



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS, CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3, 700 m², DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
JOSÉ ANGEL TORRES GÓMEZ

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

CO-DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ



MÉXICO, D. F. 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/036/10

Señor
JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

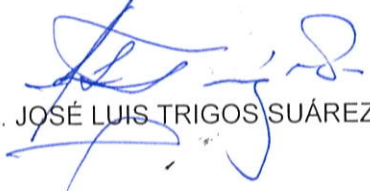
"DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3700 M², DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA
- III. ESTUDIOS ANALÍTICOS
- IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 15 de enero 2013.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

AGRADECIMIENTOS

A Dios.

Por haberme permitido llegar hasta este punto, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente en todo momento y haberme dado salud para lograr mis objetivos.

A mi madre María Elena Gómez Laguna.

Por darme la vida, creer en mí y porque siempre me has apoyado.

A mi padre Raúl Torres Lagar.

Por compartir todos aquellos buenos y malos momentos de los cuales he aprendido mucho, más un de momentos adversos.

A mi hermana Adanelly Torres Gómez.

Por la confianza que siempre me has brindado, sé que cuento contigo y deseo que cumplas todas tus metas, te quiero mucho.

Al Ing. Josué Garduño Chávez.

Mi más sincero agradecimiento por tu confianza y disposición en todo momento, además de contagiarme esa pasión por la ingeniería y ejemplo de superación, pero sobre todo gracias por tú franca y generosa amistad. “Las condecoraciones y los honores nunca deben buscarse, nunca deben rechazarse y nunca deben mostrarse”.

Al M. en I. José Luis Trigos Suárez.

Por su invaluable calidad humana, académica y profesional otorgada hacia mí y a este trabajo de tesis.

A mis amigos.

A todas aquellas personas que creyeron en mí, especialmente a Miguel Ángel Zumaya, Daniel Villavicencio, Gloria Meneses, Rubén Alejo, Rigoberto Rojo, Ricardo ‘rebel’ entre otros que conocí durante la carrera.

A mis maestros.

Que marcaron cada etapa de mi formación académica durante mi estancia universitaria.

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

A la Facultad de Ingeniería.

Por haber recibido una excelente formación humana, académica y profesional, siempre estaré agradecido.

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS,
CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700m²,
DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL
DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

C O N T E N I D O

	Página
INTRODUCCIÓN.	
I. ANTECEDENTES.	
1. Historia.	4
2. Usos del inmueble.	8
II. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE.	
1. Descripción del inmueble y su entorno.	9
2. Características de la estructura.	10
3. Tipificación del edificio.	10
III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.	
1. Bases y especificaciones de análisis y revisión estructural.	25
2. Modelación analítica.	26
3. Modelación de la estructura.	26
4. Propiedades geométricas de elementos.	26
5. Propiedades mecánicas de materiales.	27
6. Cargas actuantes en la estructura.	28
7. Efectos de cargas permanentes.	29
8. Efectos de cargas accidentales: sismo y viento.	30
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS.	
1. Revisión de estados límite de servicio.	59
2. Revisión de estados límite de falla.	77
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	95
BIBLIOGRAFÍA.	
LISTA DE IMÁGENES, TABLAS Y FIGURAS.	

INTRODUCCIÓN.

INTRODUCCIÓN.

La vulnerabilidad de la ciudad de México ante los fenómenos naturales como sismos ha sido manifiesta, ya que ha estado sujeta a sus efectos a lo largo de su historia, las primeras descripciones históricas de sismos en México datan de la época prehispánica. Posteriormente, en las primeras décadas del siglo XX, se realizaron instalaciones de equipos sismológicos que permitieron mejorar notablemente las localizaciones de epicentros e iniciar el estudio metódico y sistemático de los sismos en nuestro país.

El crecimiento de la capital ha sido enorme, sobre todo a raíz de los años cincuenta del siglo pasado, lo que provocó la proliferación de todo tipo de construcciones, principalmente en suelos que amplifican enormemente las ondas sísmicas generadas por rupturas de las placas en las costas del Pacífico.

A raíz de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, las construcciones de la ciudad de México experimentaron fuertes efectos debido a este movimiento telúrico, retomando importancia entre los habitantes y las autoridades la necesidad de conocer el estado en que se encontraban diversas edificaciones en ese momento. Posteriormente a este acontecimiento surge una serie de modificaciones con el fin de mejorar el conocimiento de las estructuras para lograr una seguridad adecuada ante acciones sísmicas.

Los reglamentos posteriores a 1985 tienen cambios en los requerimientos de seguridad y de servicio en los diferentes tipos de estructuras, debido a la magnitud de estos fenómenos que rebasan cualquier predicción estadística y como resultado se generan nuevos criterios técnicos que permiten tener márgenes de seguridad razonables ante futuros eventos de este tipo.

En la actualidad la ingeniería estructural ha experimentado muchos cambios significativos. Se han llevado a cabo investigaciones de laboratorio y estudios de campo con objeto de encontrar la relación entre el comportamiento real de las estructuras y las predicciones teóricas. El mejoramiento de los aceros estructurales, el concreto reforzado y los métodos de fabricación han proporcionado mayores incentivos para el desarrollo de técnicas de diseño así como de revisión más razonables, correctas, el propósito de lograr edificaciones más seguras y eficientes.

Por esto es tan importante no descuidar la seguridad de las edificaciones durante su vida útil así como realizar inspecciones y mantenimientos periódicos con el objeto de prever cualquier falla que pueda significar una desgracia: pérdida de vidas humanas y/o de bienes o patrimonio cultural irremplazable.

En este trabajo de tesis, se cubrirá uno de las componentes más importantes de este edificio de laboratorios, que es la estructura portante de la techumbre, la cual se abordará desde el punto de vista de la Ingeniería Estructural. El trabajo de tesis lleva como título: *“Dictamen técnico de seguridad estructural de un edificio de laboratorios, con cubierta sobre estructura metálica, dos niveles, superficie de 3, 700 m² diseñado y construido entre los años 1967 y 1969, en la zona del pedregal de la ciudad de México”*, teniendo como marco de la revisión el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, vigente desde 2004, RCDF04, y sus normas Técnicas Complementarias, NTC's.

A continuación se presenta un breve resumen de los capítulos que se abordan en este trabajo:

El *Primer Capítulo* presenta una breve descripción histórica de los edificios *tipo fábrica*, desde los primeros criterios que se manejaban para construirlas (métodos empíricos), el desarrollo de algunos materiales tales como el acero, también se mencionan algunos antecedentes de este tipo de edificaciones en nuestro país así como el uso del inmueble.

En el *Capítulo II* se describen las características arquitectónicas que conforman el inmueble como plantas, fachadas y colindancias, con una descripción detallada para cada una de las partes que componen la estructura de la cubierta, se presenta la Tipificación del edificio de acuerdo al RCDF04, presentando las plantas de localización del edificio.

El *Capítulo III* describe el proceso detallado de la modelación de la estructura con ayuda del programa de análisis estructural STAAD Pro versión 2003. Se muestra la modelación analítica con nudos, trabes, columnas y los elementos barra que forman cada una de las armaduras que componen la estructura portante; propiedades geométricas, propiedades mecánicas de materiales; análisis de cargas considerando la carga muerta, carga viva máxima y la carga viva instantánea con sus incidencias correspondientes; representado con un modelo tridimensional.

El *Capítulo IV* está dedicado a describir los aspectos relacionados con el cumplimiento de estados límite de servicio y de estados límite de falla, para las combinaciones de carga respectivas, esta revisión se hizo considerando las condiciones más críticas de los efectos de las cargas actuando sobre la estructura conforme al RCDF04; se examinan los resultados obtenidos en el capítulo anterior mediante gráficos y tablas que muestran las condiciones para límites de servicio y límites de falla.

Finalmente el *Capítulo V* presenta las conclusiones y recomendaciones pertinentes, resultado del análisis y revisión de los elementos que conforman la estructura portante.

A continuación se presenta el propósito del trabajo de tesis:

El propósito fundamental de este trabajo escrito es reflejar los conocimientos adquiridos durante la formación académica en esta institución. No solo con el fin de mostrar los aspectos técnicos sino que permita desarrollar la habilidad creativa, escrita, gráfica, culminando con su presentación oral en el examen profesional.

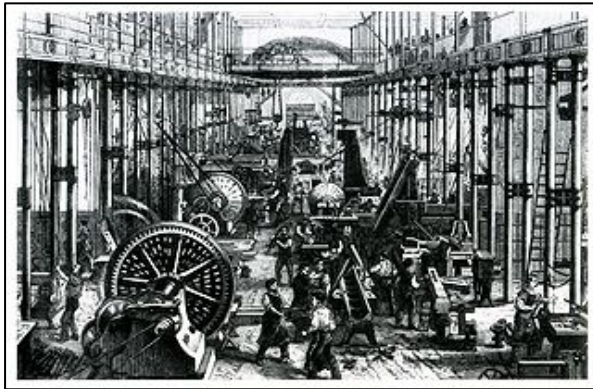
I. A N T E C E D E N T E S.

I. ANTECEDENTES.

1. Historia.

La Revolución Industrial fue un proceso de cambios económicos, técnicos y sociales, teniendo origen en Gran Bretaña entre los años 1780 y 1850, y difundándose posteriormente a la Europa continental y a otras partes del mundo, se caracterizó por el aumento y diversificación de la tecnología, con profundas transformaciones en todos los ámbitos de la vida humana.

Significó el paso de la producción realizada por individuos solos o en grupos pequeños en un ambiente doméstico, utilizando herramientas manuales, hacia una producción realizada por grupos organizados en fábricas y mediante el uso de maquinaria accionada por vapor.



Como parte de esta revolución se dieron cambios muy importantes en el diseño de espacios de trabajo principalmente en fábricas, sitios donde se albergaban grandes conjuntos de equipos y obreros para realizar producciones en gran escala. Imagen 1.

Imagen 1. Fábrica en Inglaterra 1790.

Por milenios, los materiales usados en las construcciones fueron: madera, piedras naturales y artificiales (ladrillos, adobes y algunos tipos de concreto), mientras los metales (plomo, bronce y hierro) encontraban aplicación sólo como materiales complementarios para la realización de uniones y empalmes. Hacia finales del siglo XVIII se intentó utilizar el hierro fundido en la construcción de puentes; posteriormente, con la laminación de largas barras de hierro de variadas secciones permitió la ejecución de estructuras obtenidas a base de la unión de placas y perfiles metálicos.

La construcción de las primeras fábricas no trajo aparejado un nuevo tipo de arquitectura. Los tipos estructurales tradicionalmente empleados en la construcción de iglesias, edificación civil, talleres artesanales, etc., se aplicaron también para la construcción de edificios industriales. Algunos de estos tipos estructurales tradicionales son:

- Muros de carga con viga de madera.
- Muros de carga con armaduras de madera.
- Bóveda tabicada.

