Sismorresistentes*. Norma 1756:2001, MCT-MINDUR-FUNVISIS, Caracas, 2001.
- [8] COVENIN. *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN-MINDUR 1753-87, caracas 1987
- [9] Proyectos I, SAP2000. Disponible: <http://proyectos10.tripod.com/proyectos/id2.html>
[Consulta: 2007, febrero]

ANEXO 1

LEVANTAMIENTO FOTOGRÁFICO



Imagen 001. Fachada este (entrada principal)



Imagen 002. Fachada norte



Imagen 003. Fachada oeste



Imagen 004. Fachada sur



Imagen 005. Paredes externas de aulas de 1,10 mts de altura.



Imagen 006. Paredes externas de baños de 2,10 mts de altura



Imagen 007. Paredes internas de aulas de 2,10 mts de altura



Imagen 008. Paredes internas de baños 2,45 mts de altura (alcanzan vigas altas)



Imagen 009. Paredes internas con bloques de arcilla de 12 cm de espesor



Imagen 010. Bloques de arcilla, sección transversal



Imagen 011. Ventilación con bloques de arcilla. Última planta.



Imagen 012. Detalle del bloque de ventilación.



Imagen 013. Machón de concreto en última planta

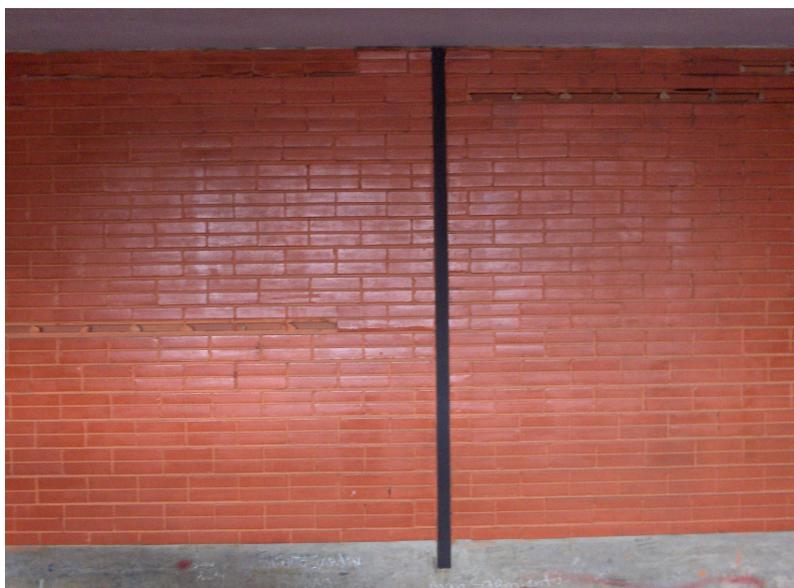


Imagen 014. Machón de acero en paredes completas de pórticos longitudinales (salones y escaleras).



Imagen 015. Patio interno



Imagen 016. Muros en pasillos de niveles 1 y 2,



Imagen 017. Detalle de la separación entre muros y columnas centrales



Imagen 018. Discontinuidad del volado en la zona de los baños en fachadas norte y sur



Imagen 019. Fachada principal. Viga alta no se extiende hasta el volado.



Imagen 020. Columna lateral fachada norte



Imagen 021. Daños menores en la estructura. Presencia de estribos de viga plana en dirección norte-sur.



Imagen 022. Daños menores en la estructura. Presencia de estribos de viga plana en volado dirección norte-sur.



Imagen 023. Daños menores en la estructura. Viga alta en aula de segunda planta.



Imagen 024. Daños menores en la estructura producto de filtración.



Imagen 025. Viga alta en escaleras.



Imagen 026. Vista este del nivel superior.

ANEXO 2

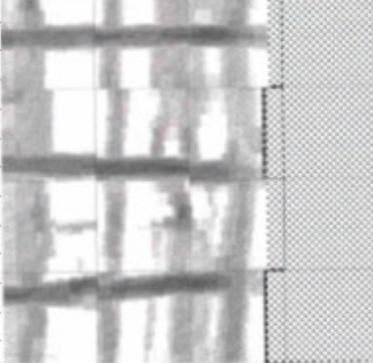
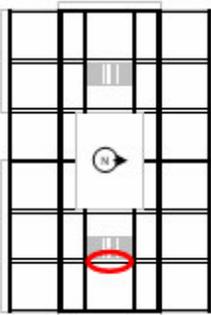
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Viga plana 6-C-D, extremo norte, entpiso1		
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	5/8"		

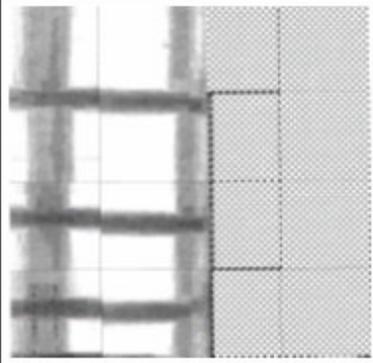
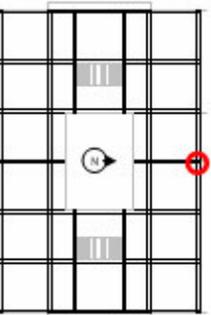
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 4-F, parte media, entpiso 1		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

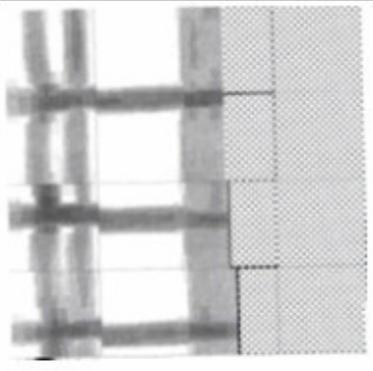
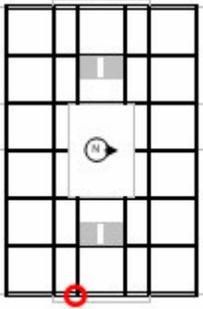
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 7-C, parte media, entrecapiso 1, cara este		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

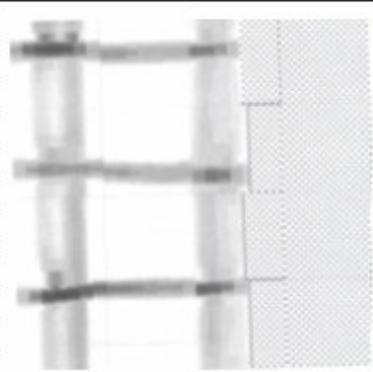
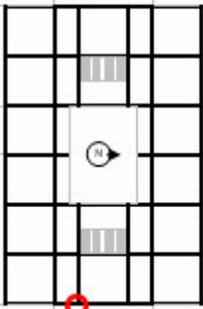
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 7-C, parte media, entrecapiso 1, cara norte		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

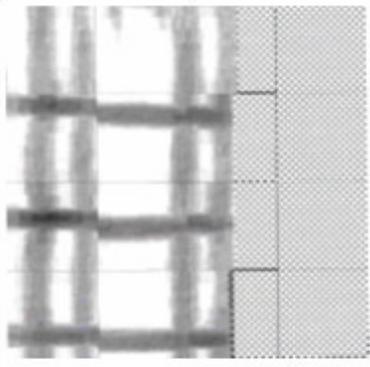
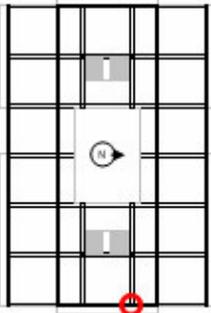
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 7-D, parte media, entrepiso 1, cara este		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

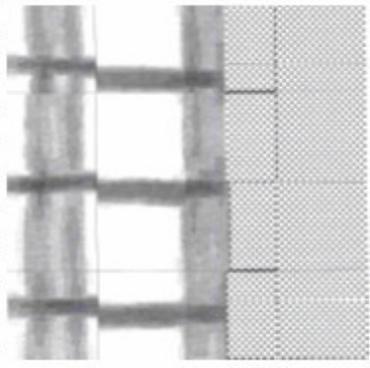
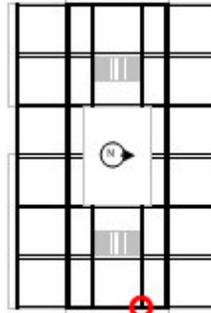
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 7-D, parte media, entrepiso 1 cara sur (con quickscan se detectan 4 barras longitudinales)		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

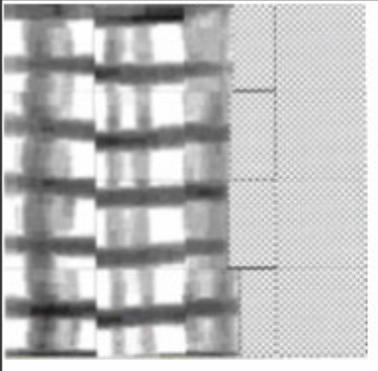
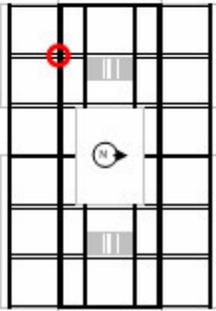
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 2-B, extremo superior, entrepiso 1		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 12 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

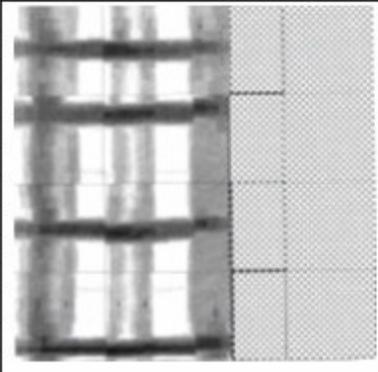
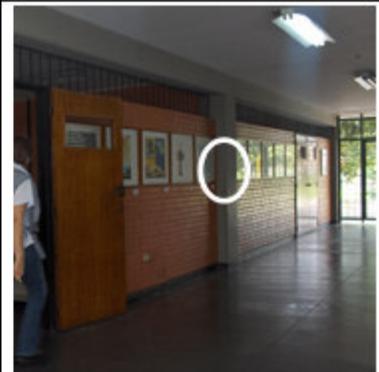
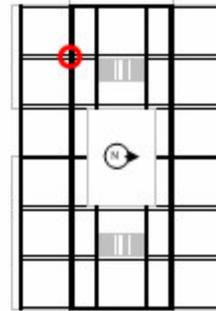
Imagen		Ubicación	
			
Descripción			
Ubicación	Columna 2-B, parte media, entrepiso 1		
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm		
Diámetro longitudinal estimado	7/8"		

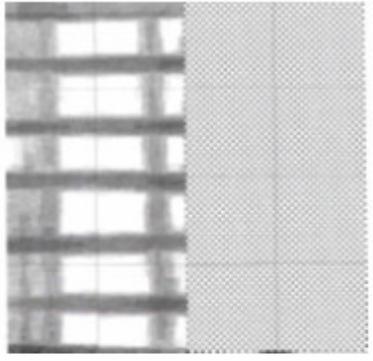
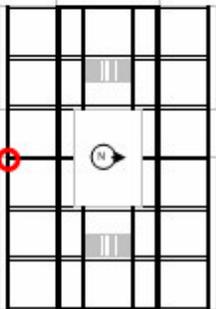
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 4-A, extremo superior, entepiso 1	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 12 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

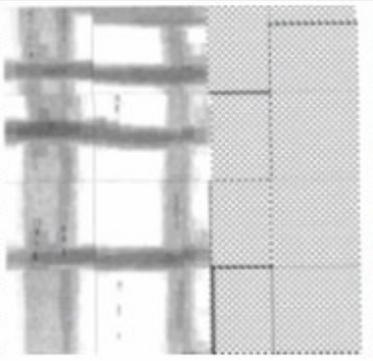
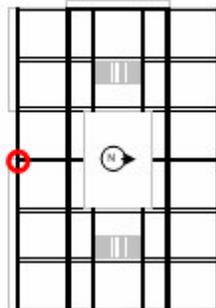
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 4-A, parte media, entepiso 1	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

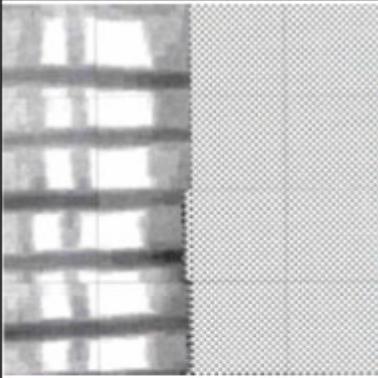
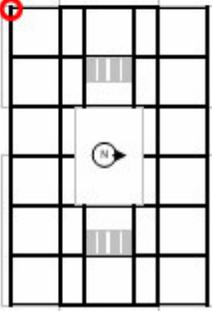
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 1-A, extremo superior, entrepiso 1 (con quickscan se detectaron 2 barras longitudinales)	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 12 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

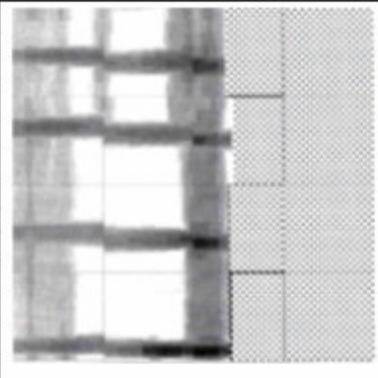
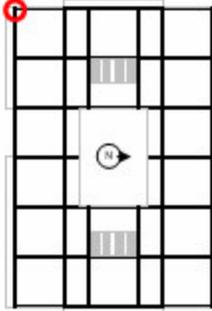
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 1-A, extremo superior, entrepiso 1 (con quickscan se detectaron 2 barras longitudinales)	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

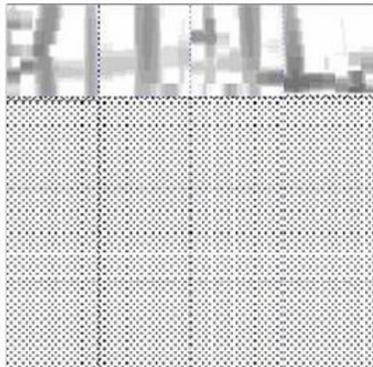
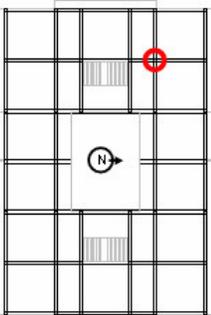
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Nodo 2-E, entrecapiso 3	
Separación de acero transversal	Sin armado	
Diámetro longitudinal estimado	-	

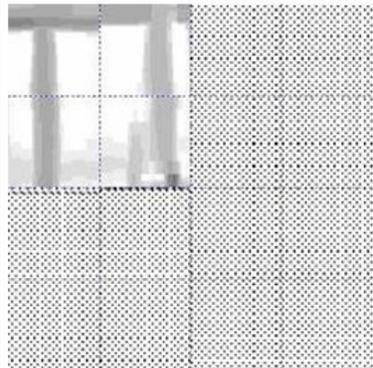
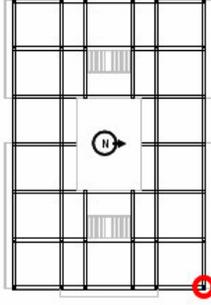
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Nodo 7-F, entrecapiso 1	
Separación de acero transversal	Sin armado	
Diámetro longitudinal estimado	-	

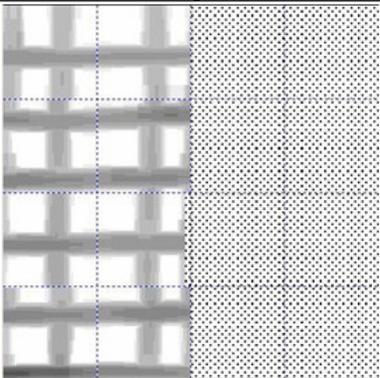
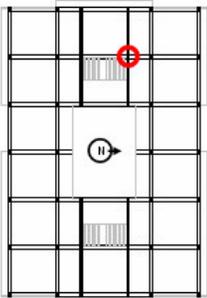
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 2-D, extremo superior, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 12 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

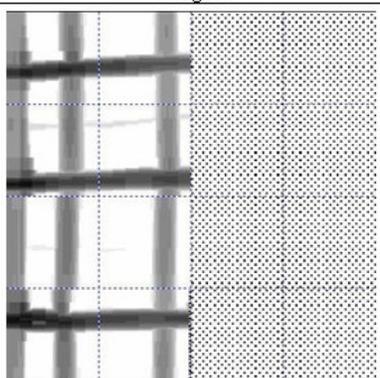
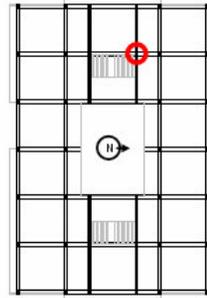
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 2-D, parte media, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

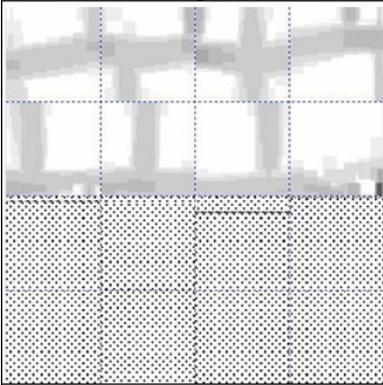
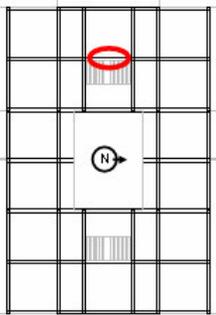
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Viga plana 2-C-D, extremo norte, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

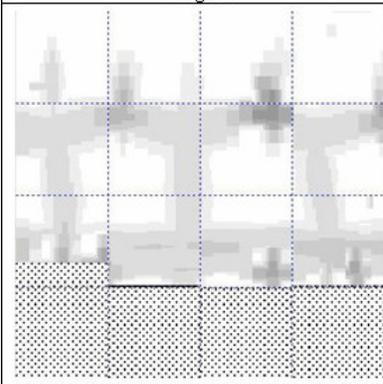
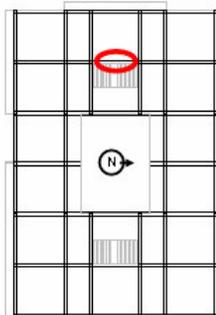
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Viga plana 2-C-D, parte media, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

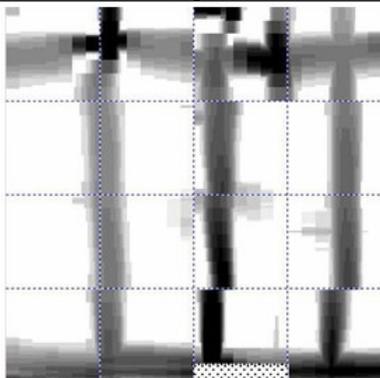
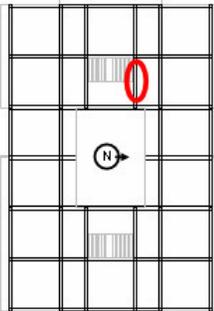
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Viga alta 2-3-D, extremo oeste, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	-	

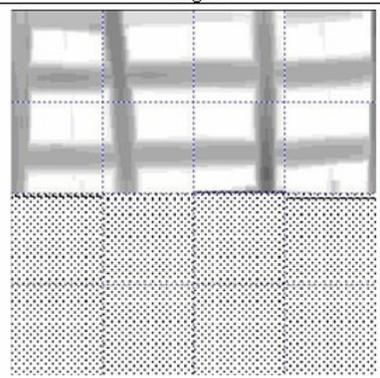
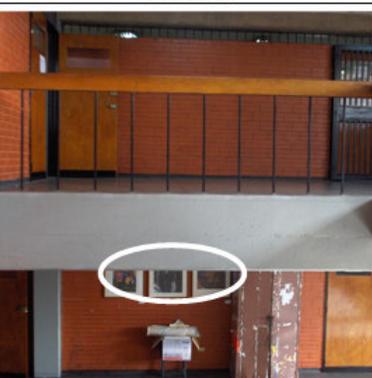
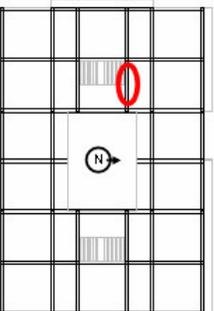
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Viga alta 2-3-D, parte media, cara inferior, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	-	

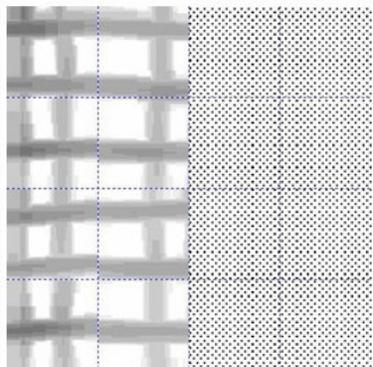
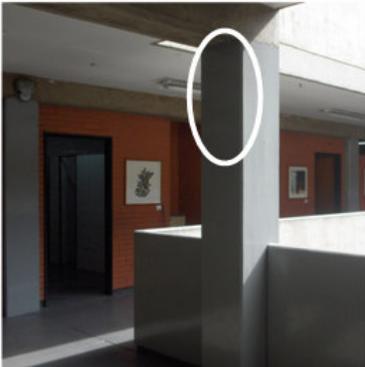
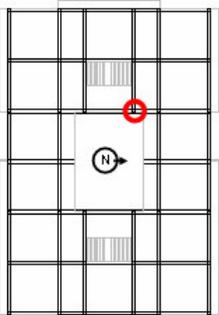
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 3-D, extremo superior, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 12 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

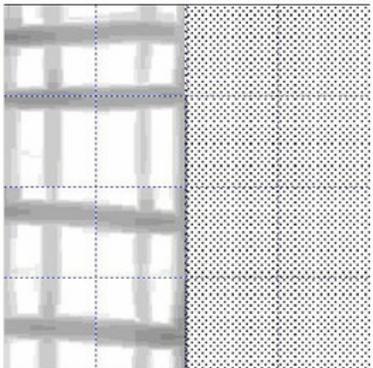
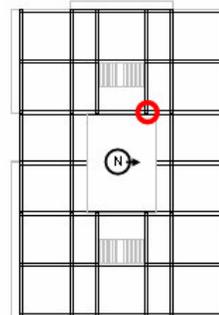
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 3-D, parte media, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

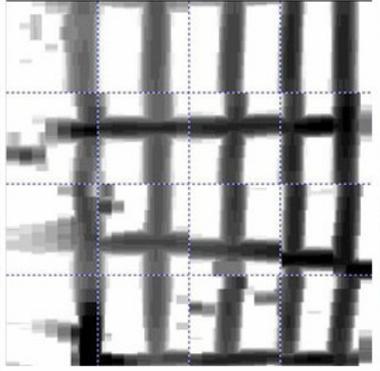
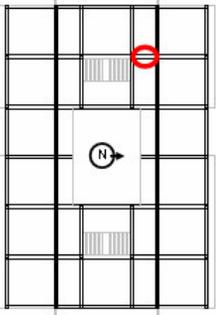
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Viga plana 2-D-E, parte media, entrepiso 3	
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	5/8"	

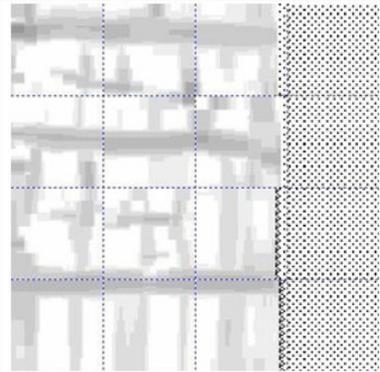
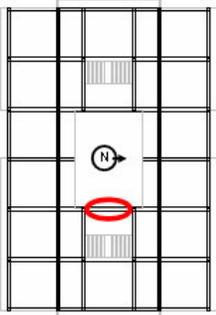
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Viga plana 5-C-D, extremo norte, entrepiso 1	
Separación de acero transversal	Estribos cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	5/8"	

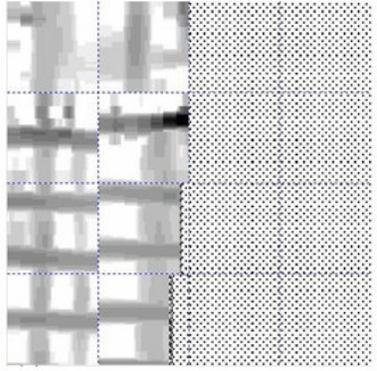
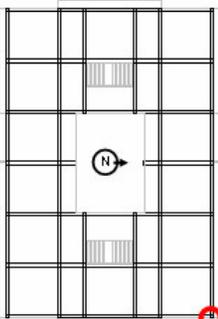
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 7-F, extremo superior, entrepiso 1	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 12 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

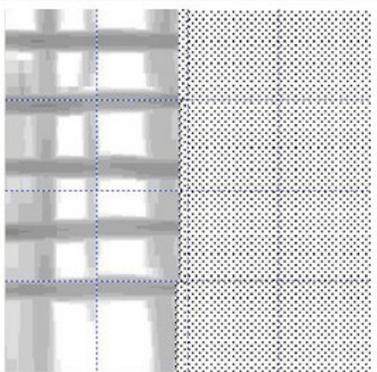
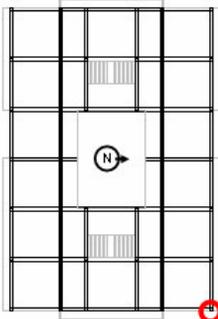
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 7-F, parte media, entrepiso 1	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada 20 cm	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

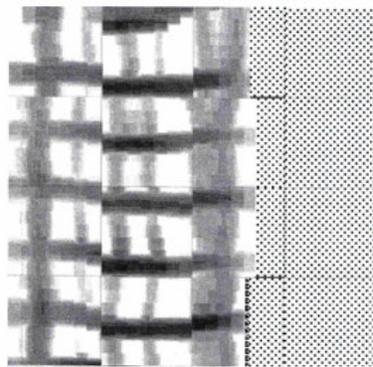
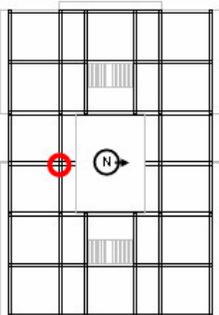
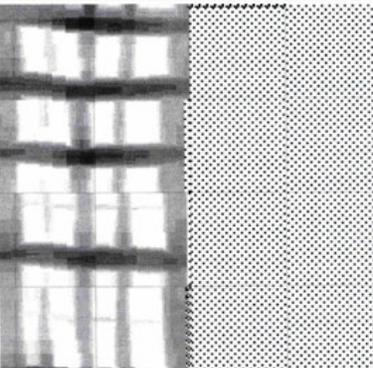
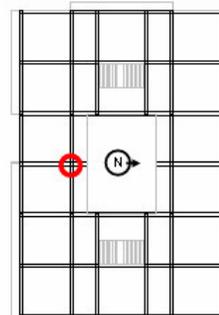
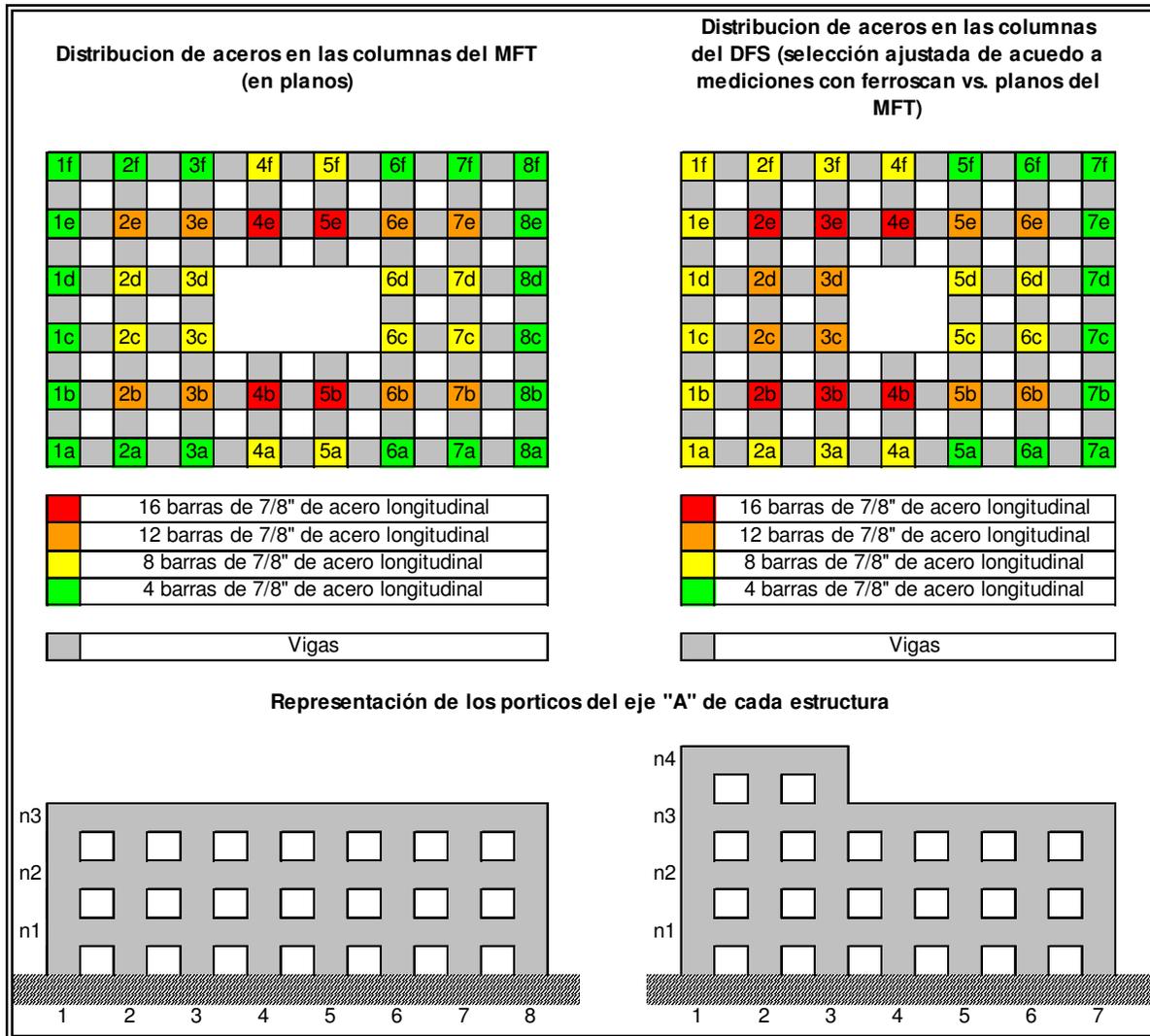
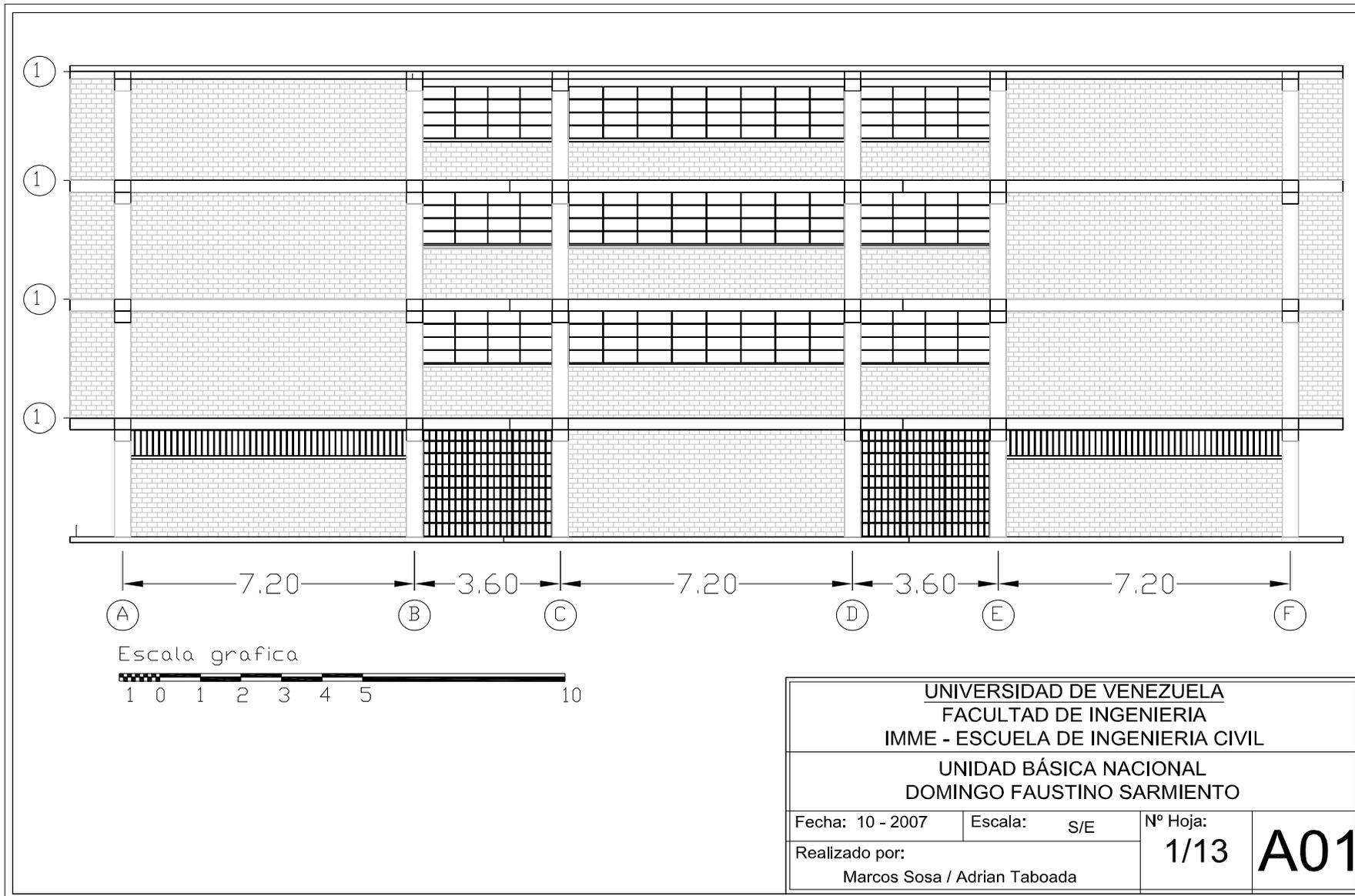
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 4-B, extremo superior, entrepiso 1	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada <u>12 cm</u>	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

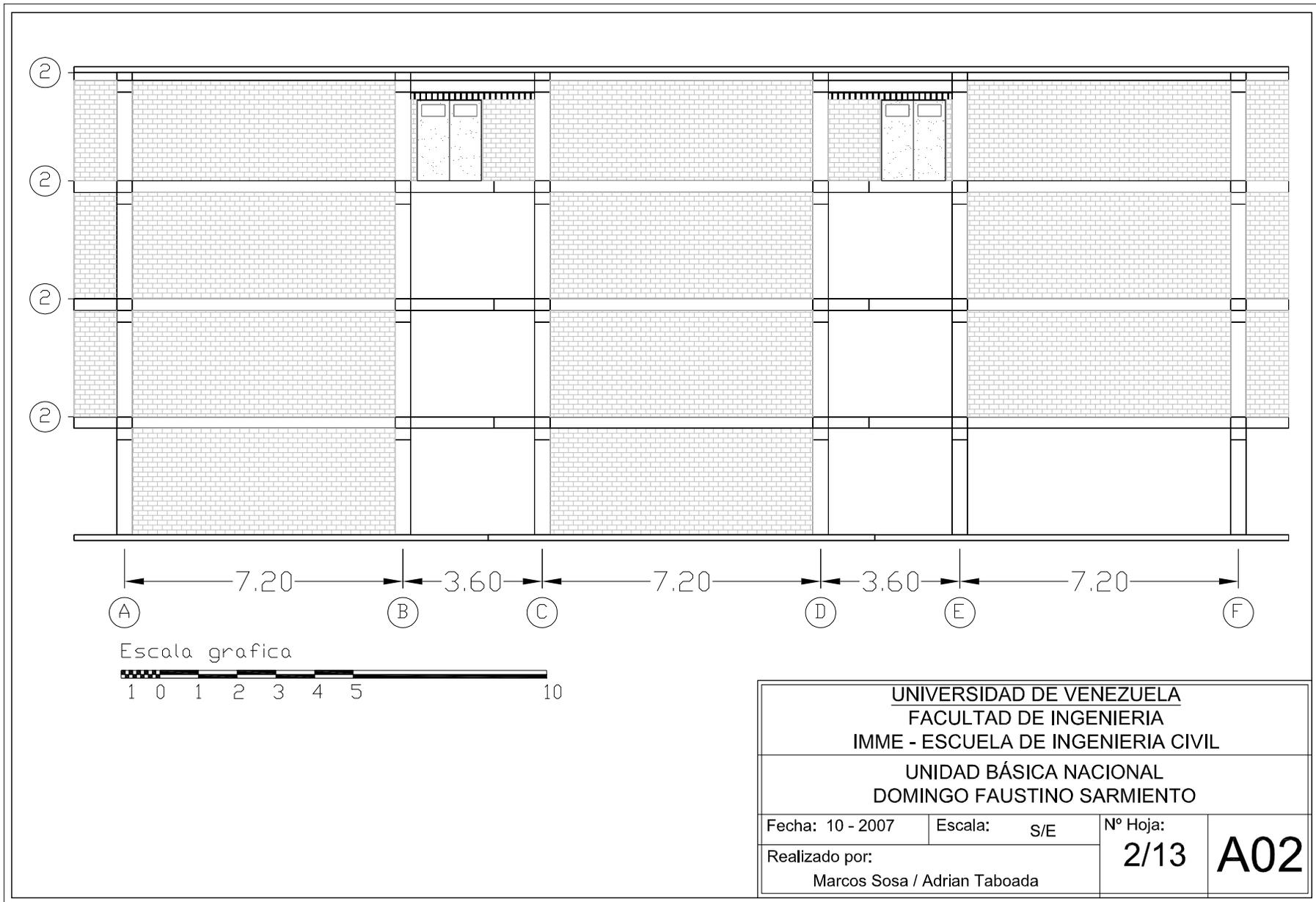
Imagen		Ubicación
		
Descripción		
Ubicación	Columna 4-B, parte media, entrepiso 1 (con <u>quicksan</u> se detectaron 2 barras longitudinales)	
Separación de acero transversal	Ligaduras cada <u>20 cm</u>	
Diámetro longitudinal estimado	7/8"	

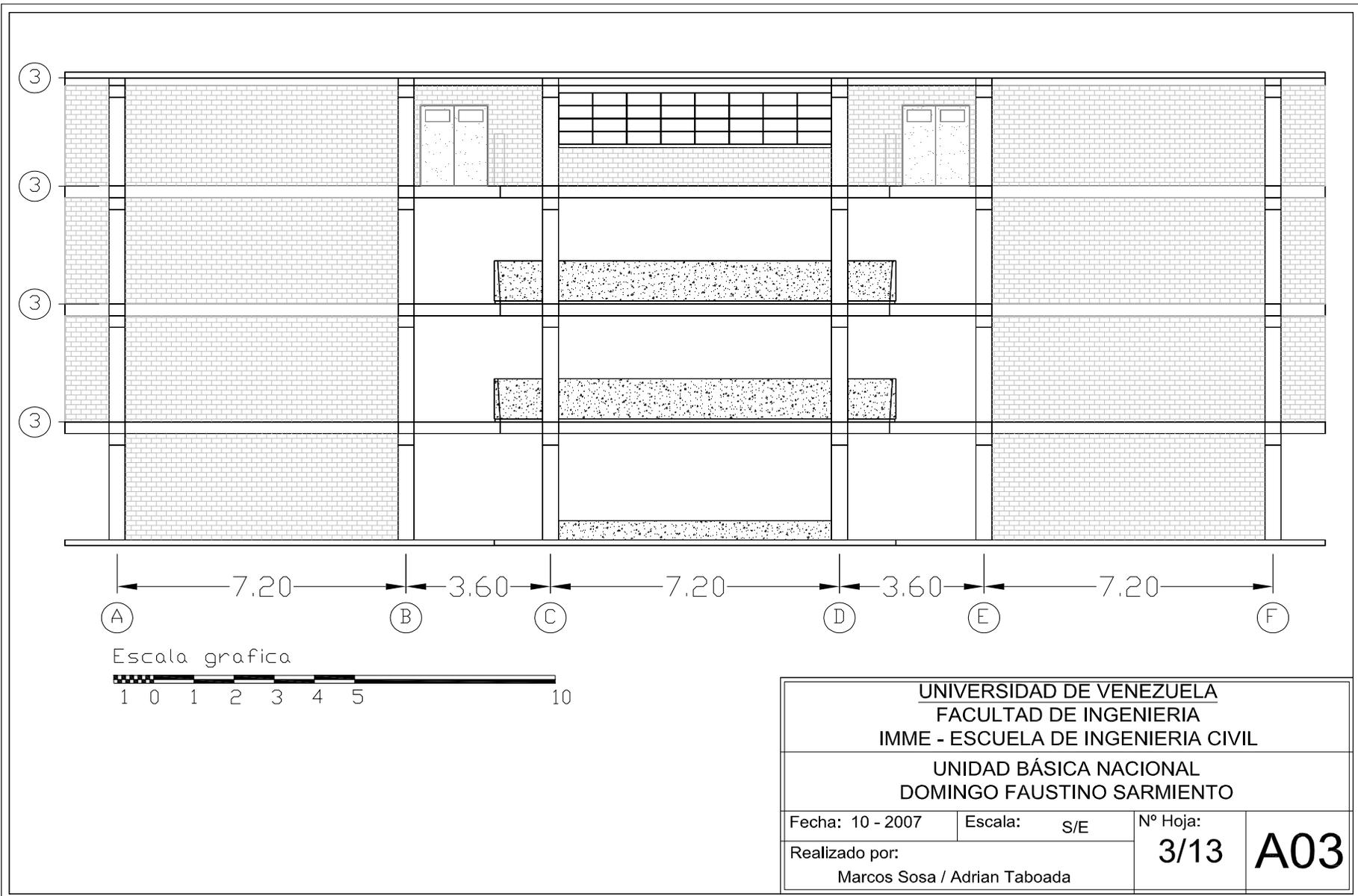


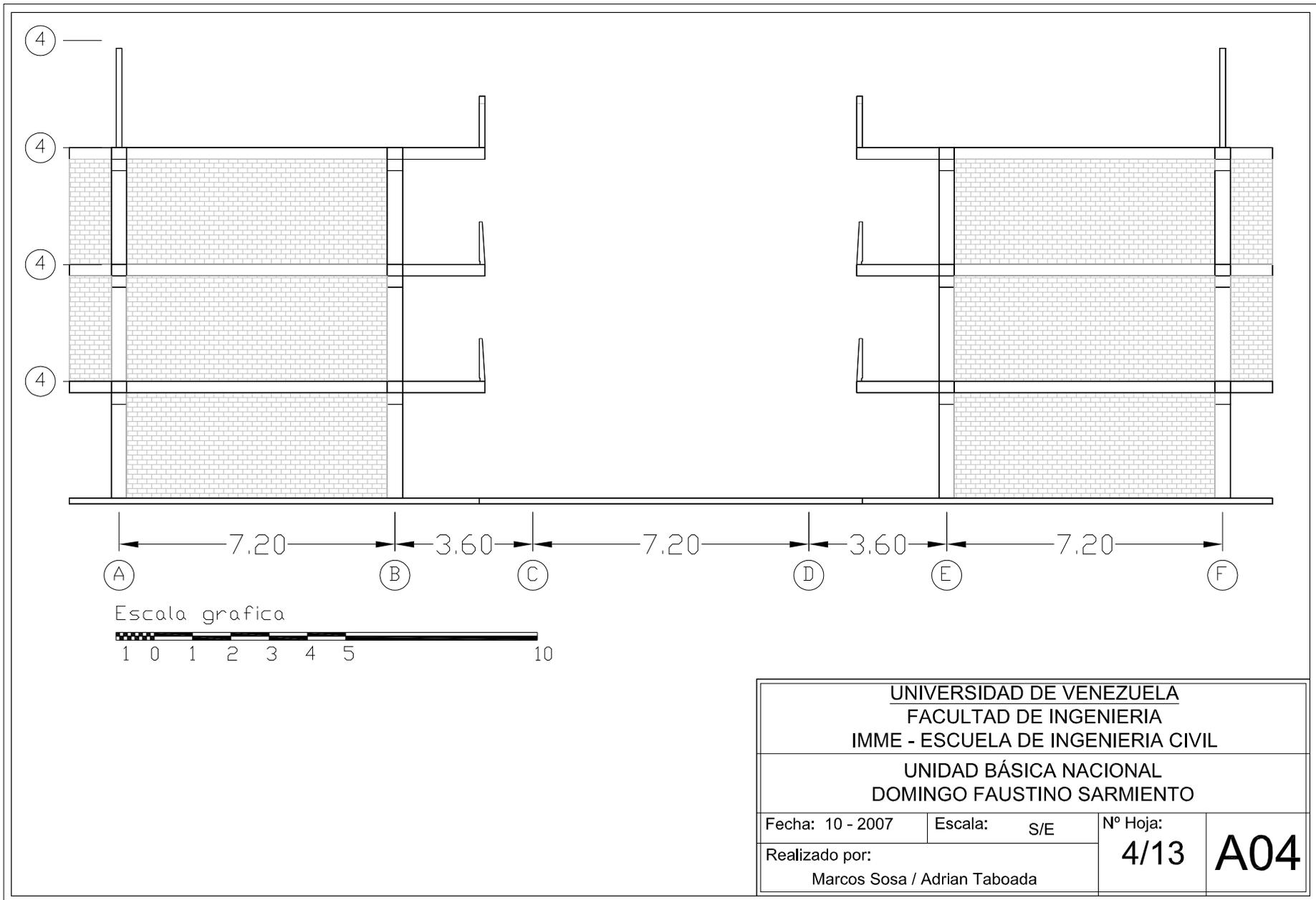
Por medio de las inspecciones realizadas en la U.B.N. Domingo Faustino Sarmiento, más el análisis de los planos estructurales del Liceo Manuel Felipe Tovar, se determinó el acero longitudinal correspondiente a cada columna, necesario para obtener los diagramas de interacción y poder realizar el estudio de capacidad/demanda.