Con las vigas de madera sobre muros de carga podían alcanzarse claros cortos, por lo que se hizo necesario evolucionar hacia formas más complejas. Las armaduras, que a su vez son conjuntos planos triangulados, con el fin de que las barras trabajen a esfuerzos axiales (tensión o compresión). Los muros de carga por su parte se levantan a base de ladrillos o mampostería y en algunos casos sufren modificaciones como la inclusión de columnas (castillos), para reforzar la estabilidad lateral del muro. Las bóvedas, fuesen de obra de fábrica o tabicadas, tampoco permitían alcanzar grandes claros con lo que, en definitiva, los edificios industriales construidos con tipos estructurales tradicionales poseían típicamente una planta estrecha y alargada.

Estos edificios, por lo general, carecían de lo que hoy en día se conoce como *estructura*, entendida como un esqueleto que recoge las cargas y las transmite hasta la cimentación. Posteriormente el diseño estructural tuvo un acuerdo entre la experiencia y la teoría.

Las notables ventajas del nuevo sistema constructivo, debidas a las características tecnológicas del hierro, difundieron rápidamente sus aplicaciones en todos los campos, a lo que contribuyó el perfeccionamiento de la teoría, las progresivas mejoras de calidad de los materiales ferrosos y la constante reducción de su costo. En efecto, en 1856 se había logrado un avance decisivo en la producción siderúrgica con la invención, por Bessemer, de un sistema rápido y económico para afinar el hierro fundido transformándolo en acero y mejores técnicas de unión (Imagen 2). A principios del siglo XX un nuevo método de construcción el concreto reforzado, vino a competir con las estructuras de acero, presentando características intermedias entre las de los materiales pétreos y las de los componentes metálicos, las que lo hacen aún ahora insustituible en múltiples campos, posibilitando la creación de un abanico de combinaciones de estos sistemas.



Imagen 2. Fábrica en Manchester, Inglaterra 1890.

Sistema de conexiones.

Para formar una estructura portante deben unirse rígidamente entre si diversos elementos constituidos por perfiles, tubos, placas, ángulos, etc. El método inicialmente adoptado fue el de practicar en las piezas a unir perforaciones circulares, de modo que, sobrepuestas las piezas, se pudiera introducir en los agujeros unos “remaches”, es decir, unos pernos que en un extremo tienen una “cabeza” o casquete esférico, y cuya espiga es de una longitud mayor que la suma de los espesores de las piezas perforadas. Imagen 3.

Antes de su instalación los remaches se calentaban al rojo vivo, de manera de poder modificar por forjado la parte cilíndrica sobresaliente, haciéndole asumir la misma forma de casquete esférico que la cabeza ya existente.

Aunque las conexiones remachadas se han empleado con mucha frecuencia, los adelantos modernos de soldadura y tornillos han dado lugar a que estas últimas formas jueguen un papel cada vez más importante en las conexiones de miembros de acero.

Los primeros desarrollos de la soldadura de arco se remontan hasta 1881; la primera patente (en los E.U.A.), cubriendo un proceso de arco metálico para soldadura, fue otorgada en 1889 a Charles Coffin, de Detroit, la operación consiste en una fusión localizada del material base con la adición de material de aporte. El calor necesario para la fusión proviene de un arco eléctrico, que salta entre la pieza a soldar (material base) y una varilla de material desnuda o adecuadamente recubierta, la que se funde depositando un “cordón” (material de aporte). Durante la Primera Guerra Mundial sobrevino un rápido desarrollo del proceso al necesitarse reparaciones rápidas del armamento. Después de la guerra vinieron técnicas y equipos nuevos a un paso acelerado y se estableció firmemente la aceptación de la soldadura como un método para hacer conexiones. Las primeras aplicaciones se hicieron en taller, bajo condiciones controladas y, al obtenerse una mayor experiencia, se aplicó el método en el campo con buenos resultados.

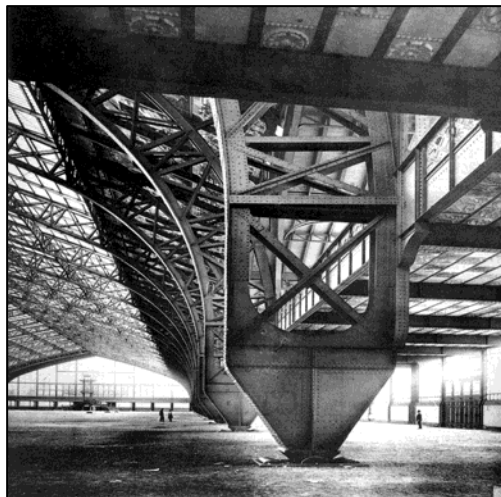


Imagen 3. Sala de Exposiciones, Paris 1889.

Antecedentes en México.

Tardíamente, en relación con la transformación industrial en los países europeos, se produjeron en México los primeros intentos de industrializar al país a finales del siglo XIX y principios del XX. En la época de Porfirio Díaz, la economía mexicana se incorporó a un sistema capitalista y sus diferentes áreas de producción fueron integrados, en mayor o menor medida, al sistema económico de los países industrializados.

A principios del siglo XX el gobierno porfirista trabajaba en la modernización del país, generó un aumento importante en la inversión de varios sectores tales como: la siderurgia, los transportes, la electrificación y el desarrollo de las exportaciones mexicanas. El progreso industrial durante el Porfiriato se vio favorecido por varios factores: la construcción de las vías de ferrocarril, la creación de un mercado interno más amplio e integrado, y el aumento de la población en ciudades como: México, Puebla, Orizaba, Monterrey, Guadalajara, Torreón y Hermosillo, iniciando un crecimiento económico vertiginoso, representado en su mayoría por capital extranjero.

El caso de inversión en la industria textil fue favorable debido a los incentivos otorgados por medio de la política económica de dicho régimen. Estos centros textiles se encontraban localizados en la mayoría de los estados de Chihuahua, Coahuila, Puebla, Sonora y Veracruz, teniendo como principal inversionista e importador a los E. U. A., Imagen 3.



Imagen 4. Fábrica de Hilados de Río Blanco, Orizaba, Ver., 1905.

Es importante mencionar que en estos lugares de trabajo las edificaciones estaban construidas bajo especificaciones y reglamentos o disposiciones no locales, ya que a finales del siglo XIX y en las dos primeras décadas del Siglo XX no se contaba con reglamentos de construcción, fue entonces que la primera industria siderúrgica del país, establecida en 1900, la Cía. Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S. A., había publicado un manual de uso extendido en nuestro país, contenía una versión

modificada de las especificaciones de la A. I. S. C. y se limitaba a sus propios productos, que entre otras cosas incluían rieles, ruedas de carros de ferrocarril y accesorios de vías.

2. Usos del inmueble.

Después de la inauguración y el inicio oficialmente de las actividades escolares, en Ciudad Universitaria en el año de 1954, se dio el cambio de áreas de trabajo del antiguo Palacio de Minería, siendo entonces Escuela Nacional de Ingeniería este traslado fue paulatino, hacia las nuevas instalaciones.

El inmueble en sus primeros años fue utilizado como taller de pruebas, de carpintería y mecánico, así como elaboración de elementos a escala para fines de investigación, por parte del Instituto de Ingeniería; posteriormente a la mitad de la década de los años 70's se instalaron equipos traídos del Palacio de Minería para realizar trabajos de formación en la carrera de ingeniería mecánica – eléctrica, actualmente el edificio está a cargo de las Divisiones de Ingeniería Mecánica e Industrial.

En años posteriores se construyen dos estructuras independientes en su interior, se dividen más espacios para la instalación de nuevos talleres y laboratorios de cómputo para las carreras de ingenierías industrial y mecatrónica. Hoy en día sigue manteniendo esta distribución de trabajo.

II. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE.

II. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE.

1. Descripción del inmueble y su entorno.

El progreso tecnológico, la producción y el comercio acrecentado y acelerado de los bienes de consumo no podían dejar de incidir directamente en el campo de la construcción. La arquitectura y la ingeniería en edificaciones industriales han estado en constante desarrollo; la producción a gran escala demanda a la par espacios más amplios buscando la funcionalidad ante la acción de los elementos naturales como son: sol, lluvia, nieve y viento. Teniendo como prioridad la integridad y el confort de las personas que laboran en este tipo de edificios.

Descripción de armaduras planas.

Una armadura es un sistema que está formado por un grupo de elementos estructurales rectos (barras), conectados con articulaciones libres de fricción, lo cual permite que los elementos puedan girar libremente, e integren una estructura que trabaja como una viga de gran tamaño que es capaz de soportar varios tipos de cargas en un solo plano. Sus elementos suelen formar uno o más triángulos en el plano y están dispuestos de manera que las cargas externas se aplican en los nudos de los elementos estructurales, teóricamente sólo producen tensión o compresión axiales en ellos; es decir la transmisión de las cargas se efectúa modificando la dirección de un sistema de cargas en el plano, aplicadas en los nudos de la armadura, a cualquier conjunto adecuado de puntos de reacción.

Es importante mencionar que las armaduras no tienen que cambiar de forma según los diferentes sistemas de carga a que sean sometidos y que, como las cargas sólo se aplican en los nudos y éstos no son capaces de producir flexión en los elementos estructurales, por tanto, las deformaciones y desplazamientos en la armadura son debidos a los acortamientos o alargamientos en sus miembros.

Se considera que el peso de los elementos de una armadura está aplicado sobre los nudos; la mitad del peso de cada miembro actúa sobre cada uno de los nodos correspondientes. Aunque en realidad los miembros de una armadura se unen mediante tornillos y/o soldadura, para el análisis se parte de la suposición de que los elementos de una estructura se unen de tal modo que, las fuerzas que actúan sobre los extremos de cada elemento de la armadura, se reducen a una fuerza axial.

De acuerdo con el uso y disposición de las cargas conviene una u otra tipología o disposición de montantes verticales y diagonales. Algunas de las tipologías más usadas se conocen por el nombre propio de las personas que las patentaron o estudiaron en detalle por vez primera.

A continuación se hace una breve descripción del tipo de armadura empelada en la estructura portante del edificio de laboratorios.

Armadura tipo Pratt: Originalmente fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844, representa la adaptación de las armaduras al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. Las barras están inclinadas formando V's, de manera que las diagonales están sometidas a tensión mientras que las barras verticales están comprimidas.

Eso representa ventajas si toda la armadura es de acero, ya que los elementos tensados no presentan problemas de pandeo aunque sean largos mientras que los sometidos a compresión sí pueden presentar problemas de inestabilidad, lo que obliga a hacerlos de mayor espesor o dimensiones. Puesto que el efecto del pandeo es proporcional a la longitud de las barras, interesa que los elementos más cortos sean los que estén a compresión. La armadura Pratt puede presentar variaciones, consistentes, normalmente en barras suplementarias que van desde las diagonales hasta la cuerda superior, dichas barras son usadas para reducir la longitud efectiva de pandeo.