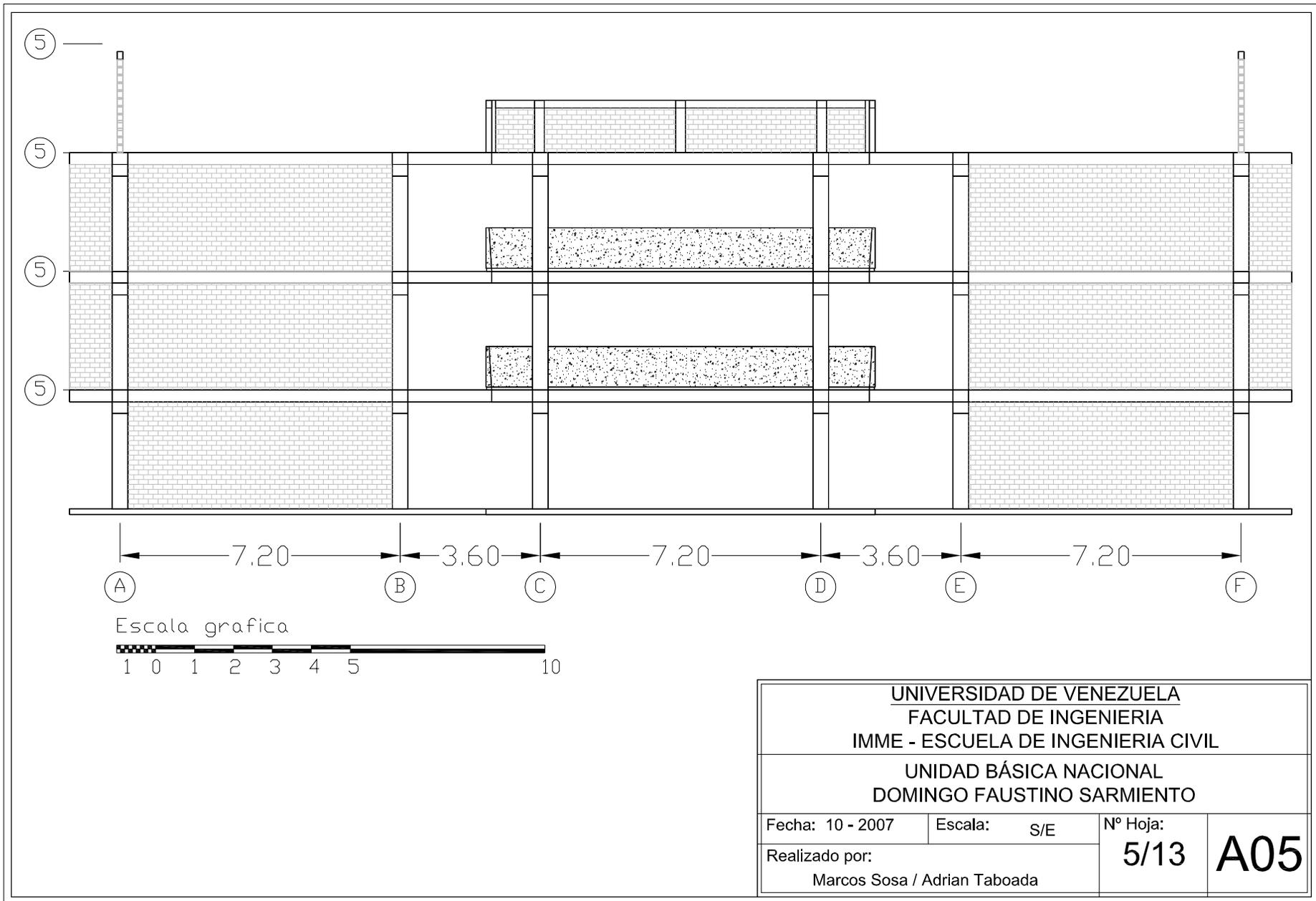
ANEXO 3

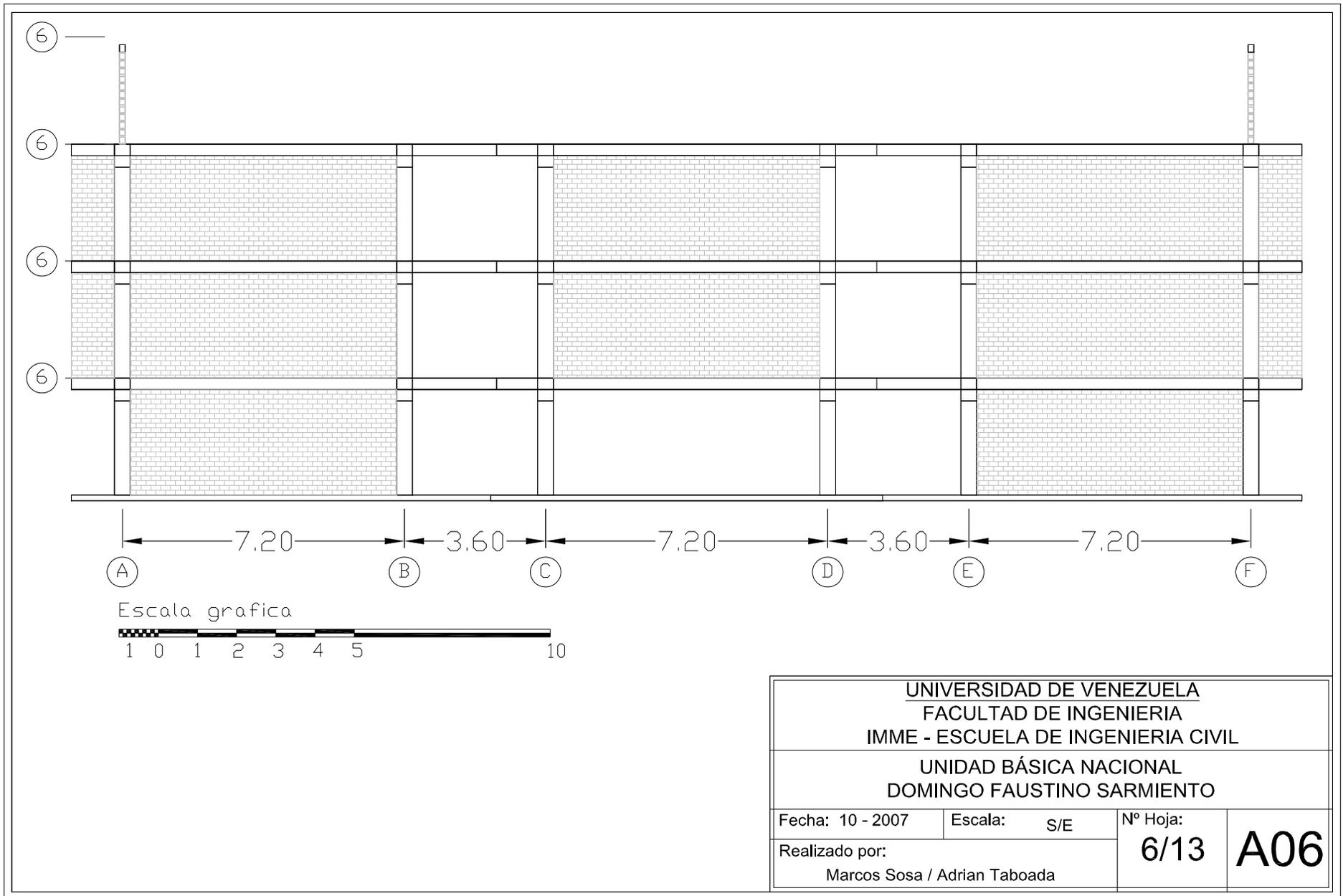


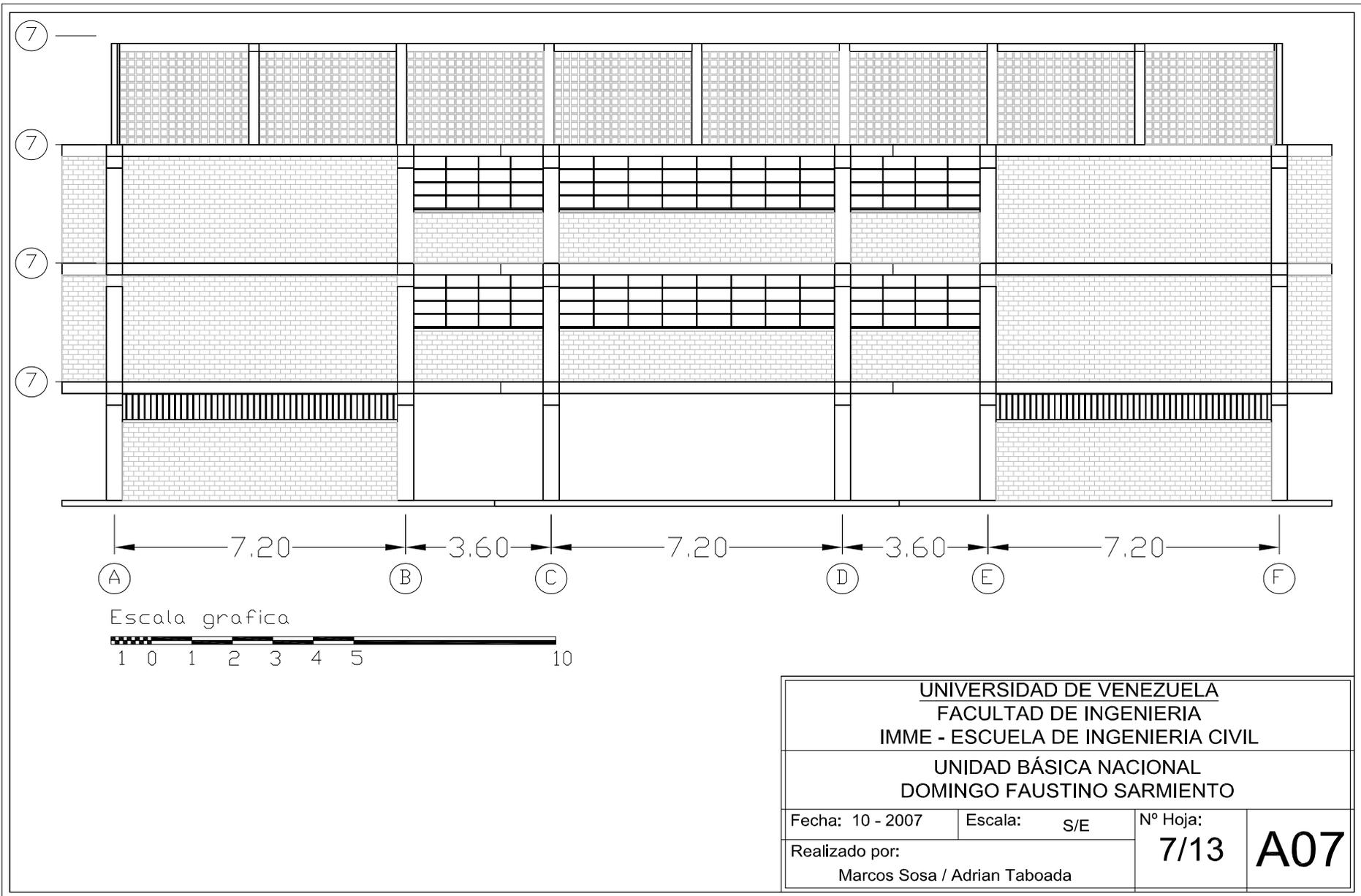


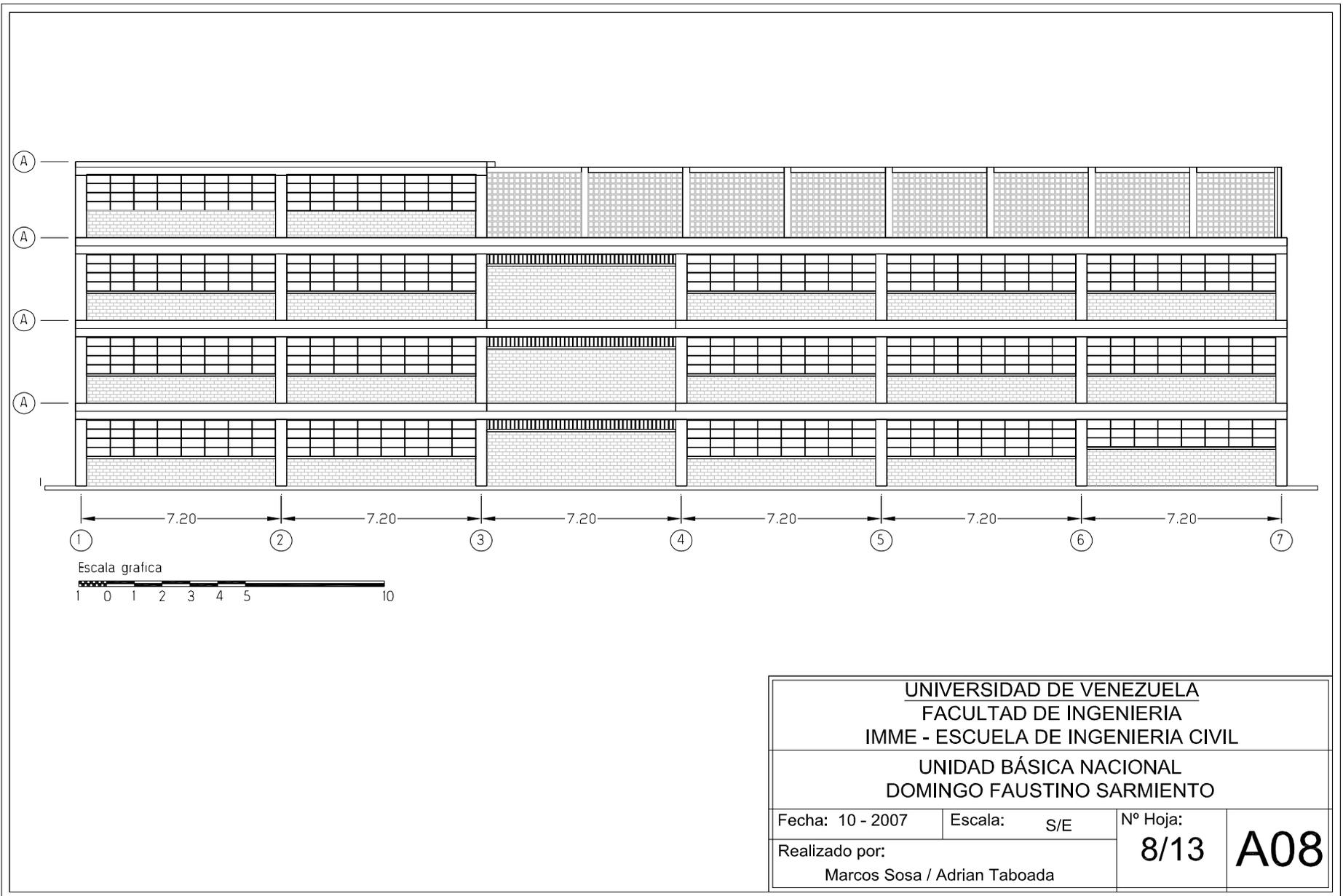




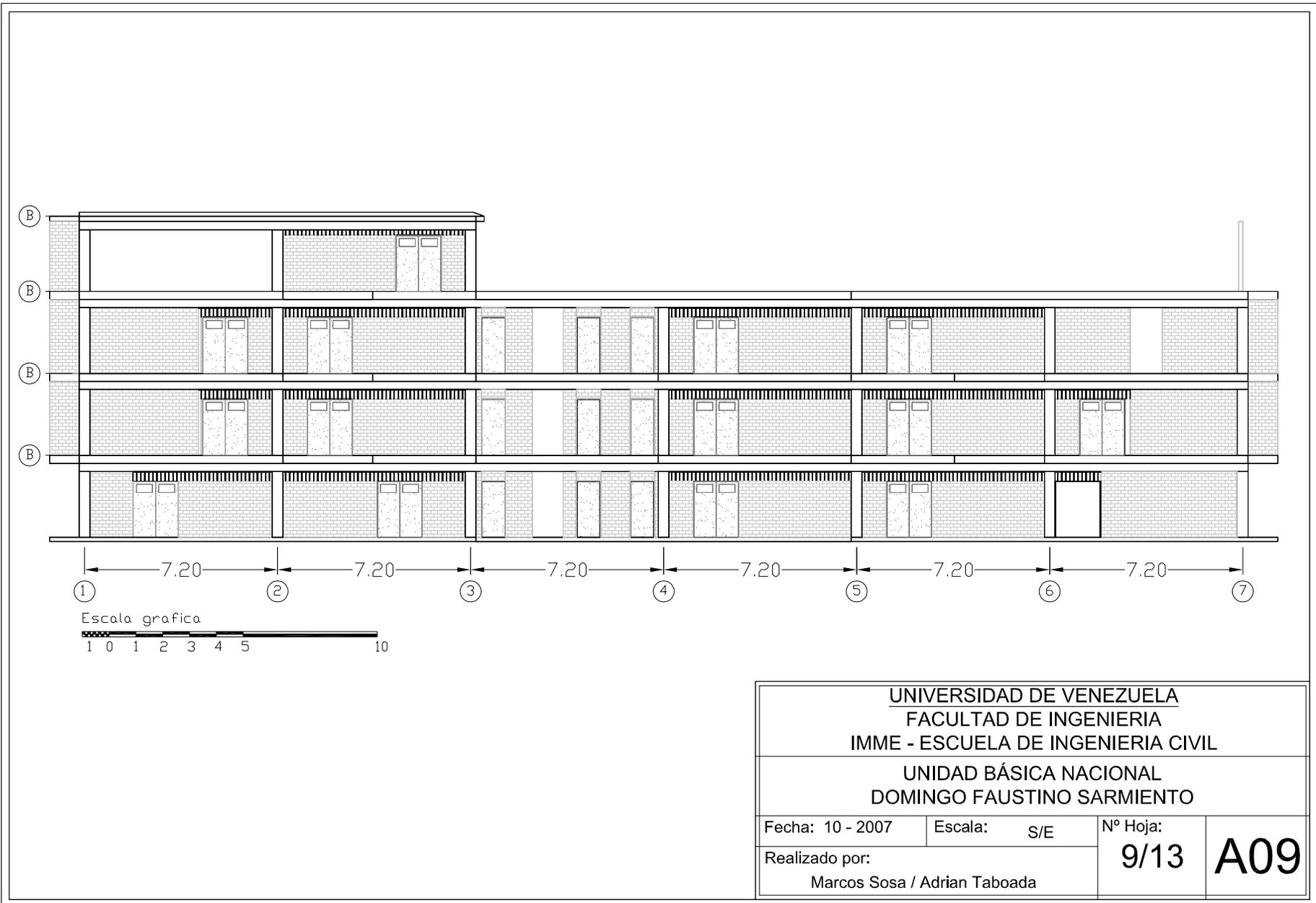




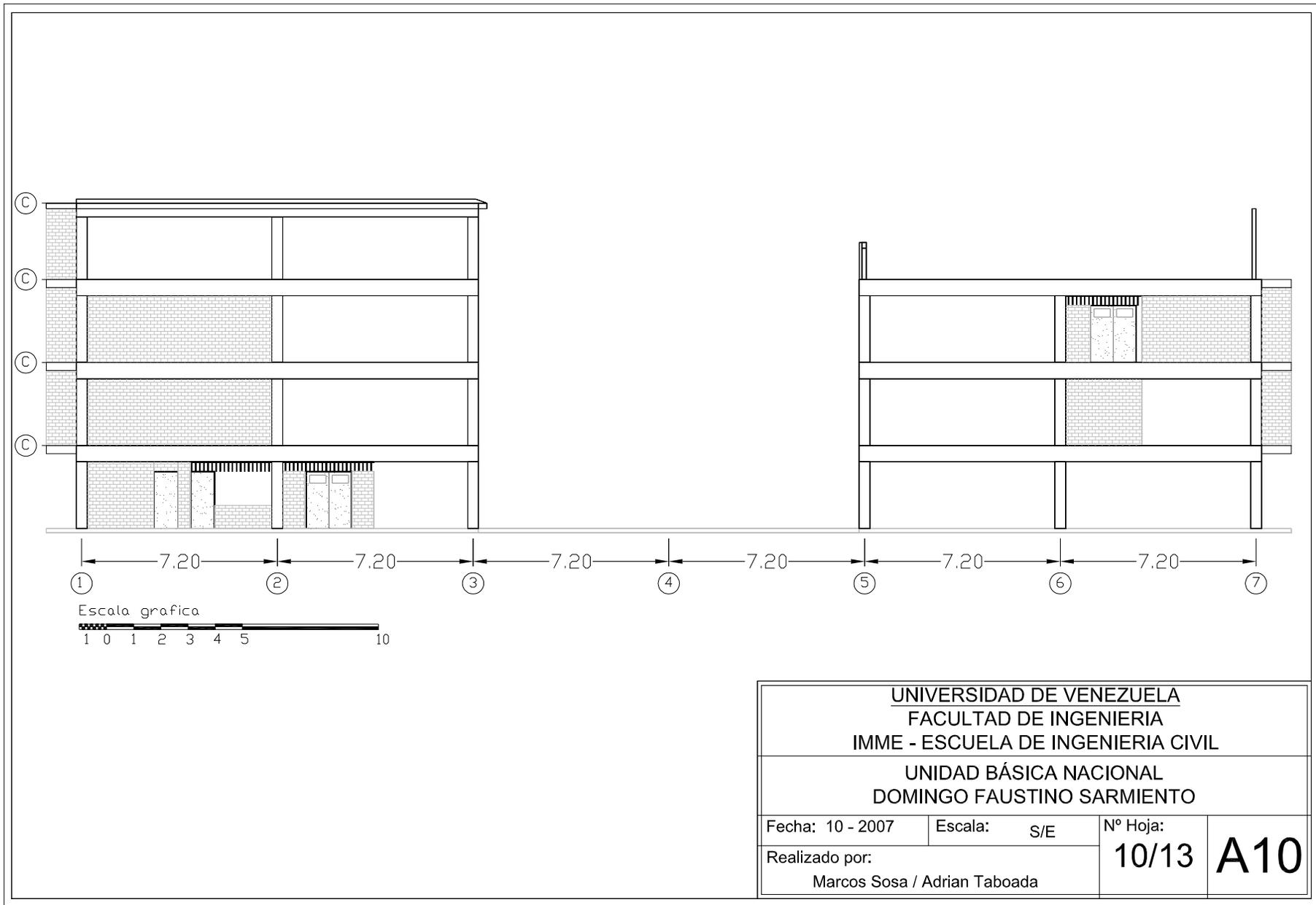




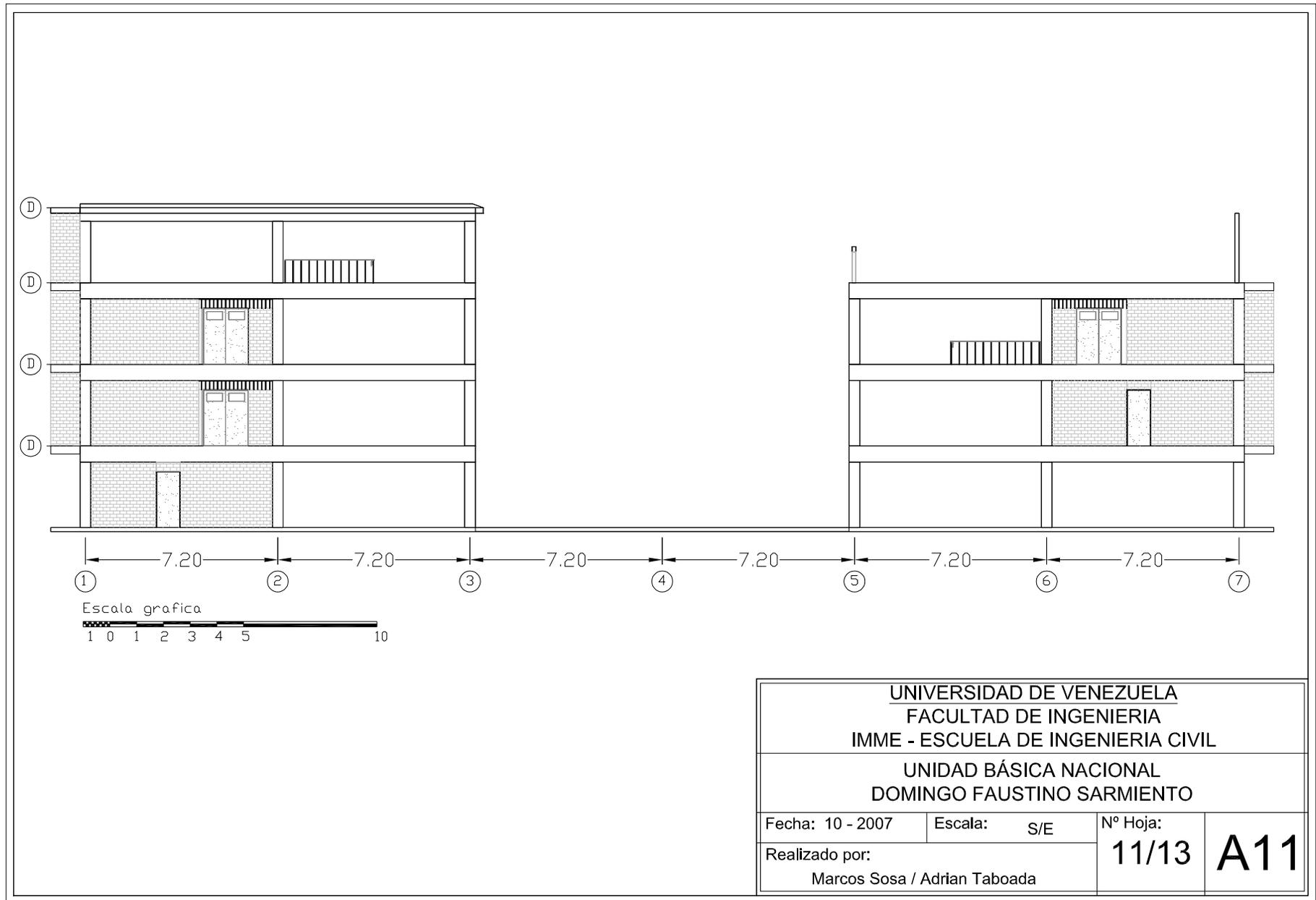
UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			
UNIDAD BÁSICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO			
Fecha: 10 - 2007	Escala: S/E	Nº Hoja:	
Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada		8/13	A08

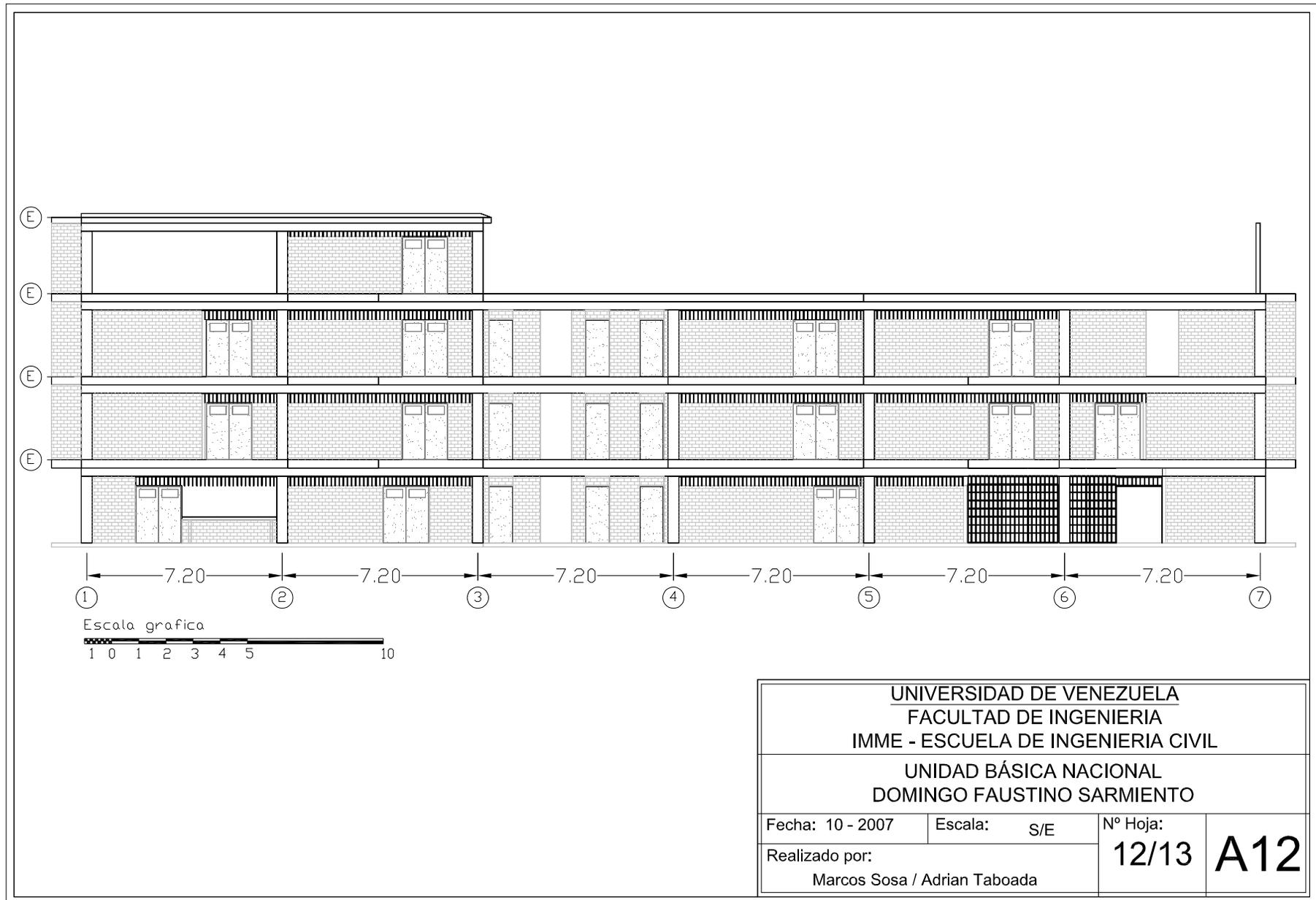


UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			
UNIDAD BÁSICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO			
Fecha: 10 - 2007	Escala: S/E	Nº Hoja:	9/13 A09
Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada			

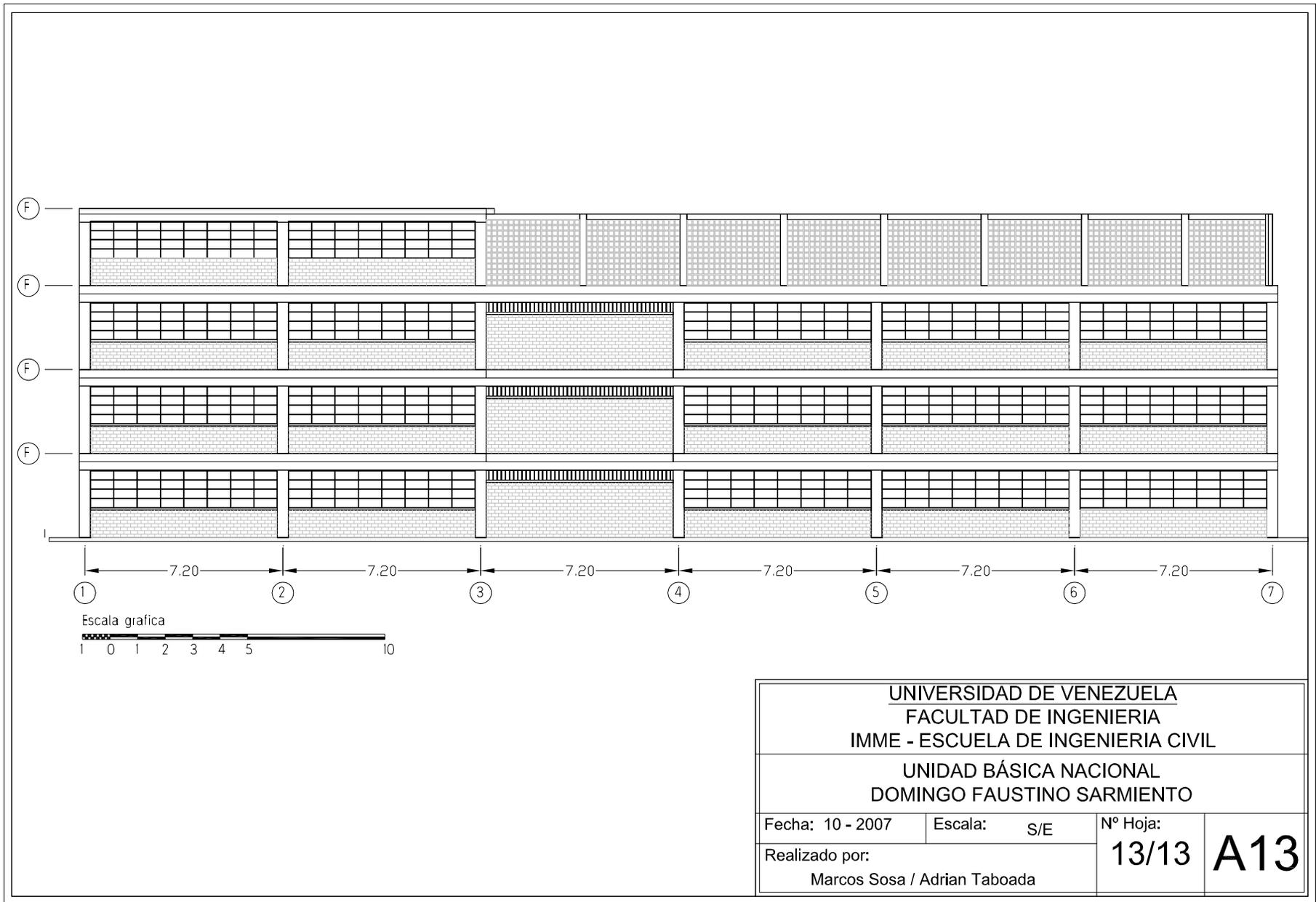


UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			
UNIDAD BÁSICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO			
Fecha: 10 - 2007	Escala: S/E	Nº Hoja:	A10
Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada		10/13	

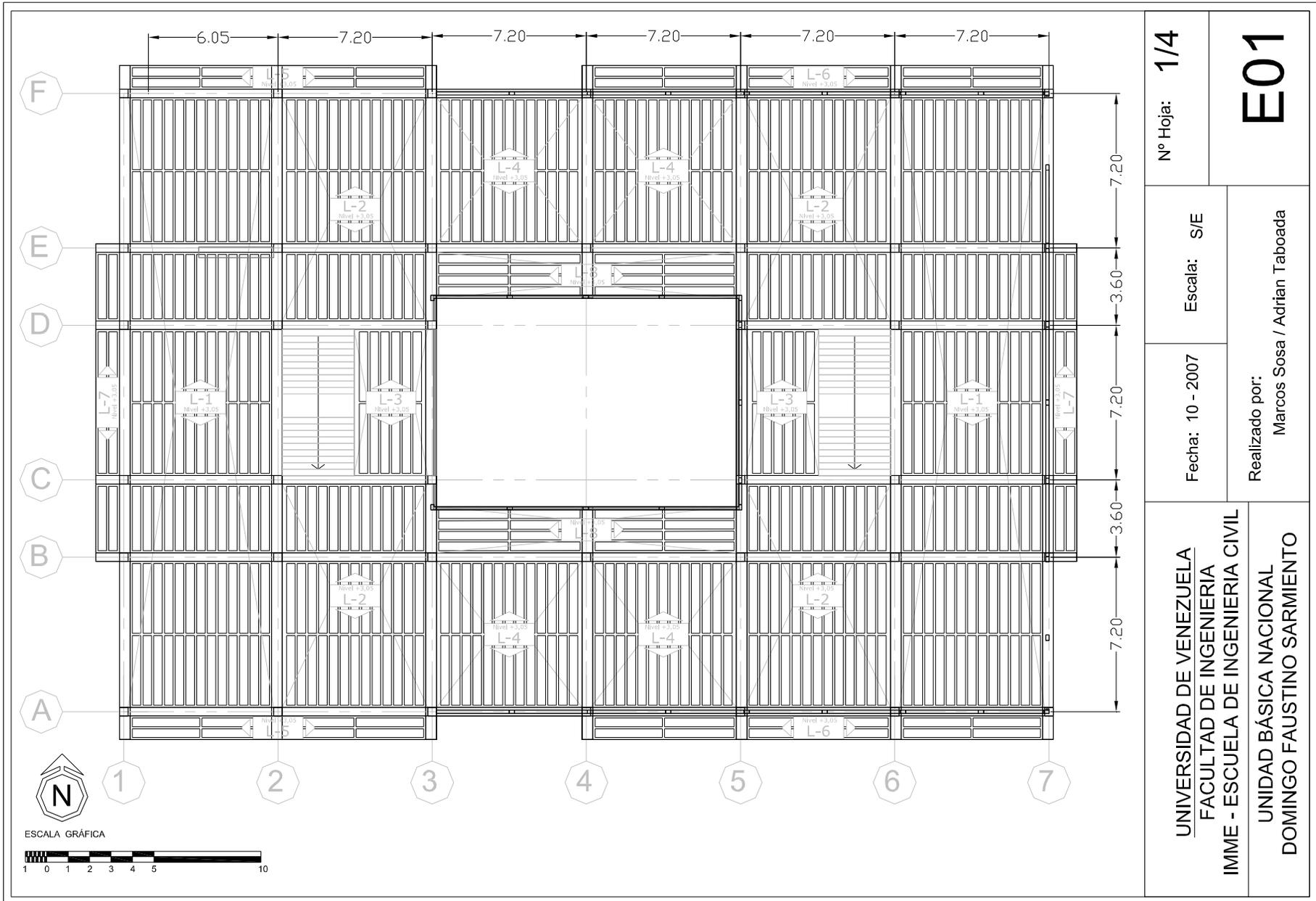




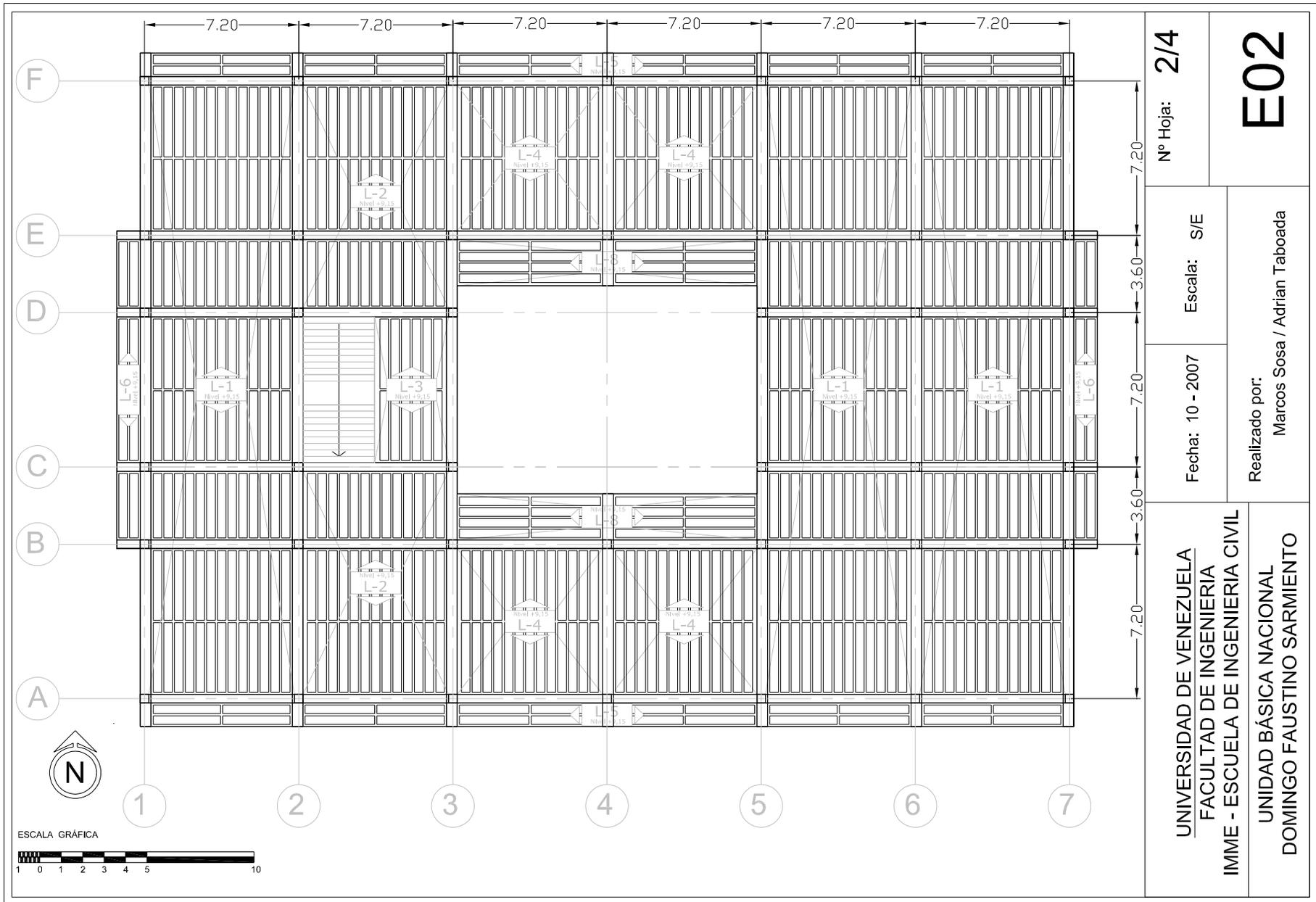
UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			
UNIDAD BÁSICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO			
Fecha: 10 - 2007	Escala: S/E	Nº Hoja:	A12
Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada		12/13	