La composición arquitectónica del edificio puede describirse como *“edificio tipo fábrica”*, por muchos años los edificios industriales de un solo piso fueron identificados con este nombre.

La estructuración del sistema de techo (principal objeto de estudio) está apoyada sobre columnas de concreto reforzado (con muros exteriores del inmueble a base de mampostería de roca basalto) que reciben a su vez a las armaduras portantes. El tipo de armaduras empleadas es conocida en la literatura especializada con el nombre tipo “Pratt”. Ubicadas en forma paralela en la dirección este-oeste logrando un espacio de trabajo más amplio así como permitir iluminación natural.

Actualmente el inmueble cuenta con dos estructuras independientes en la planta baja, al sur, de un nivel cada una, construidas con muros de mampostería de tabique, donde se localizan dos aulas, cubículos, áreas administrativas y sanitarios, para acceder se cuenta con dos escaleras que se encuentran a la entrada principal (orientada hacia el lado sur). Así como muros falsos en la planta baja del inmueble que dividen las diferentes áreas de trabajo y almacenes del laboratorio.

La edificación colinda al oriente con la División de Ingenierías Civil y Geomática; al poniente se localizan laboratorios de la División de Ciencias Básicas; al norte se encuentra el edificio de laboratorios de cómputo y electrónica Luis G. Valdés Vallejo; finalmente, al sur, se ubica un estacionamiento y el circuito exterior.

Las fachadas Norte, Oriente y Poniente tienen un acabado aparente al muro de mampostería de piedra braza, además cuenta con un acceso del lado norte para autos y camiones de carga. En la fachada sur se localiza el acceso principal hecho con una cancelería de acero y cristal ofreciendo iluminación natural. Figuras 2.3 a 2.12.

2. Características de la estructura.

El diseño estructural del inmueble fue iniciado en el año de 1967 y su construcción en los dos años siguientes; finalizando este proyecto en el año de 1969. En los años en que fue construido, se contaba con el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal del año 1966, donde se tenían consideraciones de diseño y construcción que actualmente han cambiado en su totalidad.

La estructuración del sistema de techo, se caracteriza por usar armaduras, tipo Pratt, de manera que las diagonales están sometidas a tensión mientras que las barras verticales están trabajando a compresión. Este tipo de armadura fue empleada debido a los grandes claros que existen entre columnas. La dirección longitudinal, paralela a la dirección norte – sur, está delimitada por los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, y 9, con distancia entre ejes de 8.10 m, para una longitud total de 64.80 m. La dirección transversal, paralela a la dirección este – oeste tiene, como límites a los ejes A, B, C, D, E, F y G, con distancia entre ejes de 9.50 m, para un ancho total de 57.00 m. Tiene una superficie cubierta aproximadamente de 3,694 m².

3. Tipificación del edificio.

De acuerdo a la normatividad vigente, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su versión 2004, RCDF04, conforme al artículo 139 clasifica las edificaciones en grupos, descrito en el Título Sexto referente de la Seguridad Estructural de las Construcciones.

El edificio está clasificado dentro del grupo A, local de laboratorios con uso escolar, cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana.

El inmueble se ubica en la Delegación Coyoacán (Fig. 2.1 y 2.2), de acuerdo a la zonificación del Distrito Federal como menciona el artículo 170 del RCDF04, dividiéndose en tres zonas, de acuerdo a su ubicación, el edificio, le corresponde la zona I, (Fig. 2.13) la cual se denomina zona de 'Lomas', *"formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena"*.

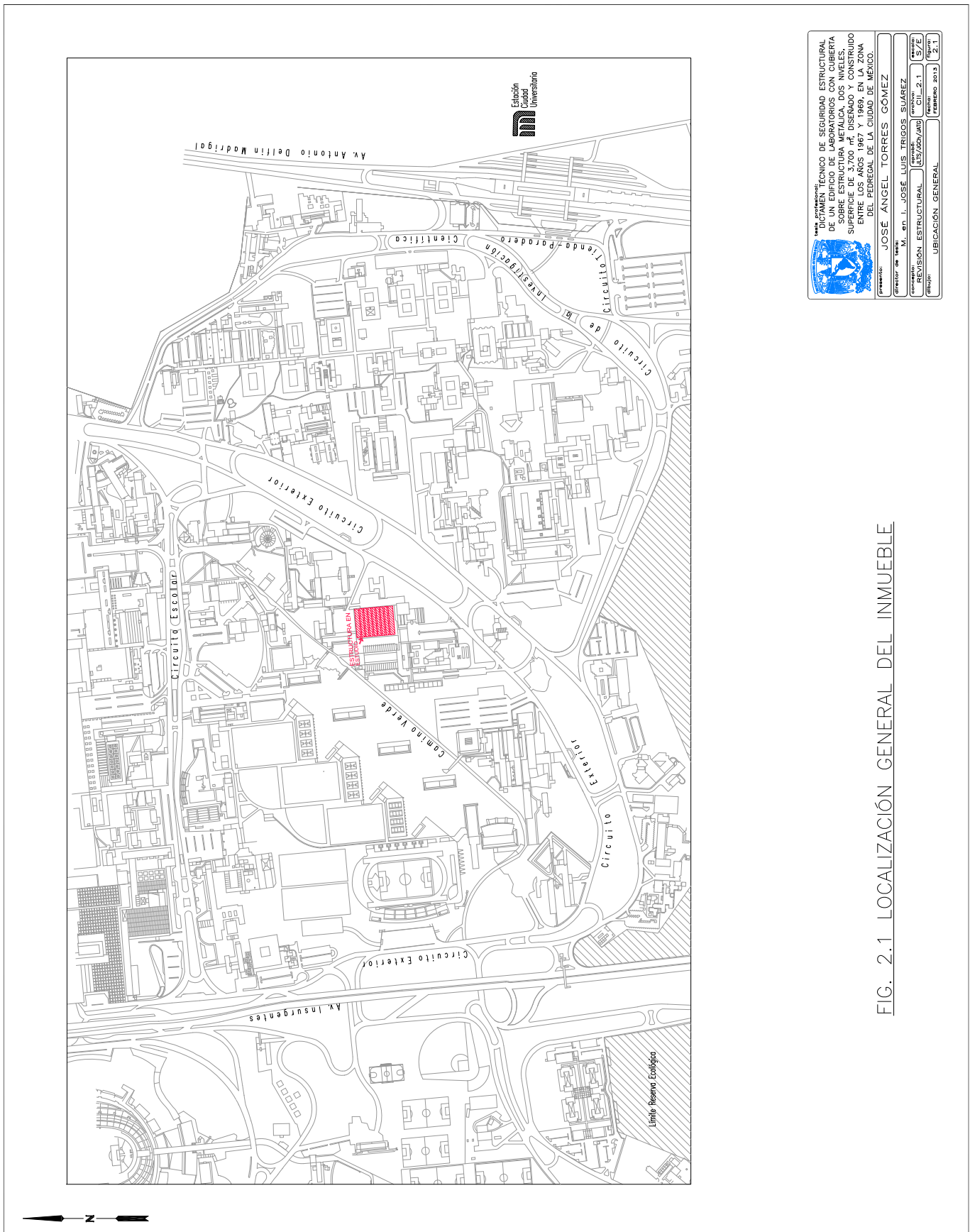


FIG. 2.1 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL INMUEBLE

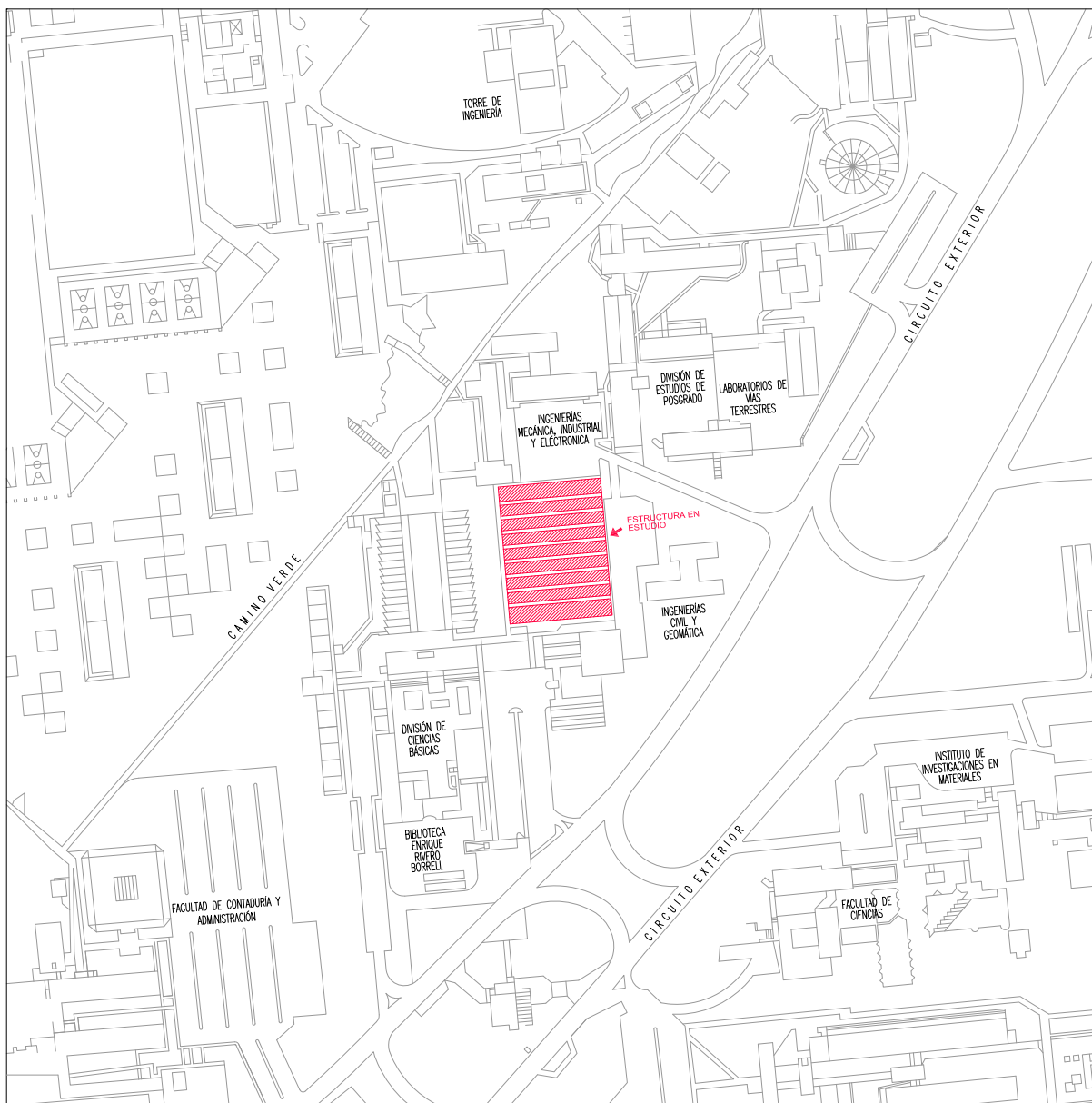


FIG. 2.2 LOCALIZACIÓN PARTICULAR DEL INMUEBLE

			
tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ALTS/ASO/JATG	archívo: CII_2.1	revisión: S/E
dibujo: UBICACIÓN PARTICULAR	fecha: FEBRERO 2013	figura: 2.2	