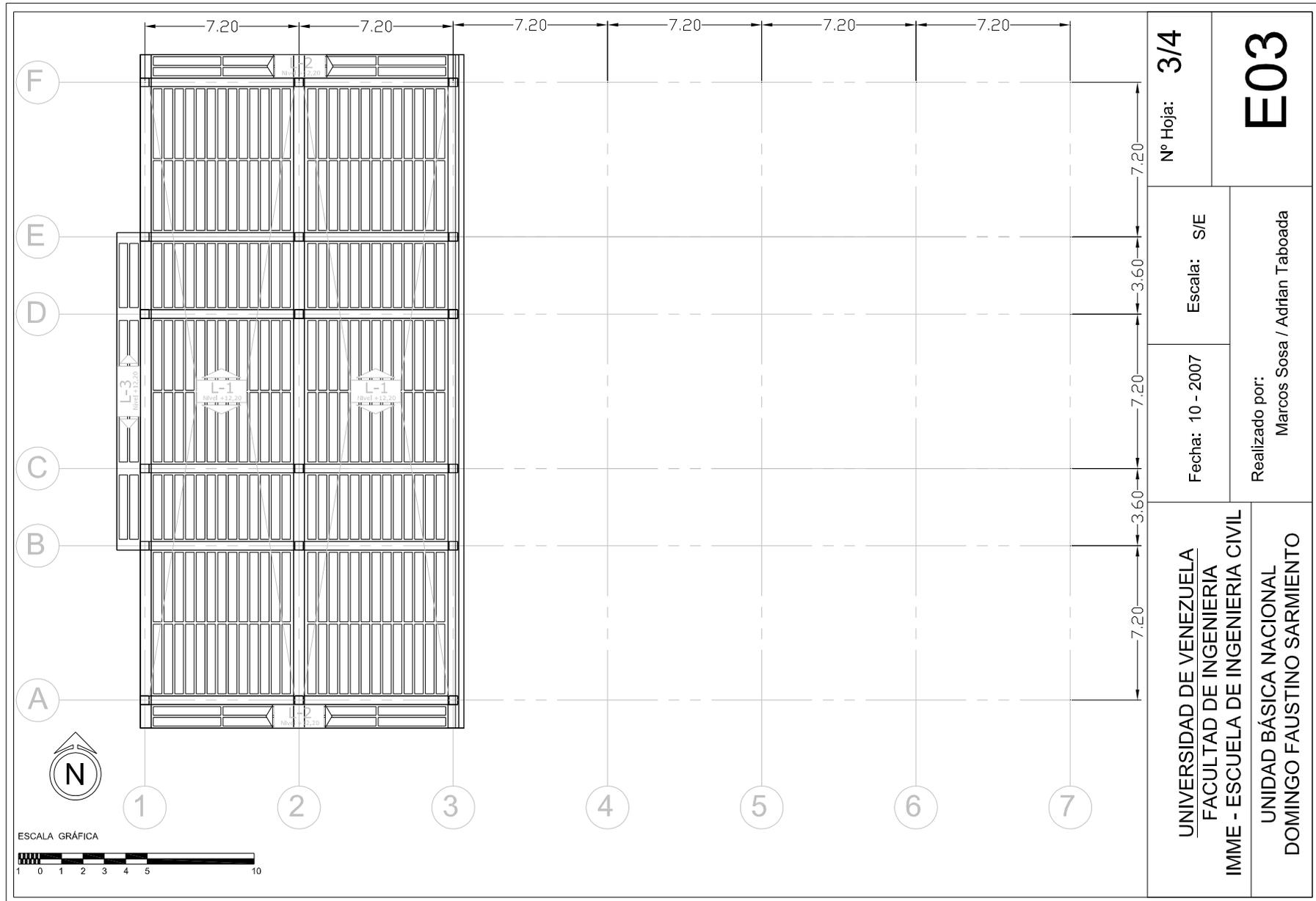


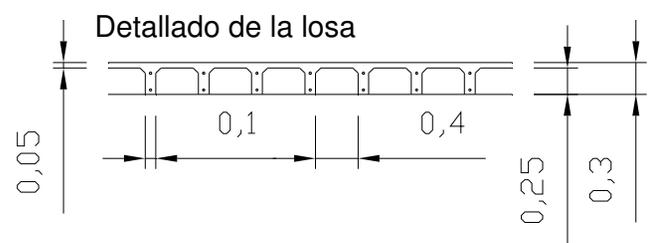
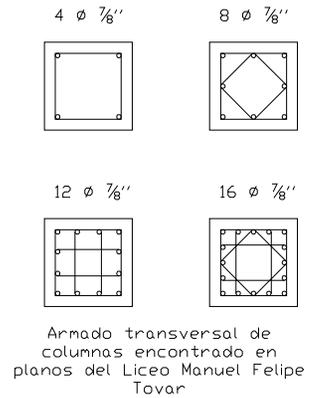
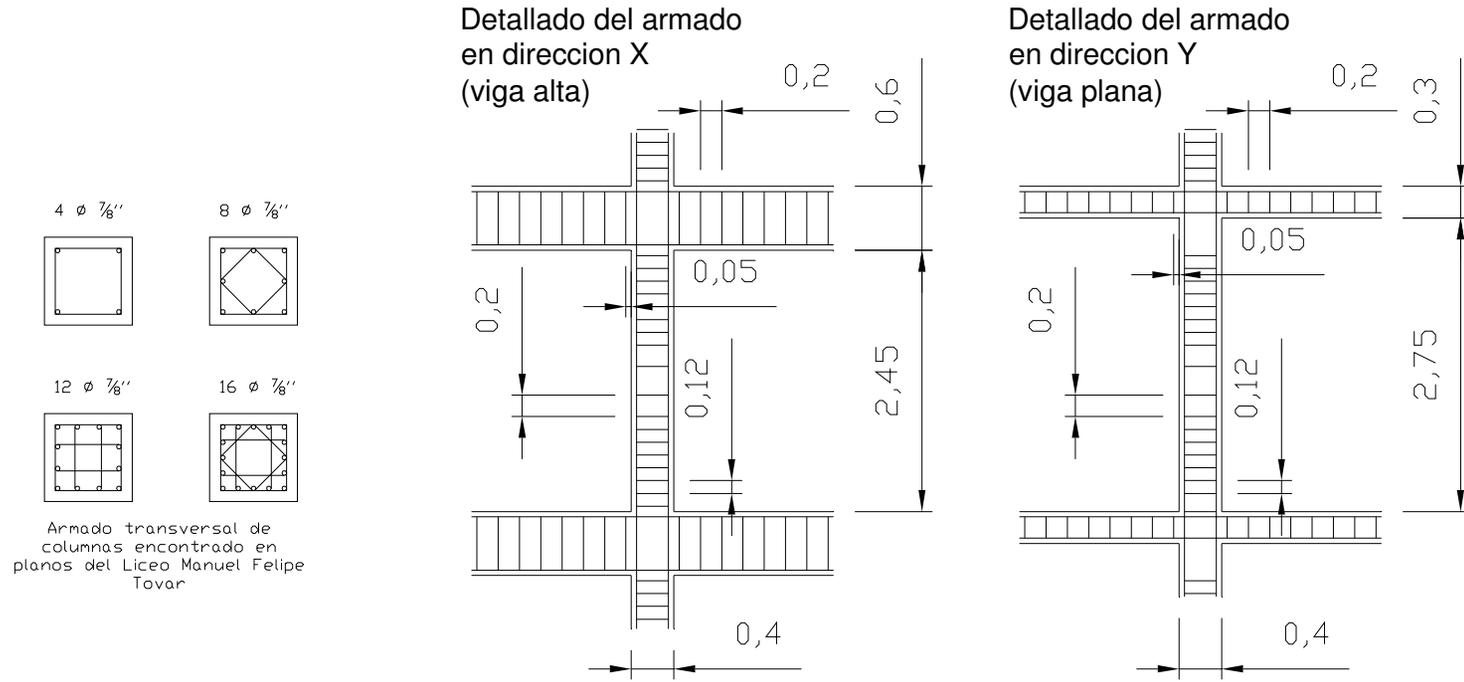
UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			
UNIDAD BÁSICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO			
Fecha: 10 - 2007	Escala: S/E	Nº Hoja:	A13
Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada		13/13	



UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO	Fecha: 10 - 2007	Escala: S/E	N° Hoja: 1/4
	Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada		E01







UNIVERSIDAD DE VENEZUELA FACULTAD DE INGENIERIA IMME - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		
UNIDAD BÁSICA NACIONAL DOMINGO FAUSTINO SARMIENTO		
Fecha: 10 - 2007	Escala:	Nº Hoja:
Realizado por: Marcos Sosa / Adrian Taboada		E04

ANEXO 4

Tomado del informe del Proyecto de Escuelas IMME.
Escrito por Jan Domínguez.

Unidad Educativa Domingo Faustino Sarmiento

a) *Instrumentación*

En esta edificación se realizó un arreglo con tres sismómetros GURALP, el arreglo consistió en la instalación de los equipos en el tercer nivel de la edificación como se indica (Figura 1) con el fin de identificar los 3 modos fundamentales derivados de la suposición de comportamiento de dicho nivel como diafragma rígido en su plano, con 3 grados de libertad dinámicos. Los datos de este arreglo fueron adquiridos de manera simultánea con tres equipos independientes sincronizados a través de GPS.

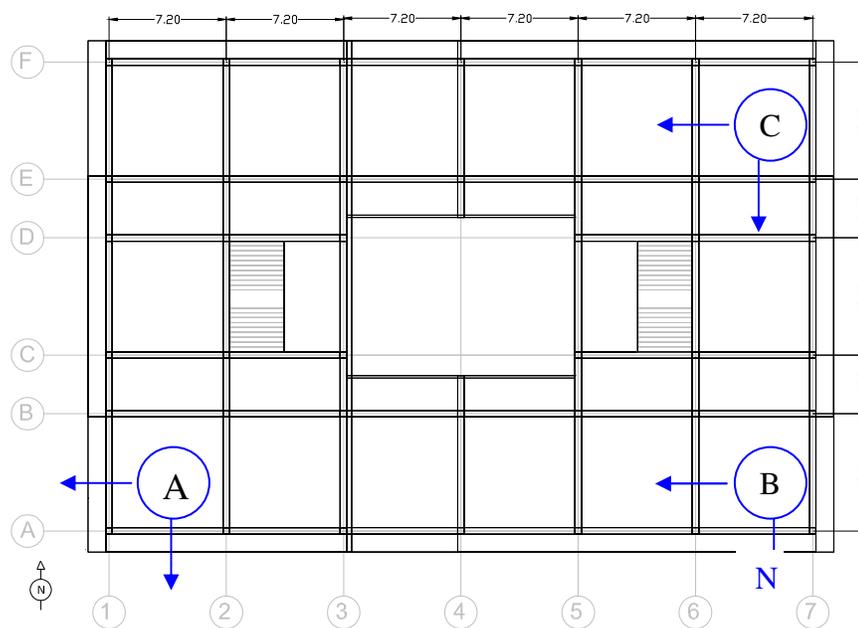


Figura 1 Esquema de instrumentación de la U.E. Domingo Faustino Sarmiento. El norte instrumental necesariamente no debe coincidir con el geográfico sino más bien con ejes estructurales principales.

Es obvio que derivado de la hipótesis de diafragma rígido, el sensor B ofrece grados de libertad redundantes pues en el diafragma ellos ya están contenidos en los sensores A y B, es decir, no debe existir diferencia de comportamiento entre los canales C-norte y B-norte así como tampoco entre los canales A-este y B-este. Sin embargo, la redundancia de

información es necesaria para poder corroborar dicha hipótesis, así como para poder establecer patrones de movimiento si esta resultara incorrecta.

Del análisis de los resultados obtenidos, a partir del procesamiento de los datos adquiridos en la medición de propiedades dinámicas de la U.E. Domingo Faustino Sarmiento se concluye:

- Los tres primeros modos tienen frecuencias de 4.02, 4.62 y 4.89 Hz respectivamente con una tolerancia de cálculo de ± 0.0061 Hz puesto que la tasa de muestreo fue de 200 Hz y el número de puntos por ventana igual a 16384 muestras.
- Los modos identificados en orden creciente de frecuencias son: Traslacional este, torsional y traslacional norte. Del análisis se deriva que estos tres primeros modos están prácticamente desacoplados a pesar de que puede apreciarse algún acoplamiento menor en algunas gráficas, este bien puede ser atribuido a la desviación entre la dirección del sensor y la principal de los ejes estructurales, sin embargo, en el caso de que fuese un acoplamiento estructural real, este es, para fines prácticos, despreciable.
- El amortiguamiento calculado para el primer modo es 3.66%, para el segundo 1.51% y para el tercero 1.17% del amortiguamiento crítico. Estos amortiguamientos son representativos de vibraciones a baja amplitud y no deben tomarse para análisis estructurales de edificaciones que no vayan a estar sujetas a esta condición.

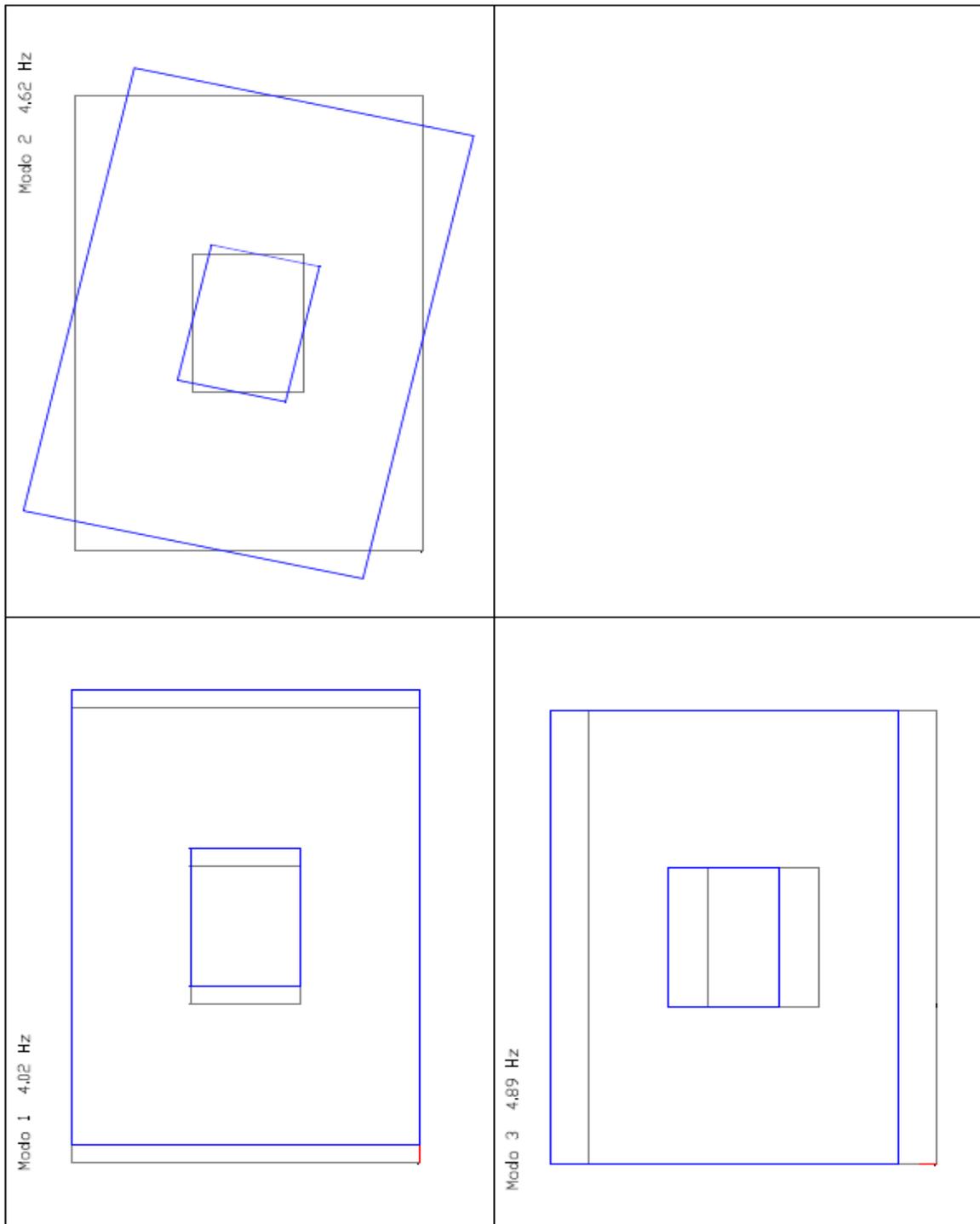


Figura 5.2.8 Detalle de las formas modales determinadas

ANEXO 5

	CARGAS PERMANENTES							
		Peso	Masa	Inercia Rotacional	Masa Total	Inercia Total	CM	
Entrepiso 1	Losa	433901	44230	12179235	111324	25056350	X	
	Vigas 40x60	140160	14287	3936158			22.909	
	Vigas 40x30	2640	269	143178				
	Vigas 50x30	78788	8031	2420711				
	Columnas	39200	3996	1248177				
	Escalera	23953	2442	394726				
	Muros	15080	1537	73001				
	Paredes	170515	17382	403895				
	CARGAS VARIABLES (50%)							15.715
		Peso	Masa	Inercia Rotacional				
	Pasillos	52822	5385	711095				
	Aulas	123645	12604	3762092				
	Escalera	11390	1161	187702				
	Entrepiso 2	CARGAS PERMANENTES						
		Peso	Masa	Inercia Rotacional	Masa Total	Inercia Total	CM	
Losa		433901	44230	12179235	110891	25042125	X	
Vigas 40x60		140160	14287	3936158			22.856	
Vigas 40x30		2640	269	143178				
Vigas 50x30		78788	8031	2420711				
Columnas		39200	3996	1248177				
Escalera		17964	1831	263537				
Muros		15080	1537	73001				
Paredes		175101	17849	418054				
CARGAS VARIABLES (50%)				15.746				
		Peso	Masa					Inercia Rotacional
Pasillos		52822	5385					711095
Aulas		123645	12604					3762092
Escalera	8543	871	125318					
Entrepiso 3	CARGAS PERMANENTES							
		Peso	Masa	Inercia Rotacional	Masa Total	Inercia Total	CM	
	Losa	447487	45615	12447343	95915	22698035	X	
	Vigas 40x60	140160	14287	3936158			21.761	
	Vigas 40x30	2640	269	143178				
	Vigas 50x30	78788	8031	2420711				
	Columnas	28420	2897	865325				
	Escalera	5988	610	1159				
	Paredes	119612	12193	64424				
	CARGAS VARIABLES (50%)							15.759
		Peso	Masa	Inercia Rotacional				
	Pasillos	19971	2036	64424				
	Aulas	46178	4707	516550				
	Escalera	2848	290	551				
Azotea	48838	4978	560525					
Entrepiso 4	CARGAS PERMANENTES							
		Peso	Masa	Inercia Rotacional	Masa Total	Inercia Total	CM	
	Losa	176551	17997	1809335	29855	2983388	X	
	Vigas 40x60	53280	5431	591928			8.373	
	Vigas 40x30	1320	135	4375				
	Vigas 50x30	35325	3601	420386				
	Columnas	8820	899	112661				
Paredes	17578	1792	36234					
								Y
					15.700			

Peso Total de la estructura Kg	3,413,740	Masa Total de la estructural kg*s ² /m	347,986
--------------------------------	-----------	---	---------

ANEXO 6

Tabla de Desplazamientos en Centros de Masas y Máximos de cada Nivel

	Nivel	En Centro de Masa		Desplazamiento máximo	
		Ux	Uy	Ux	Uy
Modelo 1	4	0,068	0,124	0,074	0,136
	3	0,059	0,088	0,065	0,115
	2	0,044	0,060	0,048	0,078
	1	0,021	0,024	0,022	0,032
Modelo 2	4	0,102	0,182	0,110	0,198
	3	0,087	0,129	0,094	0,164
	2	0,064	0,085	0,069	0,110
	1	0,030	0,034	0,031	0,044
Modelo 3	4	0,024	0,009	0,025	0,012
	3	0,018	0,007	0,019	0,010
	2	0,014	0,005	0,015	0,008
	1	0,008	0,003	0,008	0,005
Modelo 4	4	0,033	0,010	0,034	0,012
	3	0,023	0,008	0,024	0,010
	2	0,017	0,006	0,018	0,008
	1	0,010	0,004	0,010	0,005
Modelo 5	4	0,024	0,009	0,025	0,011
	3	0,018	0,007	0,019	0,010
	2	0,014	0,005	0,014	0,008
	1	0,008	0,003	0,008	0,004
Modelo 6	4	0,032	0,009	0,033	0,012
	3	0,023	0,007	0,024	0,010
	2	0,017	0,006	0,018	0,008
	1	0,009	0,003	0,010	0,005

ANEXO 7

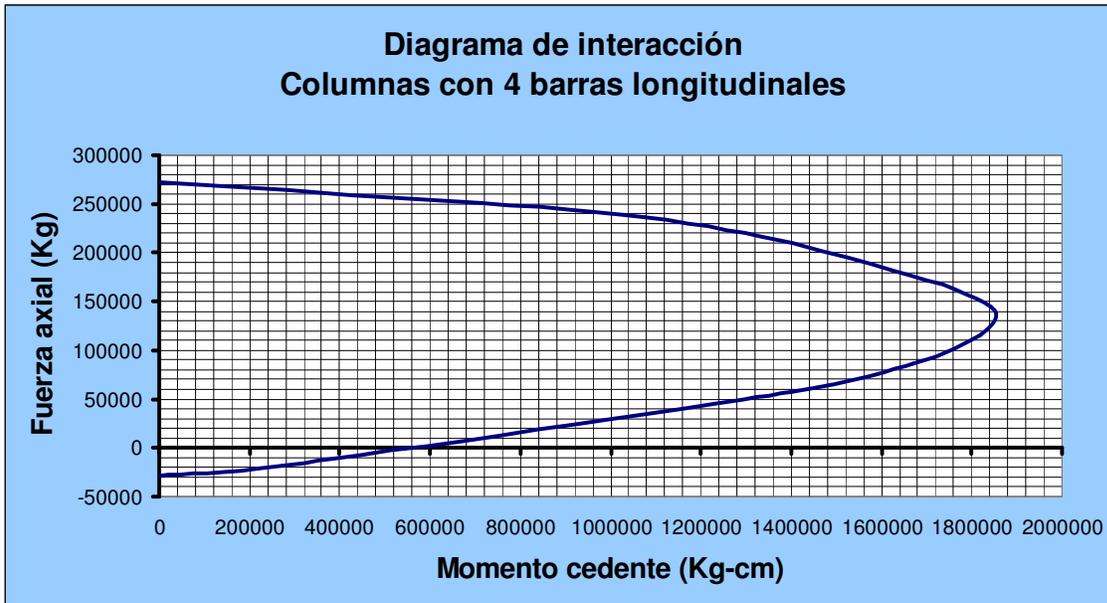


Diagrama de interacción correspondiente a las columnas de 1 barra longitudinal por cara.