FOTOGRAFÍA 2.1 FACHADA ORIENTE



FOTOGRAFÍA 2.2 FACHADA PONIENTE

	técnico profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
	presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ				
concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ATS/SSC/ATS	archivo: CII_2.1	revisó: S/E	
dibujó: FOTOGRAFÍAS 1	fecha: FEBRERO 2013	figura: 2.3		



FOTOGRAFÍA 2.3 FACHADA NORTE



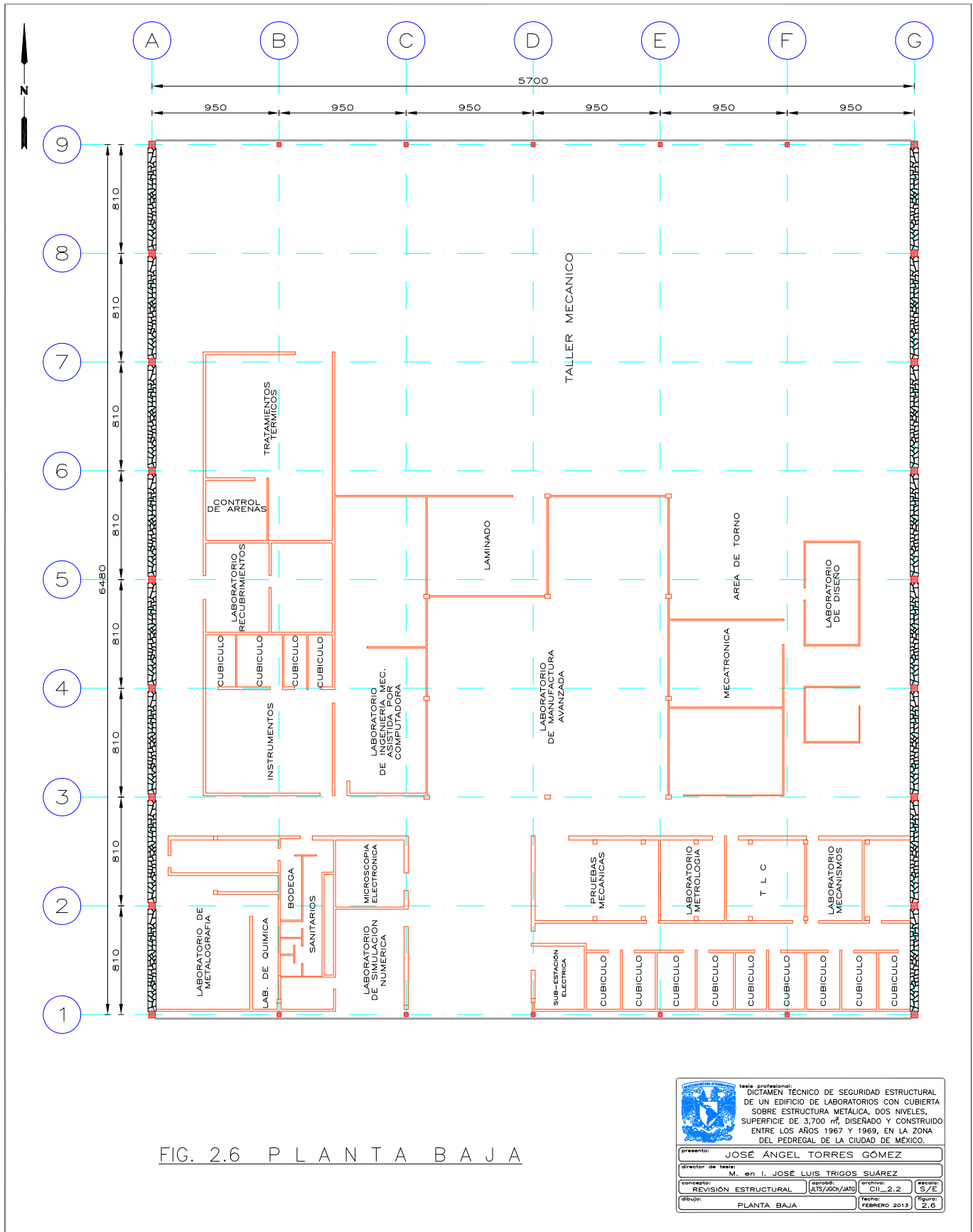
FOTOGRAFÍA 2.4 FACHADA SUR

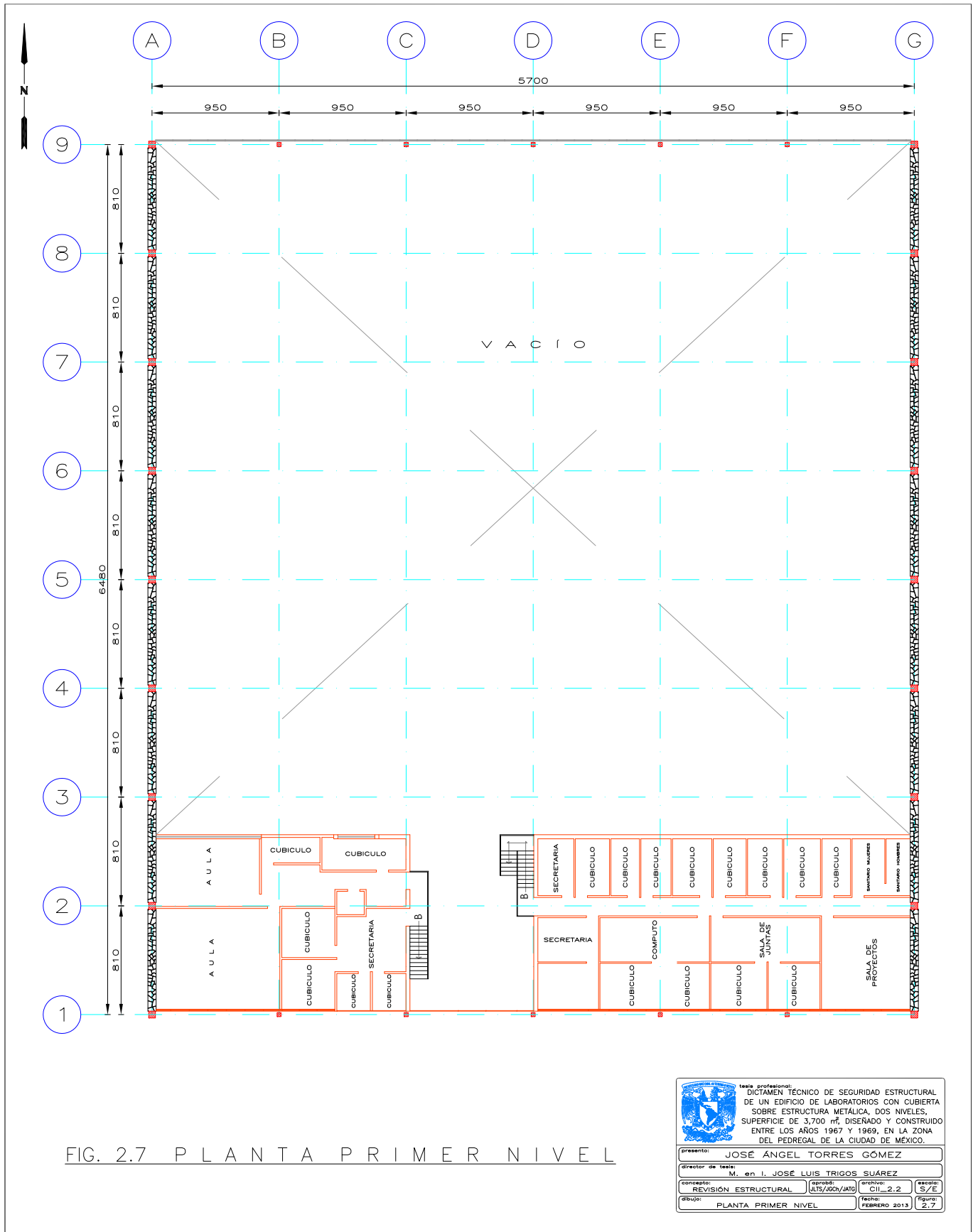
	técnico profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
	presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ				
concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ATS/SSC/JATB	archivo: CIL 2.1	revisó: S/E	
dibujó:	FOTOGRAFÍAS 2		fecha: FEBRERO 2013	
			figura: 2.4	

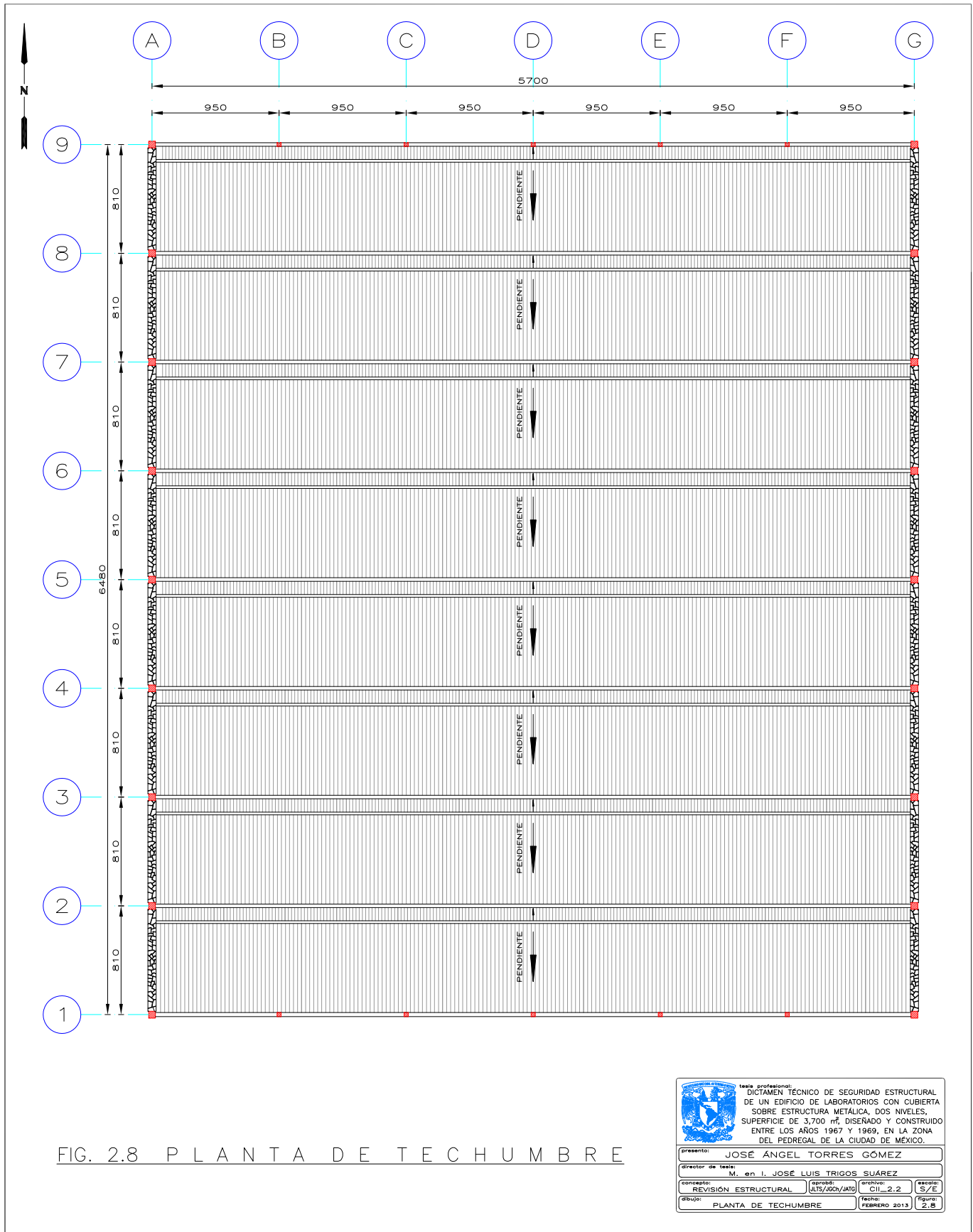


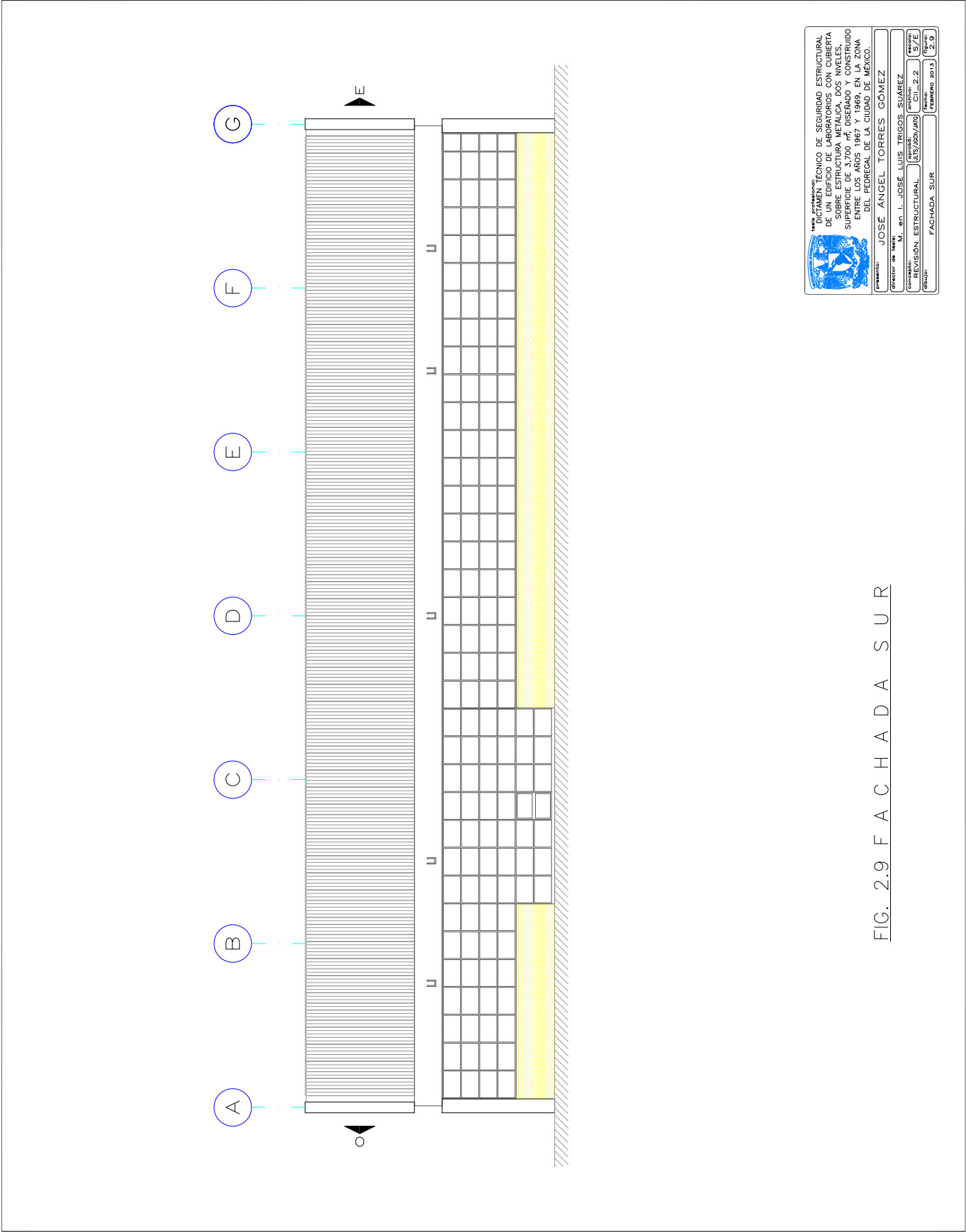
FOTOGRAFÍA 2.5 TECHUMBRE

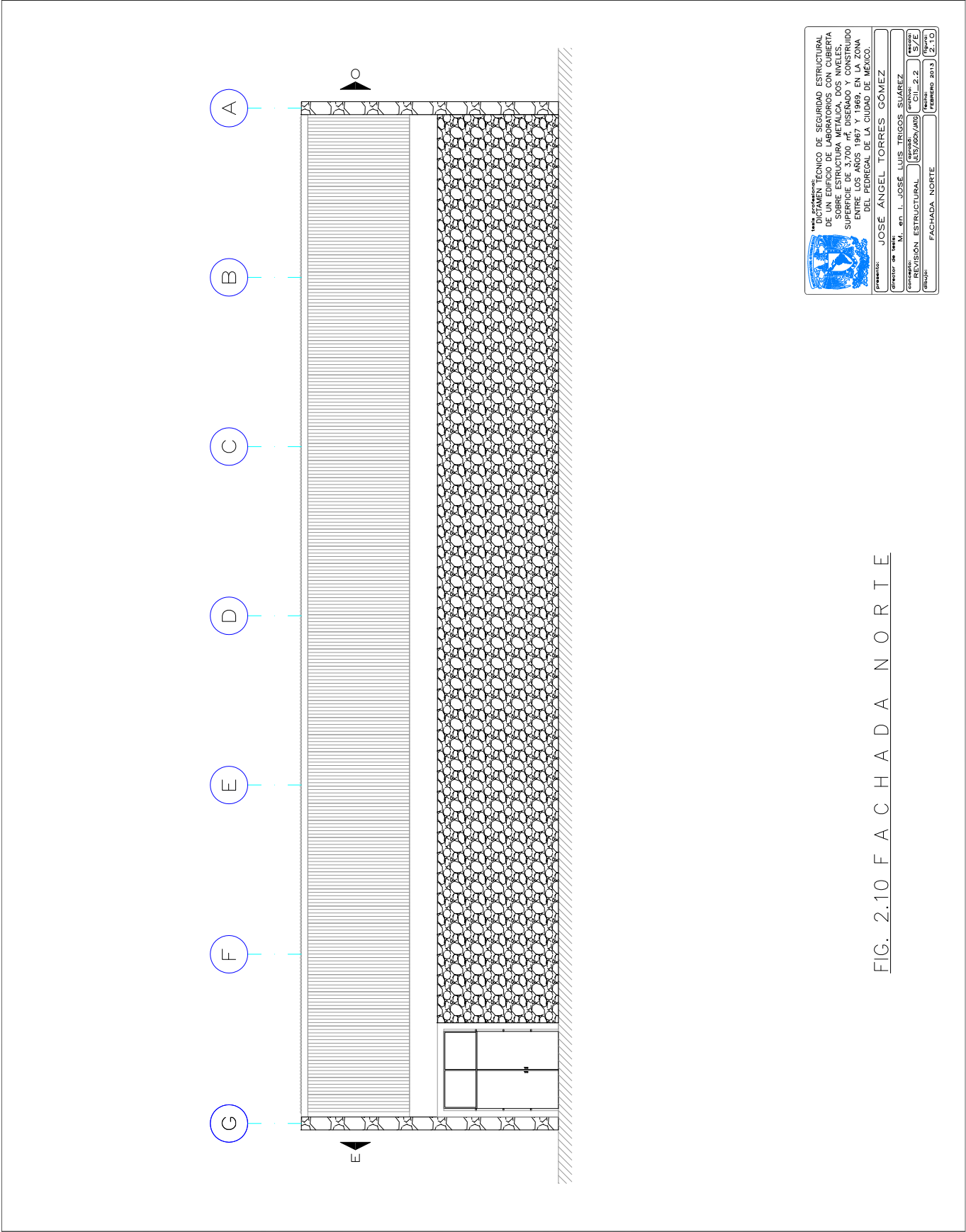
	técnico profesional:		
	DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL		
	DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA		
	SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,		
SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO			
ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA			
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presento:			
JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis:			
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:			
REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó:	archivo:	
REVISIÓN ESTRUCTURAL	ATS/SSC/ATS	CIVIL 2.1	
dibujó:		revisó:	
FOTOGRAFÍAS 3		SSC/ATS	
FECHAS:		figura:	
FEBRERO 2013		2.5	













IMCv
Instituto Mexicano de Ingeniería Civil

Dictamen Técnico de Seguridad Estructural
de un Edificio de Laboratorios con Cubierta
sobre Estructura Metálica, dos Niveles,
Superficie de 3,700 m², Diseñado y Construido
para el Centro de Investigación y Estudios
Avanzados del IPN, Unidad Querétaro,
del Pedregal de la Ciudad de México.