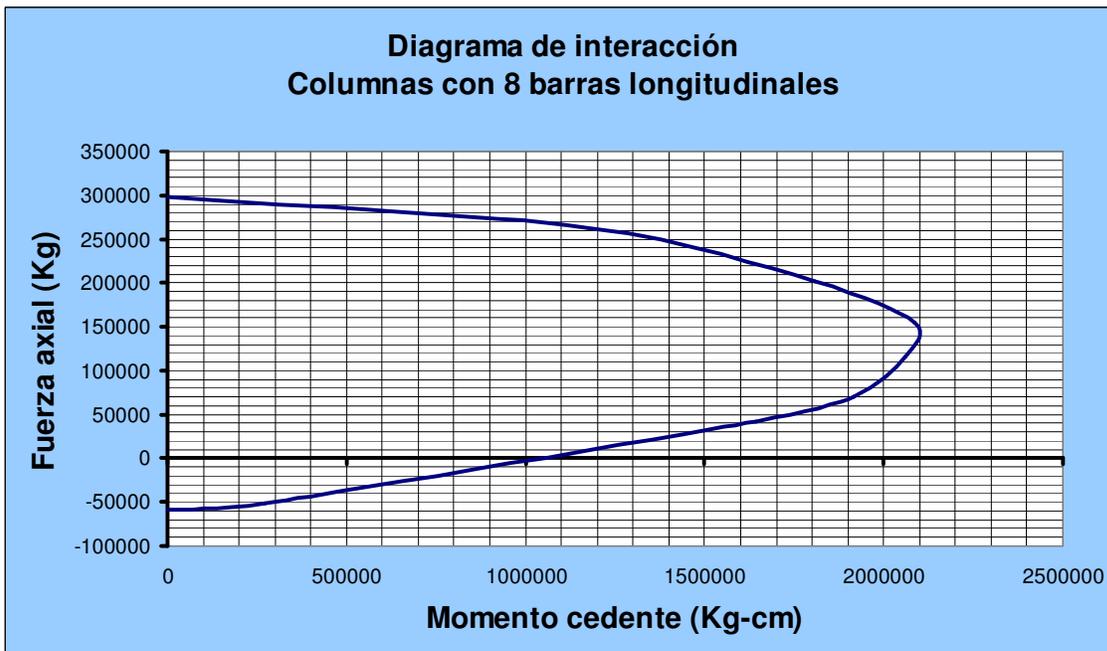


Diagrama de interacción correspondiente a las columnas de 2 barras longitudinales por cara.

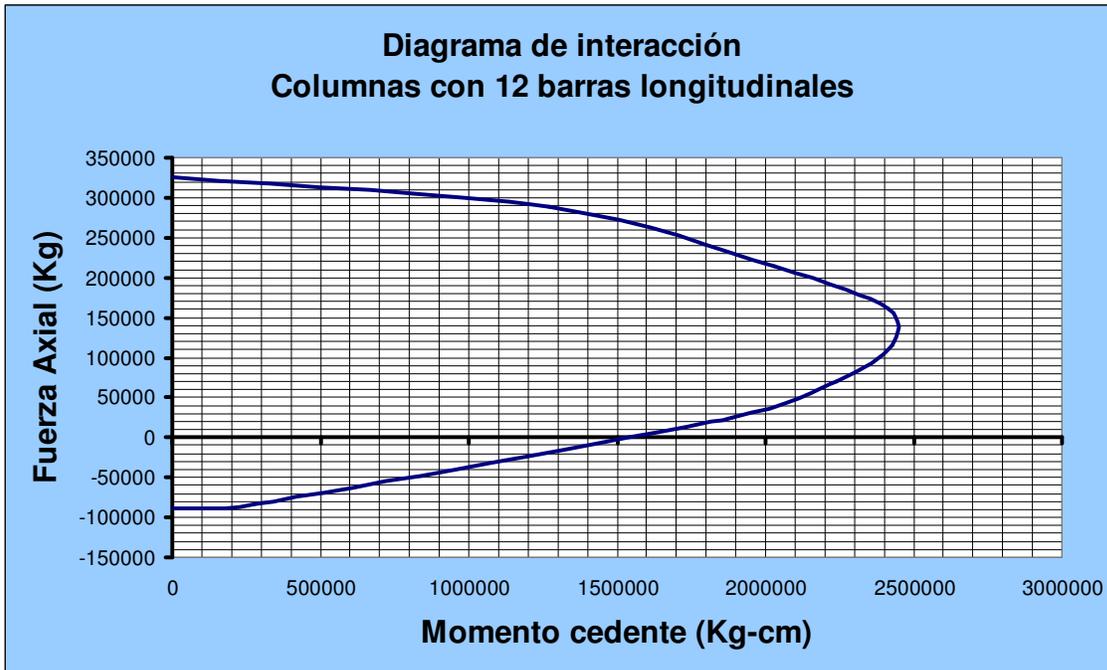


Diagrama de interacción correspondiente a las columnas de 3 barras longitudinales por cara

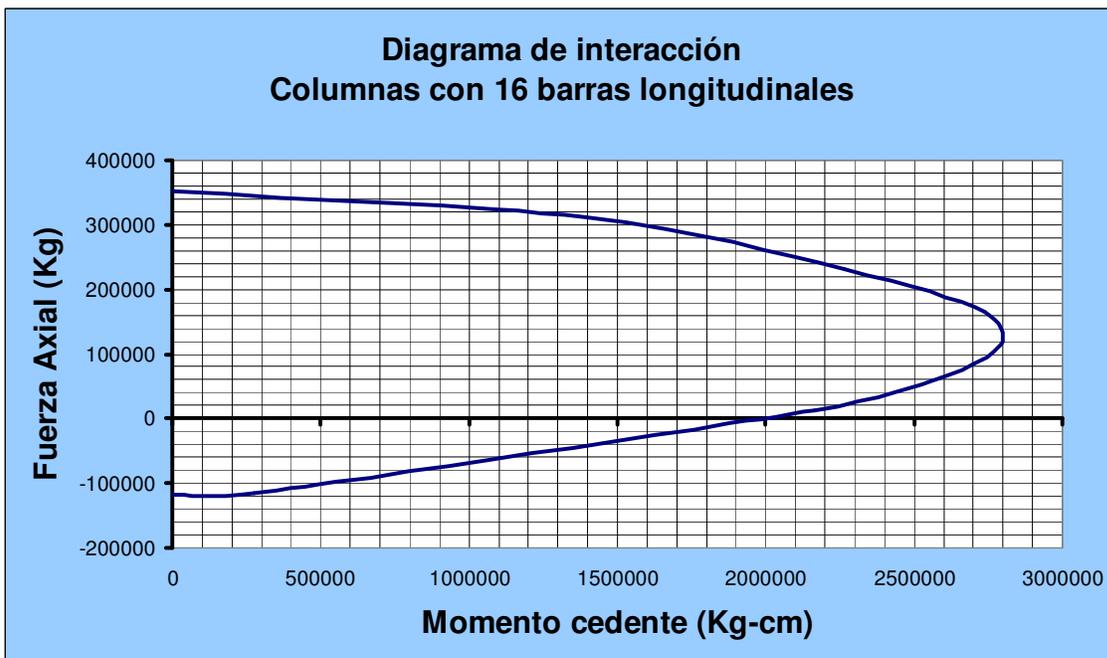


Diagrama de interacción correspondiente a las columnas de 4 barras longitudinales por cara

ANEXO 8

Demanda de cortante en columnas del entrepiso 1.

	Demanda en dirección X						Demanda en dirección Y					
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 1	Modelo 2	Modelo3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
1a	30255	22373	16565	13350	16155	13116	21648	15590	18396	15323	17476	14605
2a	39814	30035	22798	18779	22231	18451	19525	13979	11853	9842	11376	9484
3a	38618	29229	46245	44470	45088	43691	17788	12753	10295	8786	9892	8461
4a	38840	29383	46266	44484	45116	43705	16474	11742	10097	9010	9724	8668
5a	38639	29256	22390	18494	21834	18171	14996	10791	11438	10483	11026	10075
6a	39848	30077	22616	18676	22054	18350	14094	10171	13854	12779	13353	12275
7a	30293	22405	16597	13386	16189	13152	13612	9825	22321	20745	21324	19737
1b	29149	21633	18122	15685	17810	15491	32741	22566	21059	17063	20078	16324
2b	38362	29086	59099	55035	57950	54273	29769	20457	12175	9971	11693	9607
3b	37022	28019	21319	18695	20931	18469	26906	18445	10549	8887	10140	8559
4b	37430	28452	21747	18624	13220	18373	17301	12545	10200	9101	9826	8758
5b	37025	28041	48487	47522	47594	46922	22825	15720	11787	10671	11370	10260
6b	38397	29128	45686	44004	44813	43412	21745	15095	14221	12962	13731	12461
7b	29188	21666	26156	25304	25737	25010	20940	14537	24031	21836	23037	20847
1c	28712	21371	22805	21647	22645	21427	32384	22405	21348	17705	20313	16913
2c	38905	29409	27899	25601	26474	24678	29446	20313	12246	10021	11541	9512
3c	28920	21674	11417	7839	12272	8527	26784	18421	4308	2576	4034	2411
5c	28961	21709	11824	8031	12556	8643	22978	16078	4885	3144	4591	2907
6c	38935	29451	13434	9457	12711	9133	21494	14999	6798	4630	6009	3862
7c	28754	21405	12311	8741	12231	8700	20680	14414	9071	6579	8717	6284
1d	28682	21335	23119	22162	22897	22086	32384	22405	21365	17702	20398	16971
2d	38863	29357	28865	27723	28224	27414	29446	20313	12257	10024	11590	9536
3d	28890	21637	11639	7973	12429	8573	26784	18421	4308	2575	4110	2490
5d	28930	21671	11668	7934	12581	8646	22977	16078	4884	3143	4670	3035
6d	38893	29399	14622	10400	13885	10021	21494	14999	6796	4628	6284	4287
7d	28724	21368	11661	8581	11635	8566	20680	14414	9059	6570	8716	6300
1e	29089	21560	17073	15273	16955	15167	32741	22566	21041	17092	20020	16326
2e	38281	28985	48615	46574	48057	46134	29769	20457	5722	3512	5472	3379
3e	36944	27922	21848	18583	21635	18446	26906	18445	10548	8886	10088	8558
4e	37351	28355	41970	40109	41534	39753	17301	12545	10204	9103	9779	8760
5e	36946	27943	47593	46648	47121	46280	22825	15720	11790	10675	11371	10262
6e	38316	29028	16332	11777	16043	11564	21745	15095	14214	12956	13711	12449
7e	29127	21593	22972	22090	22851	21966	20940	14537	24068	21886	23022	20861
1f	30138	22230	16494	13248	16363	13138	21648	15590	18390	15315	17488	14606
2f	39658	29840	23199	18893	22988	18727	19525	13979	4892	3096	4642	2958
3f	38467	29039	45965	44046	45535	43651	17788	12753	10292	8781	9842	8459
4f	38688	29192	45934	44023	45503	43623	16474	11742	10098	9010	9675	8668
5f	38488	29066	22250	18325	22050	18165	14996	10791	11439	10484	10970	10076
6f	39692	29882	22484	18528	22279	18364	14094	10171	13850	12744	13283	12272
7f	30176	22261	16515	13274	16385	13164	13612	9825	22318	20740	21331	19738
	1390410	1045465	1044601	933988	1022561	925142	888259	621692	508467	431036	485713	412001

Capacidad a cortante para modelos 1 y 2 en dirección X y Y.

			Capacidad				Capacidad a cortante
	N	M	Vductil	Vs	Vc	Vn	
1a	89941	1991964	16261	14002	14623	28624	16261
2a	169382	2069143	16891	14002	18270	32271	16891
3a	142548	2113656	17254	14002	17038	31039	17254
4a	120225	2095819	17109	14002	16013	30015	17109
5a	127605	1861166	15193	7001	16352	23353	15193
6a	127605	1861166	15193	7001	16352	23353	15193
7a	67618	1524282	12443	7001	13598	20599	12443
1b	113910	2081732	16994	14002	15723	29725	16994
2b	205565	2491422	20338	21003	19931	40933	20338
3b	184854	2599178	21218	21003	18980	39983	21218
4b	159227	2685013	21918	21003	17803	38806	21918
5b	156405	2483486	20273	14002	17674	31676	20273
6b	153582	2484925	20285	14002	17544	31546	20285
7b	85184	1667643	13613	7001	14404	21405	13613
1c	127393	2106979	17200	14002	16342	30344	17200
2c	209813	2336135	19070	14002	20126	34127	19070
3c	121317	2456088	20050	14002	16063	30065	20050
5c	90664	1995511	16290	14002	14656	28657	16290
6c	139652	2114155	17258	14002	16905	30906	17258
7c	95910	1736975	14179	7001	14897	21897	14179
1d	127393	2106979	17200	14002	16342	30344	17200
2d	192987	2407176	19650	14002	19353	33355	19650
3d	121317	2456088	20050	14002	16063	30065	20050
5d	90664	1995511	16290	14002	14656	28657	16290
6d	113944	2081818	16994	14002	15725	29726	16994
7d	95910	1736975	14179	7001	14897	21897	14179
1e	113910	2081732	16994	14002	15723	29725	16994
2e	205565	2491422	20338	21003	19931	40933	20338
3e	184854	2599178	21218	21003	18980	39983	21218
4e	159227	2685013	21918	21003	17803	38806	21918
5e	156405	2483486	20273	14002	17674	31676	20273
6e	153582	2484925	20285	14002	17544	31546	20285
7e	85184	1667643	13613	7001	14404	21405	13613
1f	89941	1991964	16261	14002	14623	28624	16261
2f	169382	2069143	16891	14002	18270	32271	16891
3f	142548	2113656	17254	14002	17038	31039	17254
4f	120225	2095819	17109	14002	16013	30015	17109
5f	127605	1861166	15193	7001	16352	23353	15193
6f	127605	1861166	15193	7001	16352	23353	15193
7f	67618	1524282	12443	7001	13598	20599	12443
			698380			1196695	698380

Capacidad a cortante para modelos 3 al 6 en dirección X.

	N	M	h	Capacidad				Capacidad a cortante
				Vductil	Vs	Vc	Vn	
1a	89941	1991964	135	29511	14002	14623	28624	28624
2a	169382	2069143	135	30654	14002	18270	32271	30654
3a	142548	2113656	35	120780	14002	17038	31039	31039
4a	120225	2095819	35	119761	14002	16013	30015	30015
5a	127605	1861166	135	27573	7001	16352	23353	23353
6a	127605	1861166	100	37223	7001	16352	23353	23353
7a	67618	1524282	100	30486	7001	13598	20599	20599
1b	113910	2081732	245	16994	14002	15723	29725	16994
2b	205565	2491422	35	142367	21003	19931	40933	40933
3b	184854	2599178	35	148524	21003	18980	39983	39983
4b	159227	2685013	35	153429	21003	17803	38806	38806
5b	156405	2483486	35	141914	14002	17674	31676	31676
6b	153582	2484925	35	141996	14002	17544	31546	31546
7b	85184	1667643	245	13613	7001	14404	21405	13613
1c	127393	2106979	245	17200	14002	16342	30344	17200
2c	209813	2336135	35	133493	14002	20126	34127	34127
3c	121317	2456088	245	20050	14002	16063	30065	20050
5c	90664	1995511	245	16290	14002	14656	28657	16290
6c	139652	2114155	245	17258	14002	16905	30906	17258
7c	95910	1736975	245	14179	7001	14897	21897	14179
1d	127393	2106979	245	17200	14002	16342	30344	17200
2d	192987	2407176	245	19650	14002	19353	33355	19650
3d	121317	2456088	245	20050	14002	16063	30065	20050
5d	90664	1995511	245	16290	14002	14656	28657	16290
6d	113944	2081818	245	16994	14002	15725	29726	16994
7d	95910	1736975	245	14179	7001	14897	21897	14179
1e	113910	2081732	245	16994	14002	15723	29725	16994
2e	205565	2491422	35	142367	21003	19931	40933	40933
3e	184854	2599178	35	148524	21003	18980	39983	39983
4e	159227	2685013	35	153429	21003	17803	38806	38806
5e	156405	2483486	35	141914	14002	17674	31676	31676
6e	153582	2484925	245	20285	14002	17544	31546	20285
7e	85184	1667643	245	13613	7001	14404	21405	13613
1f	89941	1991964	135	29511	14002	14623	28624	28624
2f	169382	2069143	135	30654	14002	18270	32271	30654
3f	142548	2113656	35	120780	14002	17038	31039	31039
4f	120225	2095819	35	119761	14002	16013	30015	30015
5f	127605	1861166	135	27573	7001	16352	23353	23353
6f	127605	1861166	135	27573	7001	16352	23353	23353
7f	67618	1524282	135	22582	7001	13598	20599	20599
				2493219			1196695	1014581

Capacidad a cortante para modelos 3 al 6 en dirección Y.