Presenta: **JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ**
Director de Ingeniería

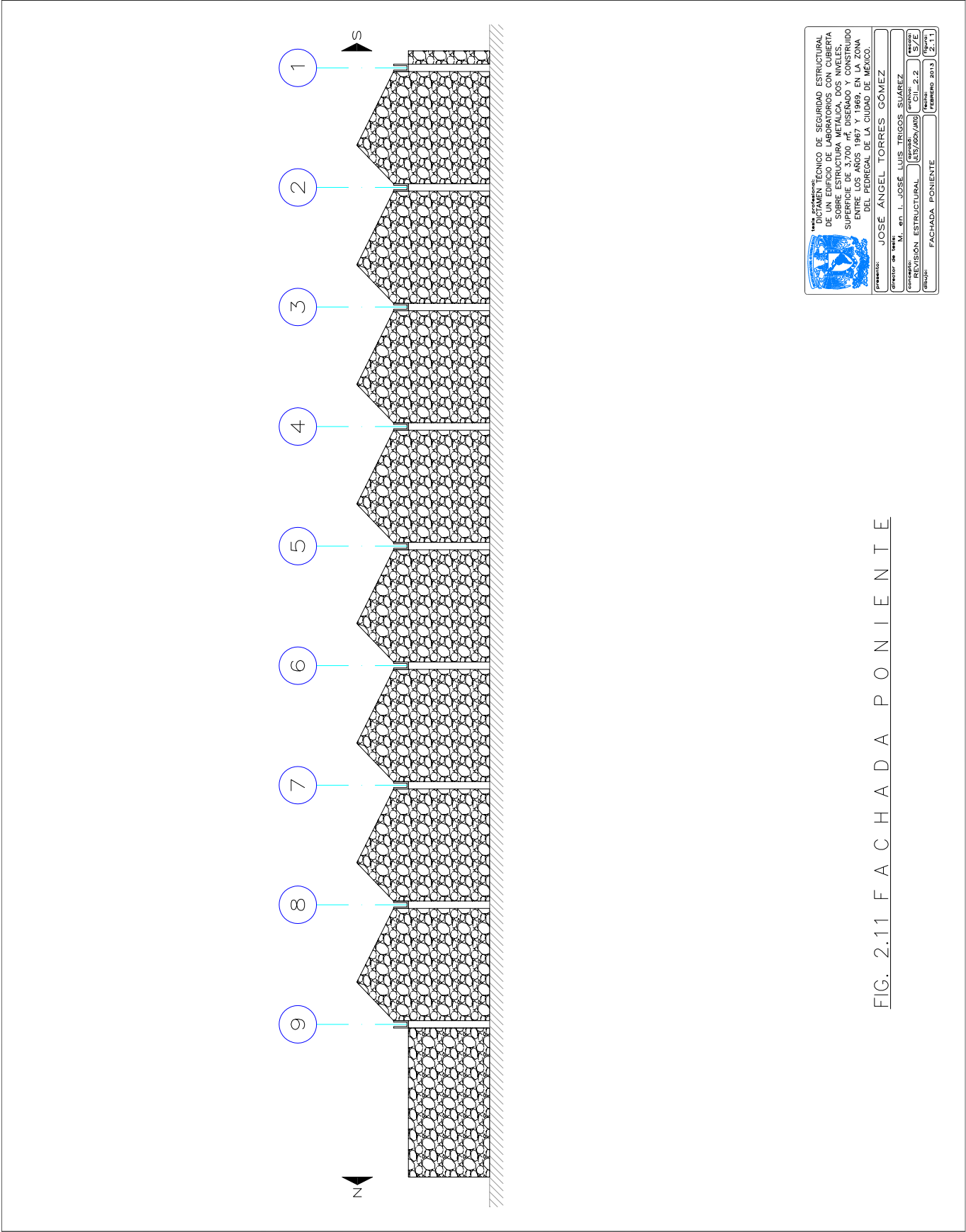
Revisado por: **en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ**
Ingeniero Civil

Concepto: **REVISIÓN ESTRUCTURAL**
Proyecto: **CII-2.2**

Fecha: **15/02/2013**
Escala: **1/20**

Hoja: **3**
Total: **10**

Revisión: **S/E**
Fecha: **15/02/2013**





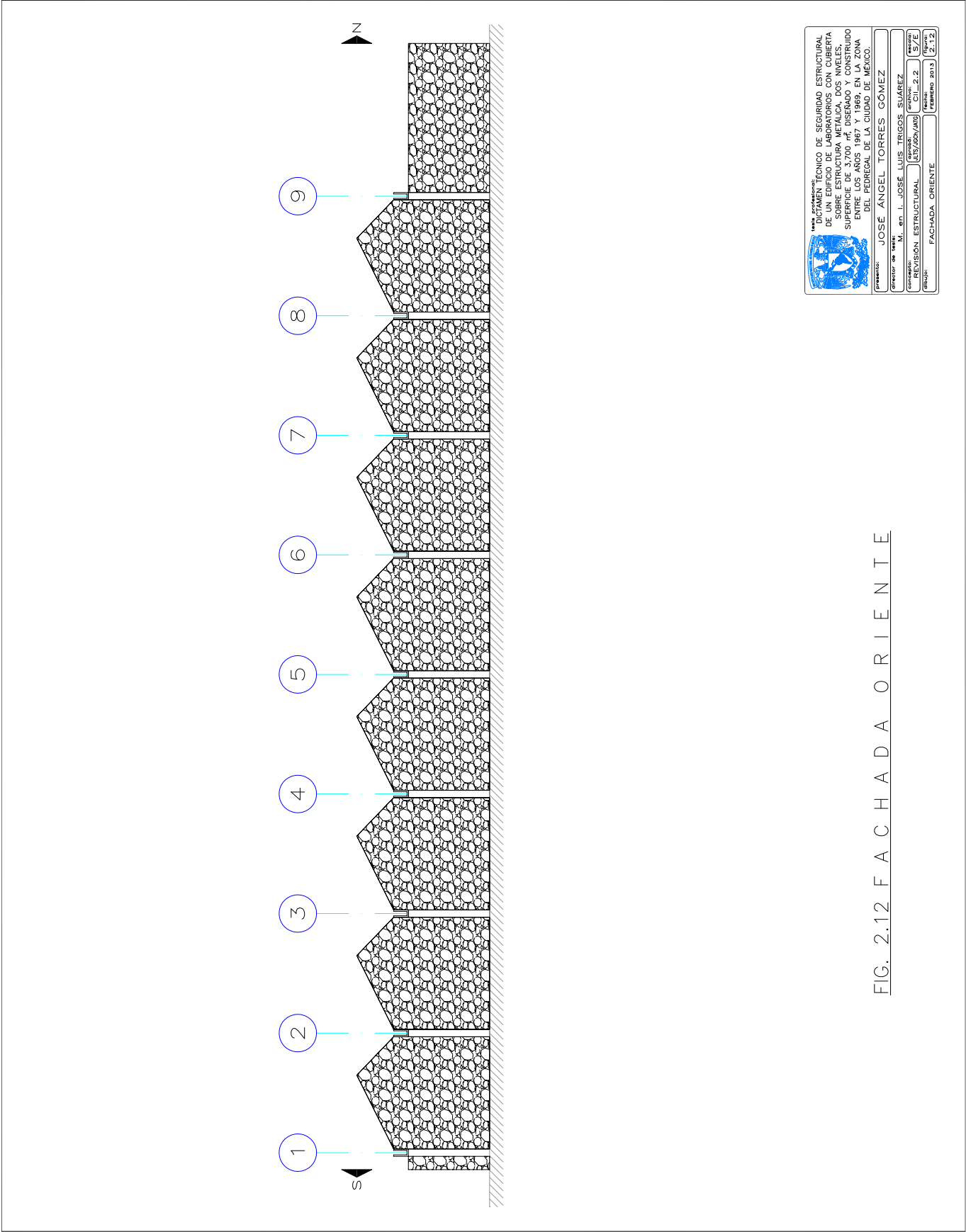
IMCv
Instituto Mexicano de
Ingenieros Civiles

**DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUIDO
DE ACUERDO CON LA NOM-001-SE/1996, PARA LA
CIUDAD DE LA CIUDAD DE MÉXICO.**

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Ingeniería

Revisión: REVISIÓN ESTRUCTURAL
Elaborado por: LUIS TRIGOS SUÁREZ
Proyecto: CIL-2.2
Fecha: 15 de febrero 2013
Escala: 1:1