	N	M	h	Capacidad				Capacidad a cortante
				Vductil	Vs	Vc	Vn	
1a	89941	1991964	65	61291	14002	14623	28624	28624
2a	169382	2069143	245	16891	14002	18270	32271	16891
3a	142548	2113656	245	17254	14002	17038	31039	17254
4a	120225	2095819	245	17109	14002	16013	30015	17109
5a	127605	1861166	245	15193	7001	16352	23353	15193
6a	127605	1861166	245	15193	7001	16352	23353	15193
7a	67618	1524282	35	87102	7001	13598	20599	20599
1b	113910	2081732	65	64053	14002	15723	29725	29725
2b	205565	2491422	245	20338	21003	19931	40933	20338
3b	184854	2599178	245	21218	21003	18980	39983	21218
4b	159227	2685013	245	21918	21003	17803	38806	21918
5b	156405	2483486	245	20273	14002	17674	31676	20273
6b	153582	2484925	245	20285	14002	17544	31546	20285
7b	85184	1667643	35	95294	7001	14404	21405	21405
1c	127393	2106979	245	17200	14002	16342	30344	17200
2c	209813	2336135	245	19070	14002	20126	34127	19070
3c	121317	2456088	225	21832	14002	16063	30065	21832
5c	90664	1995511	245	16290	14002	14656	28657	16290
6c	139652	2114155	245	17258	14002	16905	30906	17258
7c	95910	1736975	245	14179	7001	14897	21897	14179
1d	127393	2106979	245	17200	14002	16342	30344	17200
2d	192987	2407176	245	19650	14002	19353	33355	19650
3d	121317	2456088	225	21832	14002	16063	30065	21832
5d	90664	1995511	245	16290	14002	14656	28657	16290
6d	113944	2081818	245	16994	14002	15725	29726	16994
7d	95910	1736975	245	14179	7001	14897	21897	14179
1e	113910	2081732	65	64053	14002	15723	29725	29725
2e	205565	2491422	245	20338	21003	19931	40933	20338
3e	184854	2599178	245	21218	21003	18980	39983	21218
4e	159227	2685013	245	21918	21003	17803	38806	21918
5e	156405	2483486	245	20273	14002	17674	31676	20273
6e	153582	2484925	245	20285	14002	17544	31546	20285
7e	85184	1667643	35	95294	7001	14404	21405	21405
1f	89941	1991964	65	61291	14002	14623	28624	28624
2f	169382	2069143	245	16891	14002	18270	32271	16891
3f	142548	2113656	245	17254	14002	17038	31039	17254
4f	120225	2095819	245	17109	14002	16013	30015	17109
5f	127605	1861166	245	15193	7001	16352	23353	15193
6f	127605	1861166	245	15193	7001	16352	23353	15193
7f	67618	1524282	35	87102	7001	13598	20599	20599
				1198803			1196695	784028

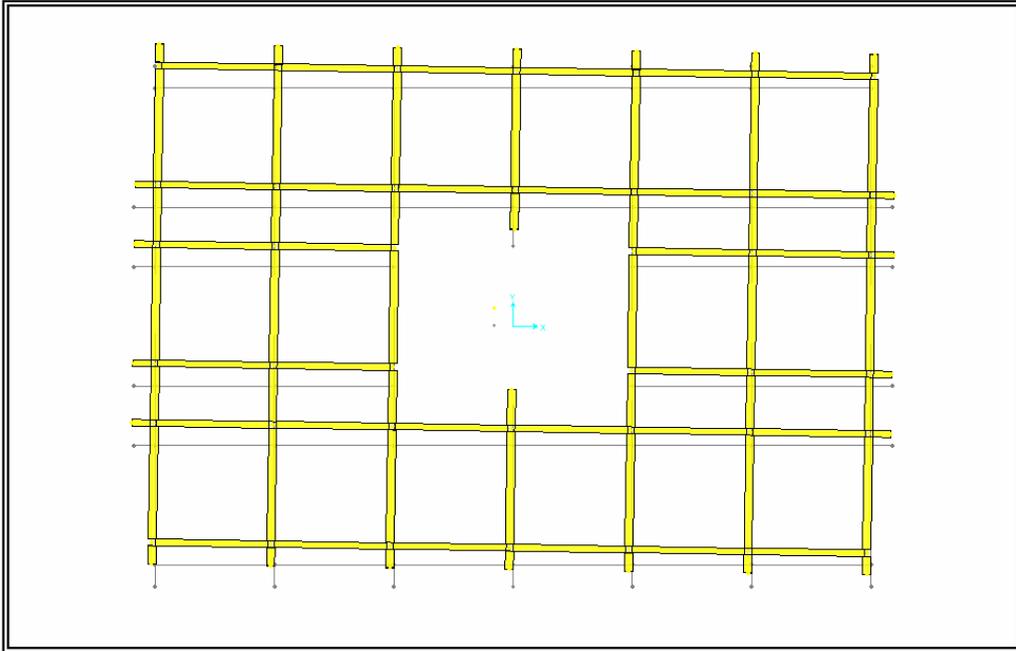
Comportamiento en dirección X

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
1a	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
2a	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3a	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
4a	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
5a	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
6a	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
7a	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
1b	falla ductil					
2b	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
3b	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
4b	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
5b	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
6b	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
7b	falla ductil					
1c	falla ductil					
2c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
5c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	falla ductil	no falla
6c	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla
7c	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
1d	falla ductil					
2d	falla ductil					
3d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
5d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	falla ductil	no falla
6d	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
7d	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
1e	falla ductil					
2e	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
3e	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
4e	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
5e	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
6e	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
7e	falla ductil					
1f	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
2f	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla
3f	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
4f	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	falla fragil
5f	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
6f	falla ductil	falla ductil	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla
7f	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla

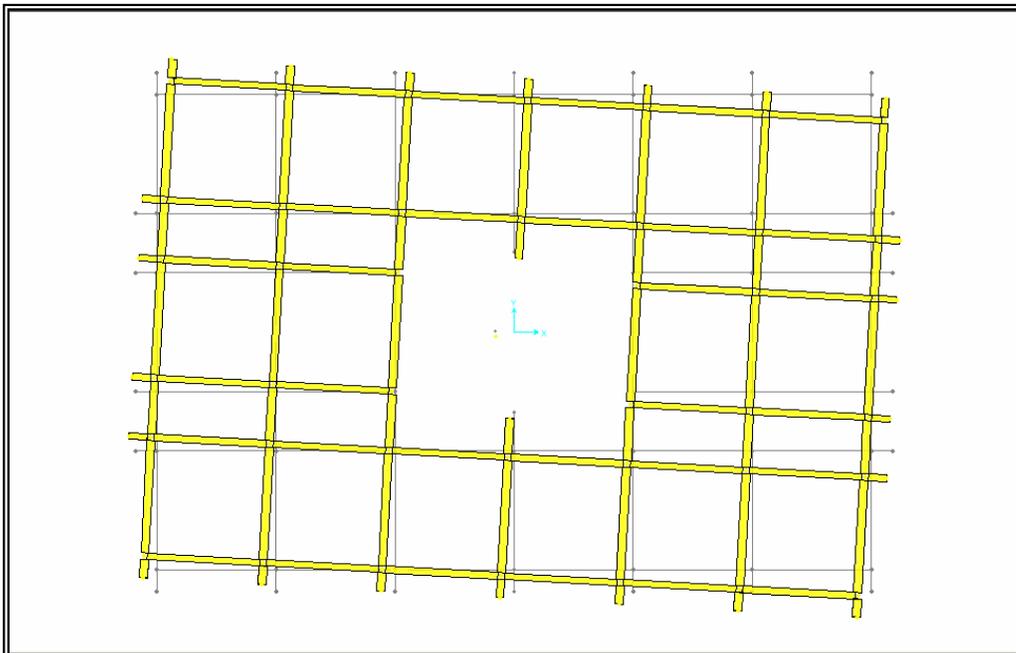
Comportamiento en dirección Y

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
1a	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
2a	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3a	falla ductil	no falla				
4a	falla ductil	no falla				
5a	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla	no falla	no falla
6a	falla ductil	no falla	falla ductil	falla ductil	falla ductil	falla ductil
7a	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	no falla
1b	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
2b	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3b	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
4b	falla ductil	no falla				
5b	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
6b	falla ductil	no falla				
7b	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	no falla
1c	falla ductil					
2c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
5c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
6c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
7c	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
1d	falla ductil					
2d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
5d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
6d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
7d	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
1e	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
2e	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3e	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
4e	falla ductil	no falla				
5e	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
6e	falla ductil	no falla				
7e	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	no falla
1f	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
2f	falla ductil	falla ductil	no falla	no falla	no falla	no falla
3f	falla ductil	no falla				
4f	falla ductil	no falla				
5f	falla ductil	no falla	falla ductil	no falla	no falla	no falla
6f	falla ductil	no falla	falla ductil	falla ductil	falla ductil	falla ductil
7f	falla ductil	falla ductil	falla fragil	falla fragil	falla fragil	no falla

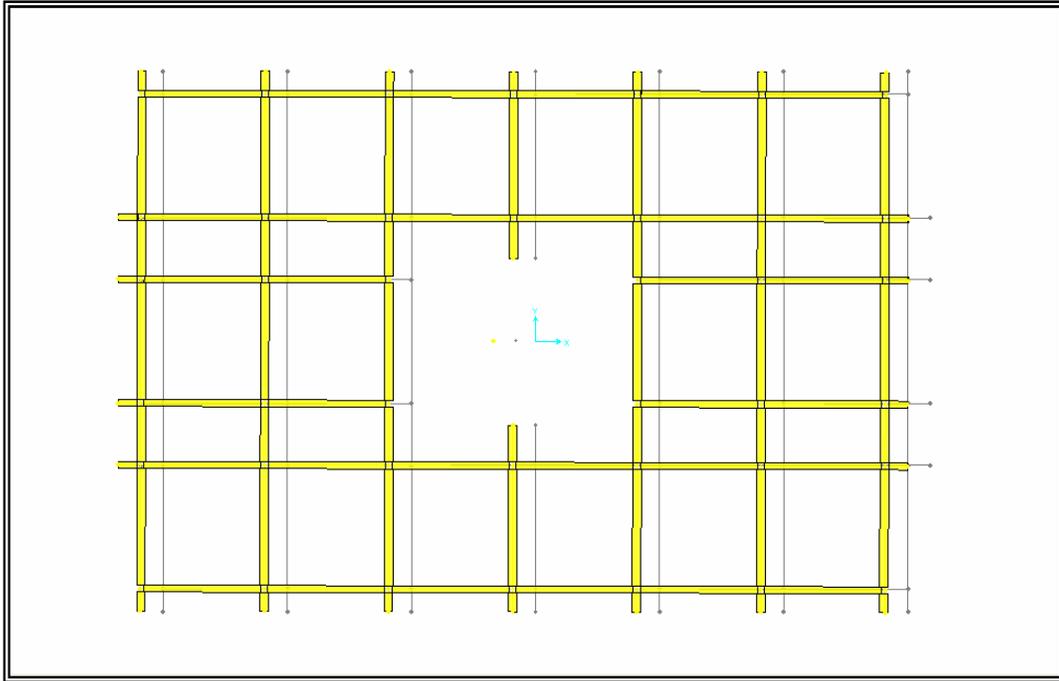
ANEXO 9



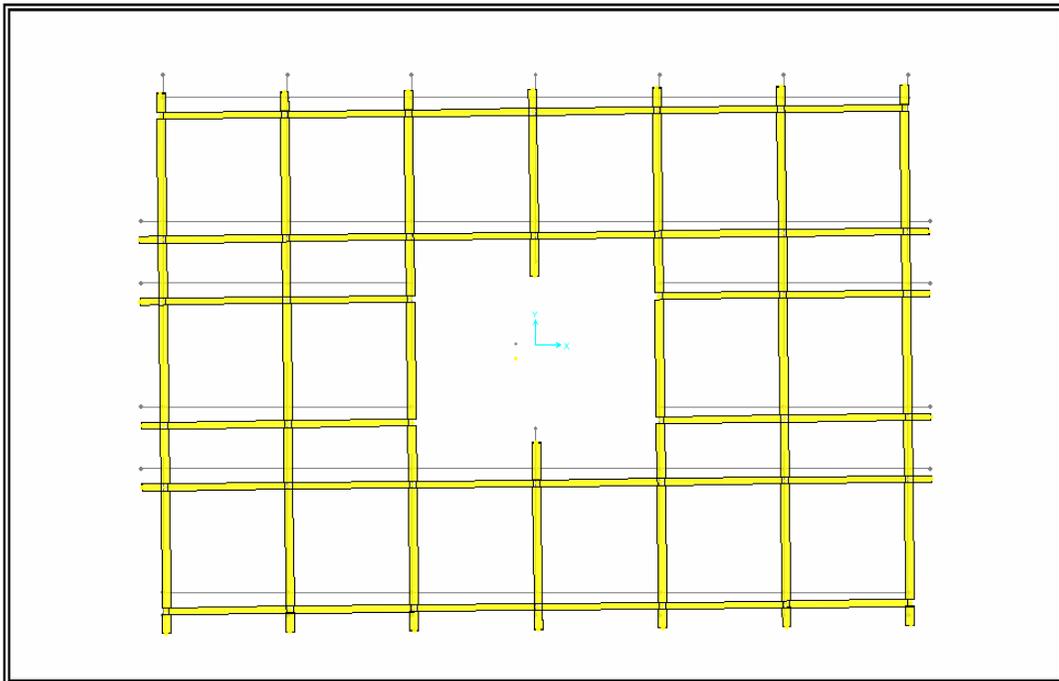
Modelo 1. Deformada del modo 1, Periodo=1,009 seg.



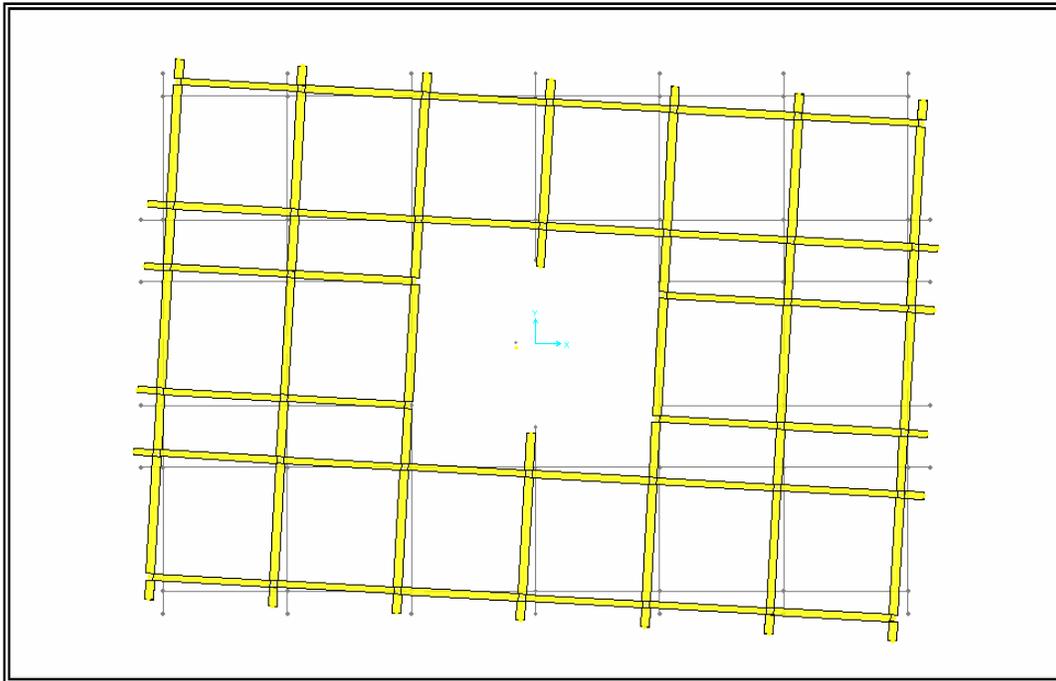
Modelo 1. Deformada del modo 2, Periodo=0,697 seg.



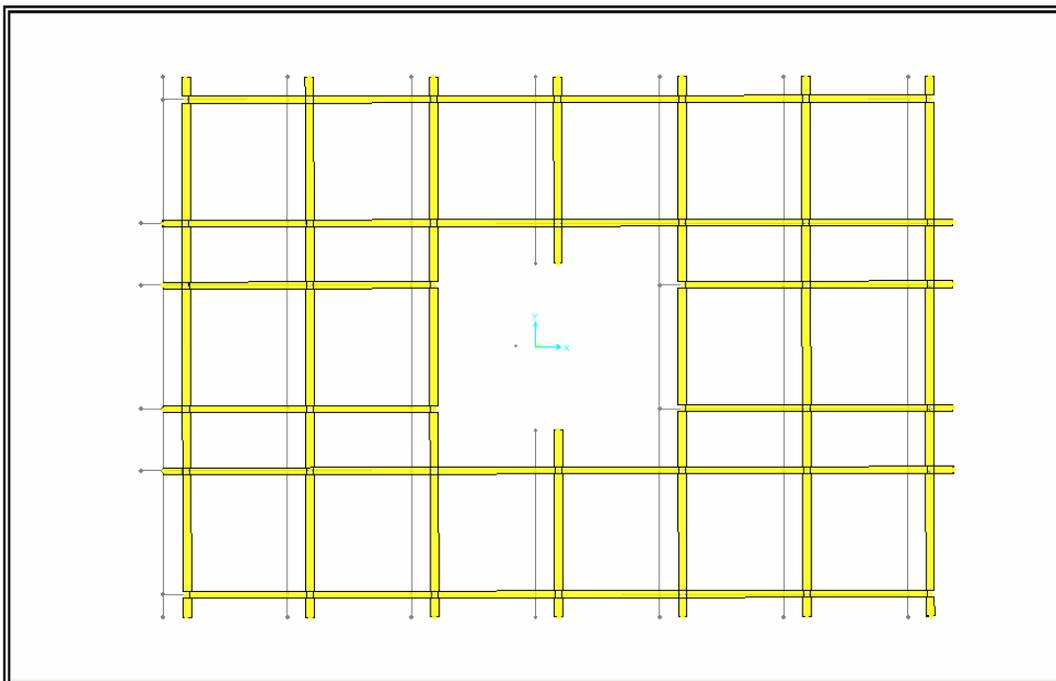
Modelo 1. Deformada del modo 3, Periodo=0,661 seg.



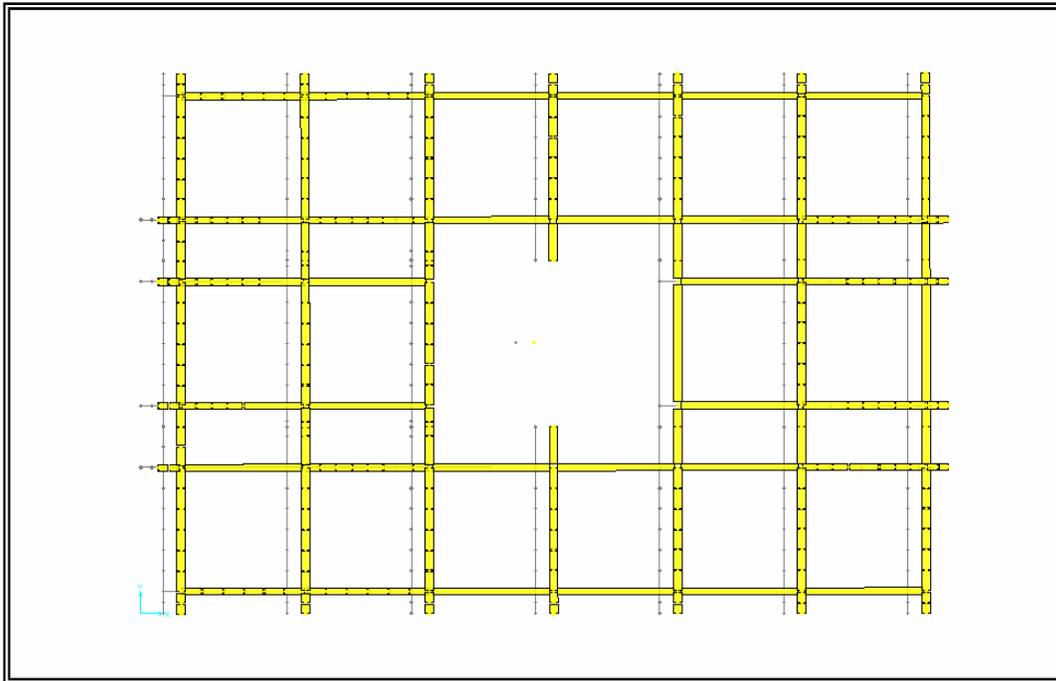
Modelo 2. Deformada del modo 1, Periodo=1,464 seg.



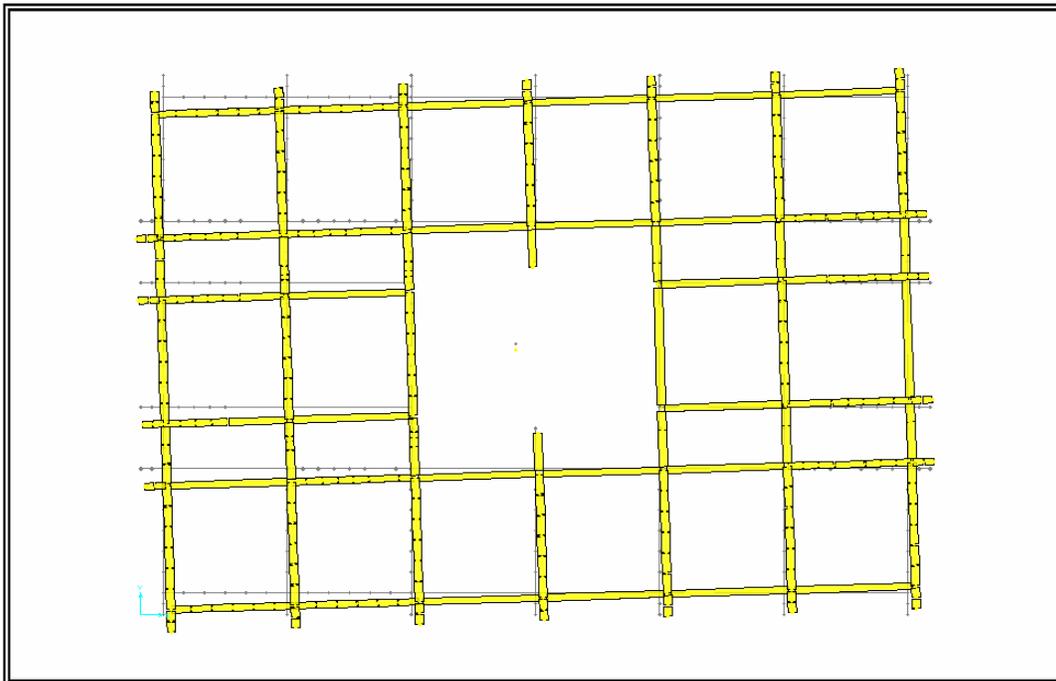
Modelo 2. Deformada del modo 2, Periodo=0,983 seg.



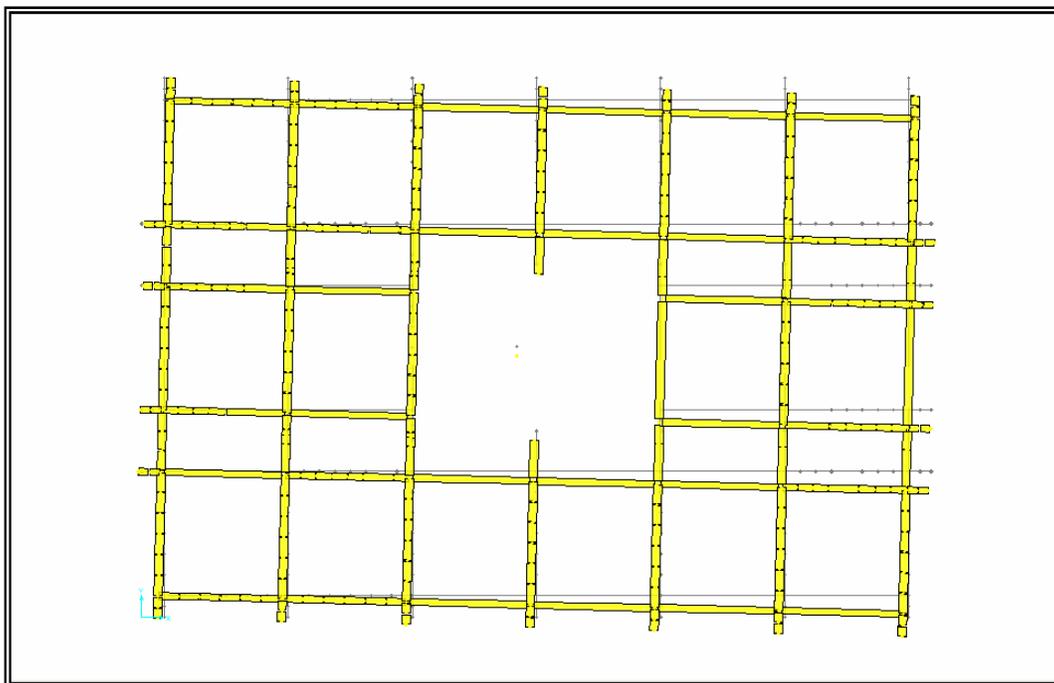
Modelo 2. Deformada del modo 3, Periodo=0,923 seg.



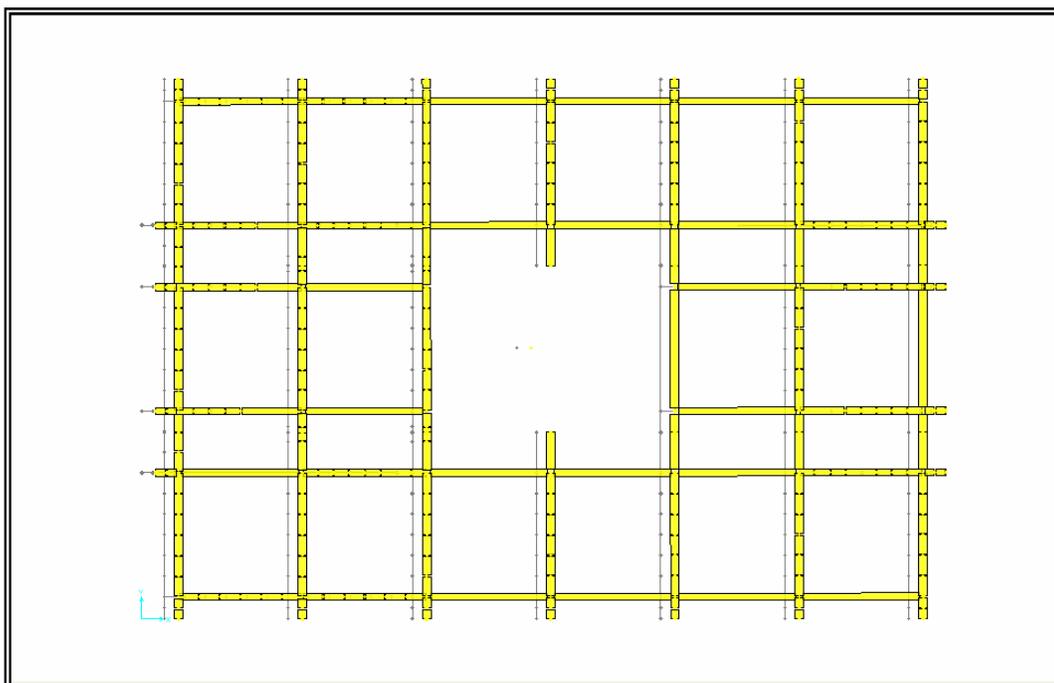
Modelo 3. Deformada del modo 1, Periodo=0,374 seg.



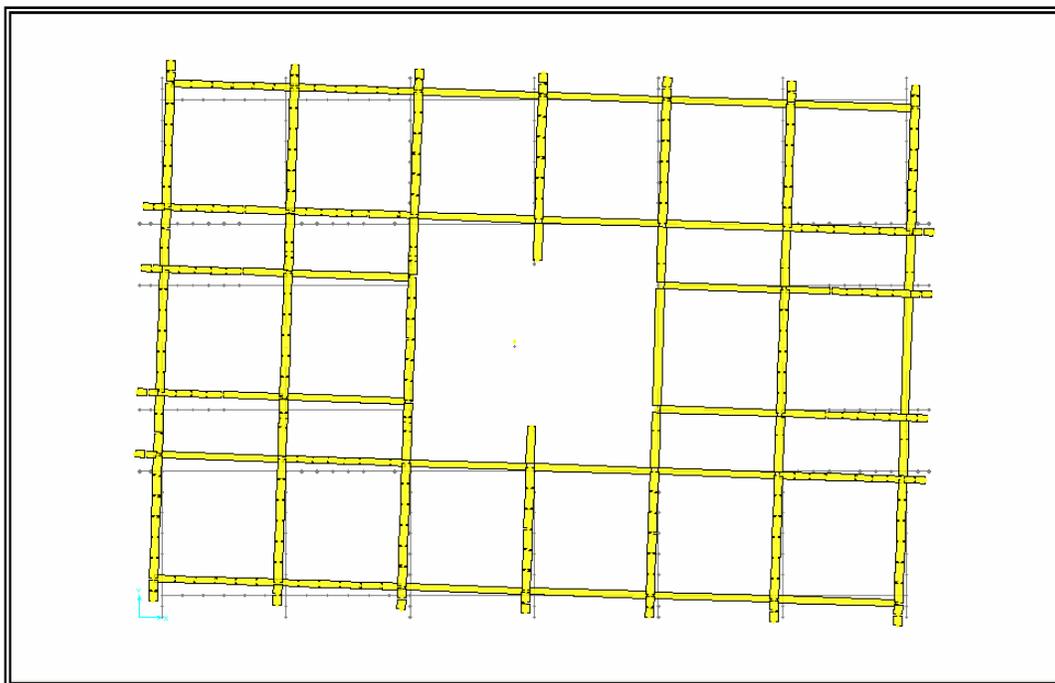
Modelo 3. Deformada del modo 2, Periodo=0,283 seg.



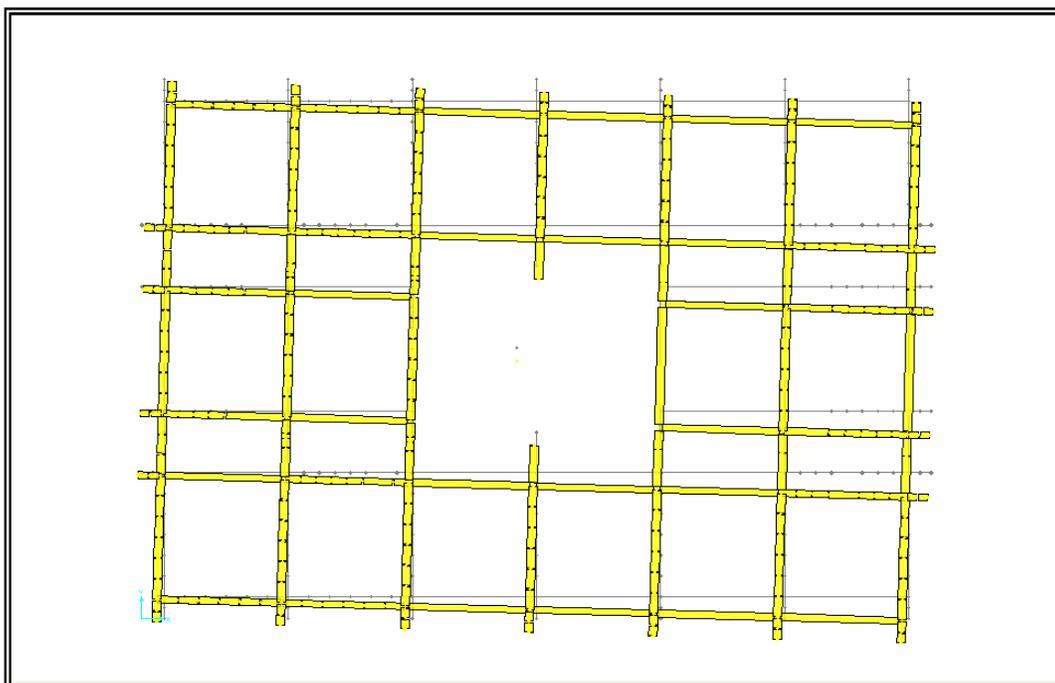
Modelo 3. Deformada del modo 3, Periodo=0,238 seg.



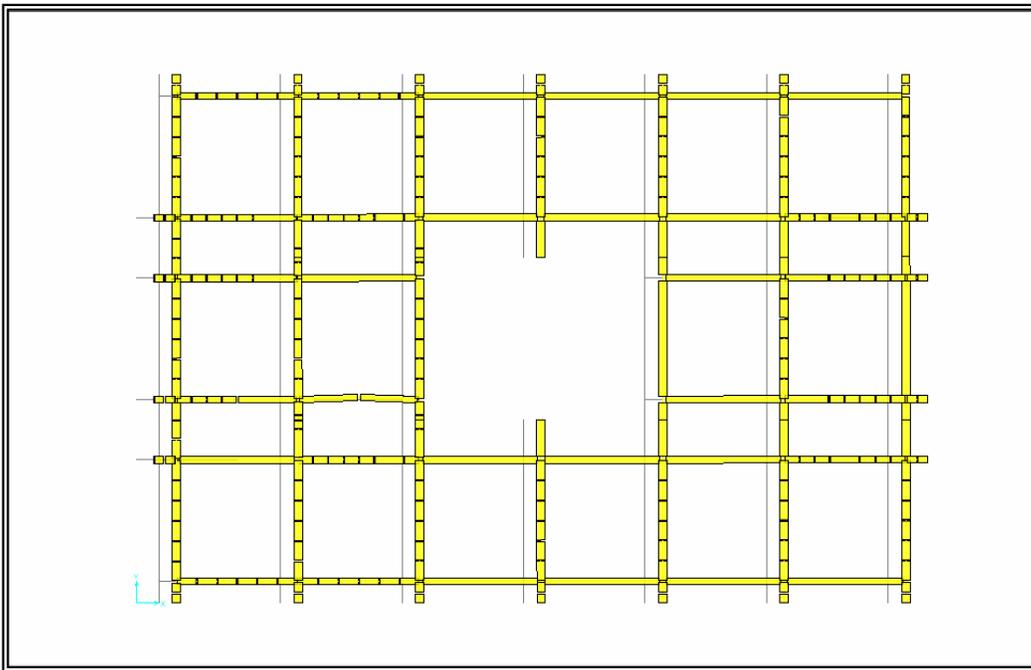
Modelo 4. Deformada del modo 1, Periodo=0,424 seg.



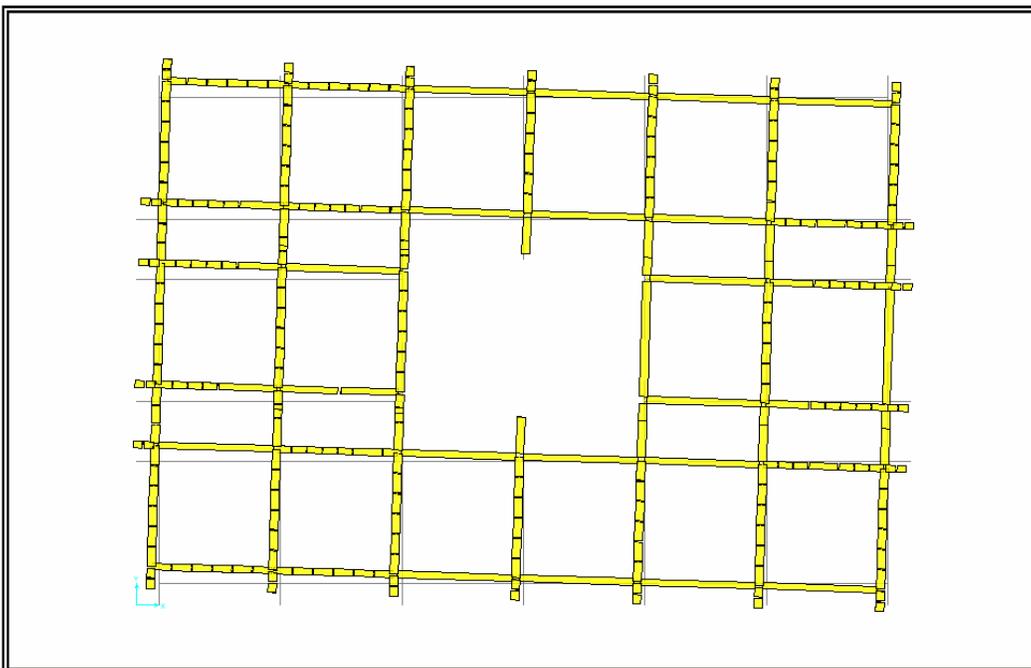
Modelo 4. Deformada del modo 2, Periodo=0,298 seg.



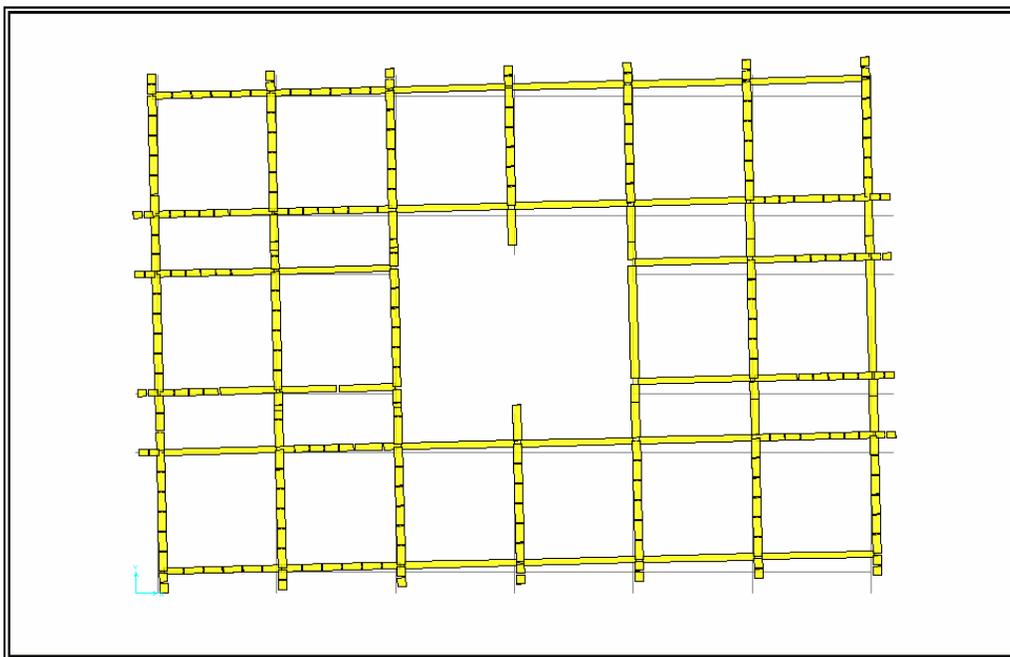
Modelo 4. Deformada del modo 3, Periodo=0,248 seg.



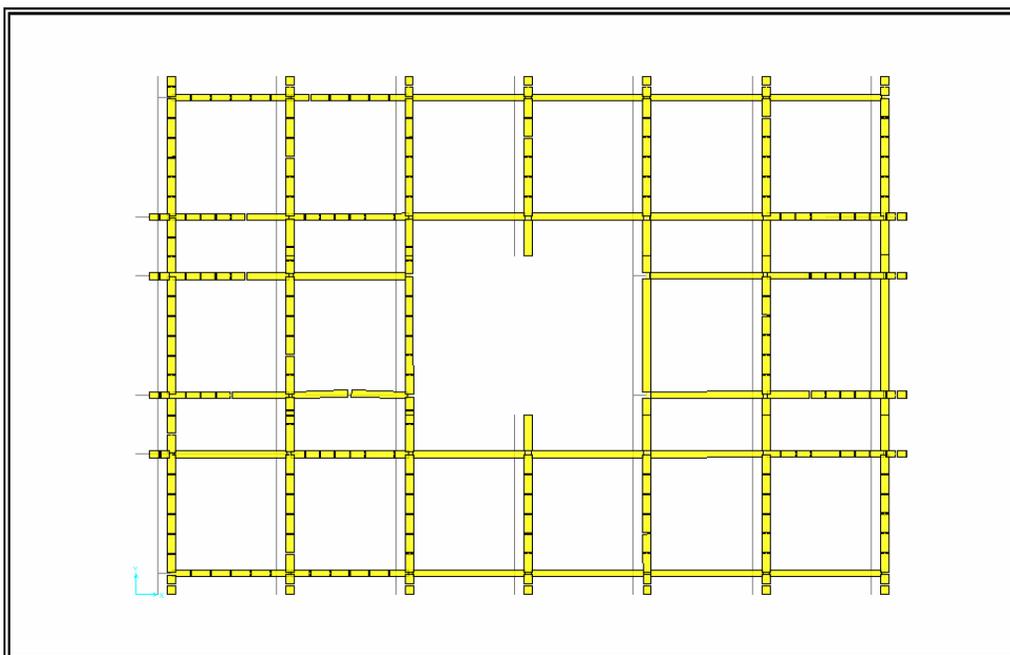
Modelo 5. Deformada del modo 1, Periodo=0,371 seg.



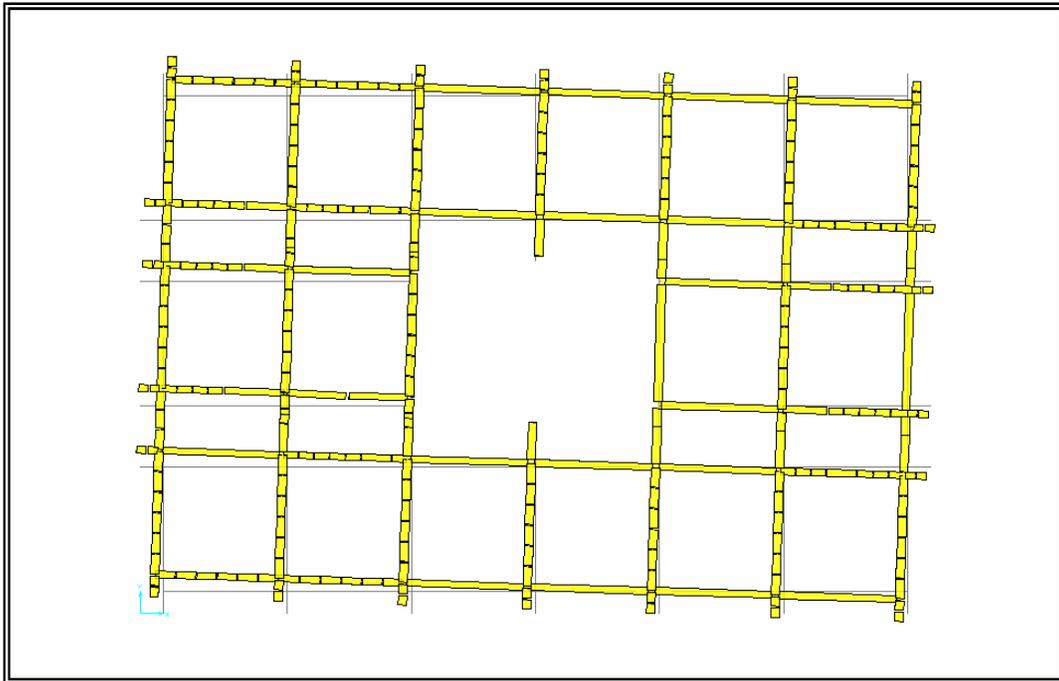
Modelo 5. Deformada del modo 2, Periodo=0,278 seg.



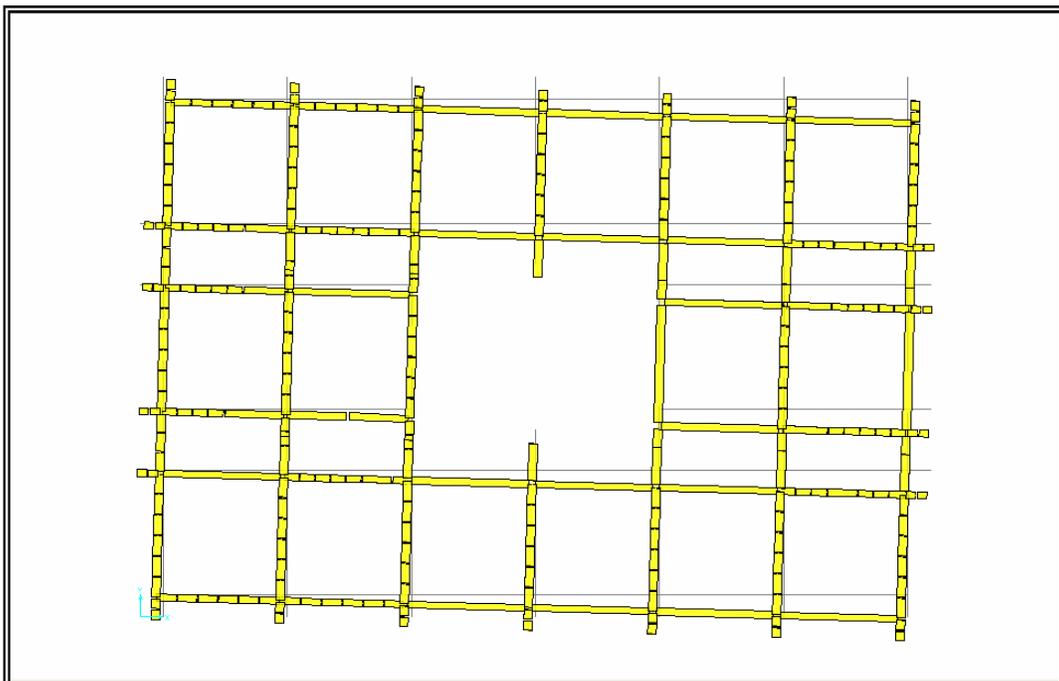
Modelo 5. Deformada del modo 3, Periodo=0,234 seg.



Modelo 6. Deformada del modo 1, Periodo=0,422 seg.



Modelo 6. Deformada del modo 2, Periodo=0,293 seg.



Modelo 6. Deformada del modo 3, Periodo=0,243 seg.