FIG. 2.11 FACHADA PONIENTE



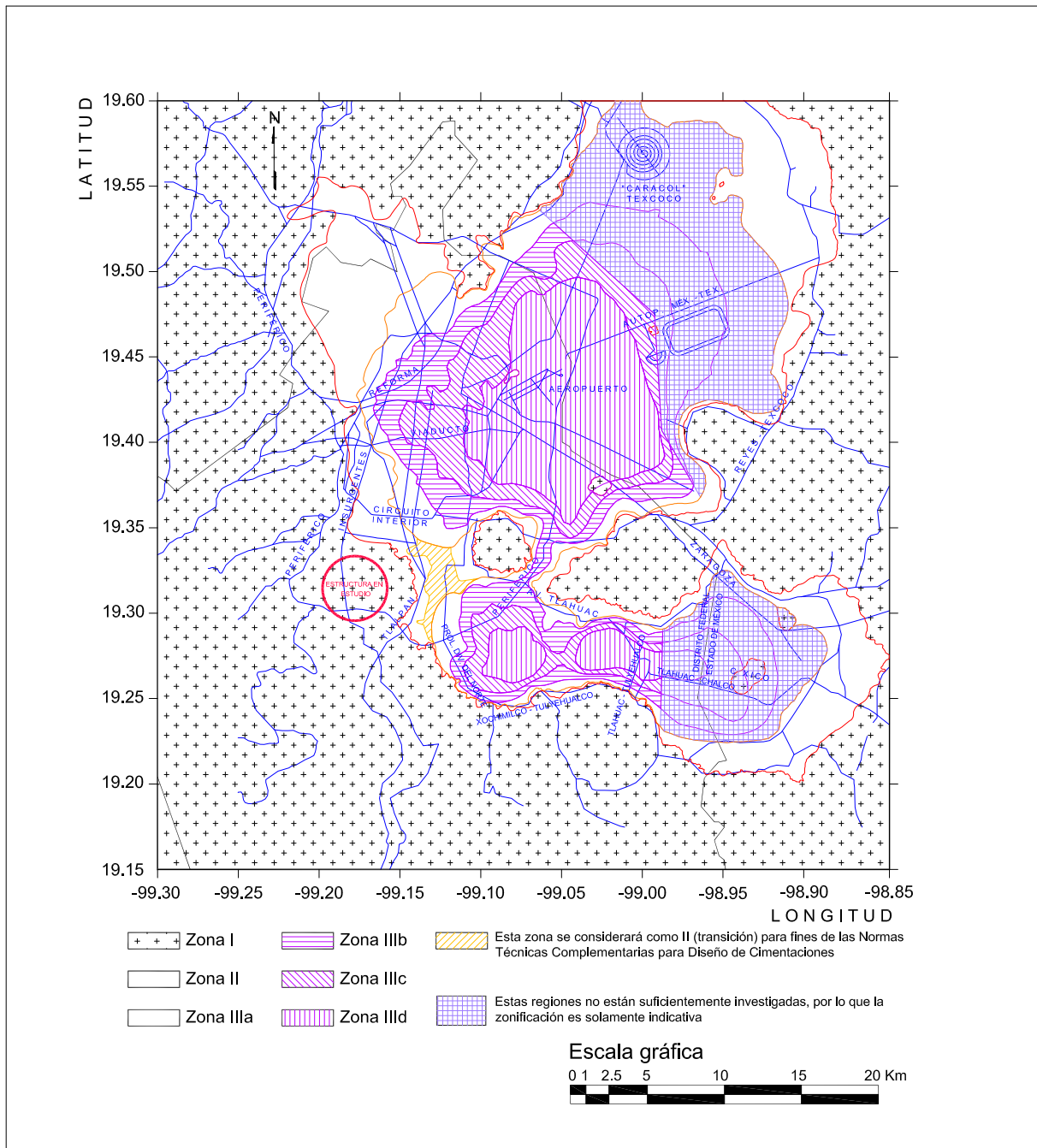


FIG. 2.13 LOCALIZACIÓN DEL INMUEBLE DE ACUERDO
A LA ZONIFICACIÓN DEL RCD 2004

			
tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	revisión ESTRUCTURAL	aprobó:	archivo:
dibujo: ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL	CII- 2.3 FEBRERO 2013	CII- 2.3 FEBRERO 2013	revisión: S/E 2.13

III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

El propósito fundamental del profesionalista en Ingeniería Civil, en el área de estructuras, es lograr una estructura segura, económica y funcional. Sin descuidar una apreciación clara de los valores estéticos, con objeto de trabajar en colaboración con arquitectos y otros profesionales o especialistas, contribuyendo así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseadas en una construcción.

Como parte del análisis o diseño de cualquier estructura, en el ámbito profesional del ingeniero civil, se enfrenta una problemática en la representación de modelos analíticos; resulta evidente que nunca puede en realidad llevarse a cabo un análisis 'exacto', es necesario idealizar el comportamiento estructural por medio de suposiciones ingenieriles bien fundamentadas, de modo que las fuerzas internas y los desplazamientos calculados representen solamente aproximaciones de los que realmente se presentan en la estructura. Asimismo, la resistencia de las estructuras reales a las cargas y las deformaciones pueden determinarse sólo con razonable aproximación.

Además, las estructuras están sujetas frecuentemente a fuerzas, acciones y condiciones de servicio que no pueden ser previstas con precisión, así como otros factores tales como las características geométricas, los materiales y los deterioros que puede tener la estructura durante su vida útil. Por esto, es importante desarrollar la habilidad y el buen juicio para modelar e idealizar una estructura de tal manera que se pueda efectuar un análisis práctico y sencillo reflejando las condiciones actuales o las que se tengan en el futuro, después de que se construyan.

1. Bases y especificaciones de análisis y revisión estructural.

Se realizaron un conjunto de modelos con el fin de obtener una representación de la estructura más aproximada a la actual, así como conocer el comportamiento de la misma ante los diferentes tipos de acciones que intervinieron en el modelo y las combinaciones de éstas; un punto importante que hay que aclarar es que no fueron tomados en cuenta los procesos de deterioro que haya sufrido la estructura durante el tiempo de vida útil que lleva hasta ahora. Cabe señalar que esta modelación hace hincapié a la estructura portante como principal elemento en estudio.

Con el objetivo de comparar los resultados obtenidos con el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su versión 2004, para definir su correcto funcionamiento.

Los inconvenientes que se tuvieron que enfrentar para realizar la modelación correspondiente fueron la falta de Planos arquitectónicos y estructurales; por tal motivo se procedió a realizar un levantamiento geométrico en sitio con ayuda de un andamio móvil a tres armaduras portantes, el resto de las armaduras no fue posible inspeccionarlas debido a los diferentes equipos de trabajo y muros divisorios que ocupan en la planta baja del inmueble, pero con la inspección visual que se realizó fue posible inferir el estado de los demás elementos que, a simple vista, se encuentran en condiciones razonablemente concordantes con el resto de las armaduras.

2. Modelación analítica.

Para realizar la modelación de la estructura portante se consideró la hipótesis de un comportamiento elástico-lineal, el proceso consistió en elaborar un modelo tridimensional, idealizando la estructura real por medio de un modelo teórico para ser analizada de manera práctica utilizando toda la información obtenida en el levantamiento en sitio. Además de considerar los efectos estáticos del viento que se aplican sobre la estructura portante, en la evaluación de los efectos sísmicos se aplicó el método de Análisis Sísmico Estático Equivalente.

La estructura se diseñó originalmente a base de elementos de acero estructural (cuerda inferior, cuerda superior, contra vientos, diagonales, largueros, montantes y trabes.). Así como elementos de concreto reforzado: columnas y trabes. Finalmente muros a partir de piedra brasa. Conformando elementos barra y placa interconectados entre sí, teniendo como resultado la geometría básica de la estructura con un sistema de referencia tridimensional global de coordenadas ortogonales: dos ejes horizontales (X y Z), y uno vertical (Y). (Figs. 3.1 a 3.5).

La revisión de los elementos de acero de la estructura se hizo por el Método de Esfuerzos Admisibles.

Se utilizó un programa de análisis y diseño estructural, el STAAD Pro versión 2003, para la modelación tridimensional completa de la estructura, con el fin de obtener los resultados de análisis y revisión estructural de los elementos que componen todas las armaduras.

3. Modelación de la estructura.

La estructura portante del inmueble se modeló analítica y matemáticamente mediante un conjunto tridimensional de 541 nudos y 1, 070 elementos barra: cuerda inferior, cuerda superior, contra - vientos, diagonales, montantes (944 elementos de acero); columnas y trabes (126 elementos de concreto reforzado) y finalmente 106 elementos placa, como se muestran en las figuras 3.6 a 3.14, donde se observan diferentes vistas del modelo analítico, en isométricos, plantas y elevaciones.

4. Propiedades geométricas de elementos.

Las propiedades geométricas de los elementos que componen el sistema de techo se tomaron del levantamiento realizado previamente ya que no se pudo contar con los planos estructurales originales o en su defecto copias.

Como parte de la información necesaria para la modelación analítica, se muestran las propiedades geométricas de los elementos que componen la estructura, consignando sus principales características. (Figs. 3.15 a 3.17) Se incluye una tabla (Tabla 3.1) que contiene las propiedades geométricas de cada uno de los elementos que componen la techumbre.

5. Propiedades mecánicas de materiales.

Las propiedades mecánicas en el caso del acero dependen principalmente de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico.

Para fines del análisis y revisión estructural, se consideró que todos los elementos que componen el sistema de techo (armaduras) como son: cuerda inferior, cuerda superior, contra vientos, diagonales, trabes y montantes, son de Acero Estructural, en la estructura restante los elementos son: de concreto reforzado y muros de mampostería a partir de roca (basalto) a los cuales les corresponden las siguientes propiedades:

ACERO ESTRUCTURAL, NORMA NMX B 254 (ASTM A 36)

$F_y = 2,530 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del acero
$E_s = 2'039,000 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$	Módulo de elasticidad del acero
$\gamma_s = 7.850 \text{ ton}_f / \text{m}^3$	Peso volumétrico del acero
$\mu_s = 0.30$	Relación de Poisson del acero

CONCRETO REFORZADO

Se consideró un concreto clase 1 con $f'_c = 250 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$.

$E_c = 14,000 (250)^{1/2} = 221,359.44 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$	Módulo de elasticidad del concreto
$F_y = 4,200 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del acero
$\gamma_c = 2.40 \text{ ton}_f / \text{m}^3$	Peso volumétrico del concreto
$\mu_c = 0.17$	Relación de Poisson del concreto

ROCA - BASALTO

$E_B = 800,000 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$	Módulo de elasticidad del basalto
$\gamma_B = 2.49 \text{ ton}_f / \text{m}^3$	Peso volumétrico del basalto
$\mu_B = 0.25$	Relación de Poisson del basalto

6. Cargas actuantes en la estructura.

La variedad de tipos de construcción, condiciones de operación y condiciones ambientales que pueden presentarse es en gran número. Se debe tener cuidado para determinar cuáles acciones serán consideradas para el análisis.

Las intensidades de estas fuerzas y/o cargas, la forma en que se estiman dichos valores se referirán principalmente a lo estipulado en las normas aplicables correspondientes por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 (RCDF04), y sus Normas Técnicas complementarias (NTC's).

Condiciones básicas de carga.

Se identifican diez condiciones básicas de carga: permanentes, variables y accidentales; combinándolas se presentan las condiciones de carga a las que puede estar sometida la edificación en condiciones normales de servicio o bajo acciones accidentales, como pueden ser granizo, sismo y viento.

A continuación se presentan:

C01=	CM	=	CARGA MUERTA
C02=	CV _{máx}	=	CARGA VIVA MÁXIMA
C03=	CV _a	=	CARGA VIVA INSTANTÁNEA
C04=	SEX	=	SISMO ESTÁTICO EN DIRECCIÓN X
C05=	-SEX	=	SISMO ESTÁTICO EN DIRECCIÓN -X
C06=	SEZ	=	SISMO ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Z
C07=	-SEZ	=	SISMO ESTÁTICO EN DIRECCIÓN -Z
C08=	VX	=	VIENTO EN DIRECCIÓN X
C09=	-VX	=	VIENTO EN DIRECCIÓN -X
C10=	-GRY	=	GRANIZO EN DIRECCIÓN -Y

Combinaciones de carga para revisión de desplazamientos.

CC11=	1.00	[CM	+	Cv _{máx})					
CC12=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(SEX	+	0.30 SEZ)]
CC13=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(SEX	-	0.30 SEZ)]
CC14=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(-SEX	+	0.30 SEZ)]
CC15=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(-SEX	-	0.30 SEZ)]
CC16=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(0.3 SEX	+	SEZ)]
CC17=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(0.3 SEX	-	SEZ)]
CC18=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(-0.30 SEX	+	SEZ)]
CC19=	1.00	[CM	+	CV _a	+	Q	(-0.30 SEX	-	SEZ)]

CC20= 1.00 [CM + CVa + VX]
 CC21= 1.00 [CM + CVa + (-VX)]
 CC22= 1.00 [CM + CVa + (-GRY)]

Combinaciones de carga para revisión de esfuerzos en elementos de acero.

CC23= 1.00 (CM + Cvmáx)
 CC24= 0.75 (CM + CVa + SEX +0.30 SEZ)
 CC25= 0.75 (CM + CVa + SEX -0.30 SEZ)
 CC26= 0.75 (CM + CVa - SEX +0.30 SEZ)
 CC27= 0.75 (CM + CVa - SEX -0.30 SEZ)
 CC28= 0.75 (CM + CVa + 0.30 SEX + SEZ)
 CC29= 0.75 (CM + CVa + 0.30 SEX - SEZ)
 CC30= 0.75 (CM + CVa - 0.30 SEX + SEZ)
 CC31= 0.75 (CM + CVa - 0.30 SEX - SEZ)
 CC32= 0.75 (CM + CVa + VX)
 CC33= 0.75 (CM + CVa + (-VX))
 CC34= 0.75 (CM + CVa + (-GRY))

7. Efectos de cargas permanentes.

Como parte de la modelación de cualquier estructura para diseñar o revisar se deberán tomar en cuenta los efectos de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil, considerando al menos los efectos de las cargas muertas, de las vivas, del sismo, granizo y viento, cuando estos dos últimos sean significativos.

Carga muerta.

Se define como carga muerta a los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Peso Propio.

Sé calculó el peso debido a los elementos que componen la estructura portante así como columnas, trabes y muros perimetrales pertenecientes al inmueble.

Análisis de Cargas.

a. Instalaciones eléctricas	5.00	kg _f / m ²
b. Láminas de asbesto	15.50	kg _f / m ²
c. Largueros CE	6.17	kg _f / m ²
TOTAL	26.67	kg _f / m ²

Carga viva.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del reglamento local RCDF04 se consideraron cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Como a continuación se describen:

Carga Viva Máxima.

- a. Azotea con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.

$$CV_{\text{máx}} = 40 \text{ kg}_f / \text{m}^2$$

Carga Viva Instantánea.

- b. Azotea con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.

$$CV_a = 20 \text{ kg}_f / \text{m}^2$$

8 Efectos de cargas accidentales: sismo, viento y granizo.

El actual reglamento local RCDF04, exige un análisis cuidadoso ante los efectos sísmicos sobre las estructuras en proceso de diseño o revisión. Sin dejar de lado las demás acciones, pero teniendo como prioridad el sismo.

Fuerzas sísmicas.

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de la estructura depende de las características que tenga, el objetivo al diseñarla o revisarla es que su respuesta se mantenga dentro de los niveles de comportamiento que no impliquen colapsos, daños mayores ni pérdida de vidas.

La estructura se analizó bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del suelo, una en el sentido longitudinal (norte-sur), X, y la otra en el sentido transversal (oriente-poniente), Z.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se tomó como base la siguiente información:

Según el destino de la estructura:	Grupo A
Según la zonificación de las NTC's del RCDF:	Zona I
Coeficiente sísmico básico:	$C = 0.16$
Factor de comportamiento sísmico:	$Q = 2$
Factor de Importancia:	$F_c = 1.50$
Factor reductivo (NO CUMPLE condiciones de regularidad):	$Q' = 0.70 \times 2.00 = 1.40$
Por tanto:	$C_d = C \times F_c / Q'$
Coeficiente Sísmico de diseño:	$C_d = 0.16 \times 1.50 / 1.40 = 0.17$

Conforme a las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del RCDF04 se enlistan los requisitos para conocer si el inmueble cumple con condiciones de regularidad, que a continuación se enlistan:

1. Su planta sea sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
SI CUMPLE.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
 $10.00 \text{ m} / 57.00 \text{ m} = 0.17$
SI CUMPLE.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
 $64.80 \text{ m} / 57.00 \text{ m} = 1.14$
SI CUMPLE.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión de la planta, medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

NO APLICA.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

NO CUMPLE.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.

NO CUMPLE.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor de 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.

NO APLICA.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de pisos inferiores.

NO APLICA.

9. Todas las columnas están restringidas en todos pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

SI CUMPLE.

10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

NO APLICA.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, se excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

NO APLICA.

Debido al conjunto de elementos y geometría que conforman la estructura se decidió hacer un análisis sísmico estático equivalente. El método se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica.

Por tanto la fuerza lateral (Tabla 3.2) que actúa en la estructura resulta ser:

$$F_i = 0.17 \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i$$

NIVEL	h_i [m]	W_i [tonf]	$W_i h_i$ [tonf - m]	F_i [tonf]	V [tonf]
1	6.41	1070.26	6860.38	183.47	183.47

Tabla 3.2. Análisis Sísmico Estático Equivalente.

Fuerzas eólicas.

Con la finalidad de revisar la seguridad de la estructura ante las fuerzas debidas al viento, las cuales generan presiones (empujes o succiones) sobre la superficie de la construcción expuesta, que a su vez son transmitidas a la estructura portante. La revisión consideró la acción estática del viento.

De acuerdo a las NTC's por Viento, Distrito Federal 2004

De acuerdo a su importancia:	Grupo A
De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento:	Tipo I
Según la rugosidad del terreno:	Tipo R3
Según el tipo de topografía:	Tipo T1
Factor que toma en cuenta la topografía y rugosidad del terreno:	$F_{TR} = 0.70$
Factor de variación de la velocidad del viento con la altura con:	$F_{\alpha} = 1.00$

$$F_{\alpha} = 1.00 \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_{\alpha} = (z/10)^{\alpha} \quad \text{si } 10\text{m} < z < \delta$$

$$F_{\alpha} = (\delta/10)^{\alpha} \quad \text{si } z \geq \delta$$

Velocidad regional ubicando la estructura en la Delegación Coyoacán con un periodo de retorno igual a 200 años:

$$V_R = 39 \text{ m/s}$$

$$\text{Velocidad de diseño: } V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R$$

$$V_D = (0.70) (1.00) (39 \text{ m/s}) = 27.30 \text{ m/s}$$

$$\text{Presión de diseño: } p_z = 0.048 C_p V_D^2, \quad \text{en } \text{Kg} / \text{m}^2$$

$$p_z = 0.048(27.30 \text{ m/s})^2 C_p = p_z = 1.31 C_p$$

Donde C_p es el factor de empuje que depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta.

Nota: los coeficientes de presión exterior fueron tomados del Manual de Diseño de Obras Civiles por Viento en su versión 2008 ya que el reglamento local no maneja coeficientes de presión para techos a dos aguas en claros múltiples. Se muestran los esquemas (figura 3.18) y la tabla 3.3 de coeficientes de presión.

Dirección del viento	Coeficientes de presión exterior (C_{pe})				
	a	c	g	m	s
0°	0.70	-0.40	-0.40	-0.20	-0.20
180°	0.70	-0.40	-0.40	-0.20	-0.20

Tabla 3.3. Coeficientes de presión exterior para techos a dos aguas.

Carga de Granizo.

Este tipo de acciones son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves, tales como las cargas debido a granizo u otros fenómenos que puedan presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura en el caso de que ocurran este tipo de acciones.

El granizo se forma durante las tormentas eléctricas, cuando las gotas de agua o los copos de nieve formados en las nubes de tipo cumulonimbo (figura 3.19) son arrastrados verticalmente por corrientes de aire turbulento características de las tormentas. Los sólidos de granizo crecen por las colisiones sucesivas de estas partículas de agua muy enfriada, esto es, de agua que está a una temperatura menor que la de su punto de solidificación, pero que permanece en estado líquido. Esta agua queda suspendida en la nube por la que viaja. Cuando las partículas de granizo se hacen demasiado pesadas para ser sostenidas por las corrientes de aire, caen hacia el suelo. El granizo tienen diámetros que varían entre 2 mm y 13 cm, y las mayores pueden ser muy destructivas. A veces, varias partículas pueden solidificarse juntas formando grandes capas pesadas de hielo o nieve.

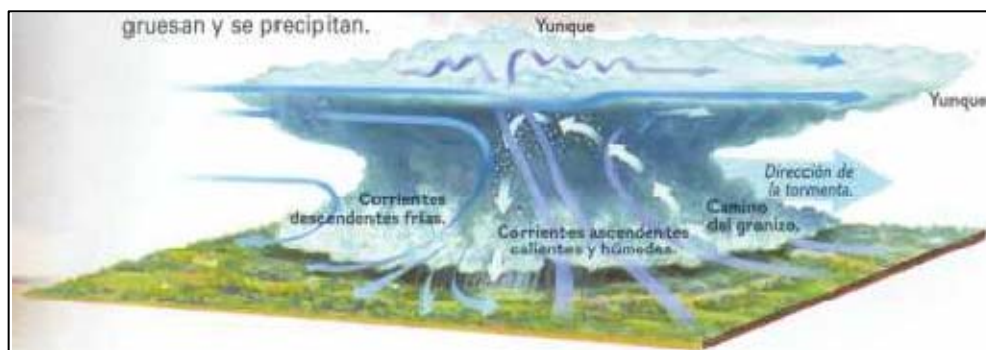


Fig. 3.19 Formación de las tormentas de granizo.

La magnitud de los daños que puede provocar la precipitación en forma de granizo depende de su cantidad y tamaño. En las zonas rurales, los granizos destruyen las siembras y plantíos. En las regiones urbanas afectan a las viviendas, construcciones y áreas verdes. En ocasiones, el granizo se acumula en cantidad suficiente dentro del drenaje para obstruir el paso del agua y generar inundaciones durante algunas horas.

En esta estructura se tomó la decisión de revisar los efectos que causa la carga debido a granizo a partir de un acontecimiento ocurrido en los 70's causando graves daños según fuentes del personal y personal académico que laboran en dicho inmueble que hasta la fecha siguen laborando. Se recabó información de acuerdo a la página electrónica del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) al respecto de este suceso que afectó parte de la Ciudad de México donde se describen daños materiales, pérdidas

humanas, damnificados y duración de la tormenta. A continuación en la tabla 3.4 se citan reportes de afectaciones causadas por granizo.

Fecha	Estados	Daños	Datos Relevantes
Agosto 27, 1976.	Occidente del Distrito Federal	Hubo 12 muertos e inundaciones, 26 personas lesionadas y 300 quedaron sin hogar. Varias vecindades en Tacubaya fueron dañadas y algunas se colapsaron por las malas condiciones en que se encontraban. El mercado de Las Américas en Tacubaya sufrió el desplome de su techo. Otras estructuras en Mixcoac y Villa Obregón tuvieron la misma suerte. El Metro paró sus actividades, hubo caos vial y la corriente eléctrica se cortó en la parte occidental de la ciudad.	La tormenta duró 17 minutos y dejó una capa de granizo de 24 cm.
Mayo 28, 1987.	Parte norte del Distrito Federal, México (Gustavo A. Madero y Azcapotzalco).	Hubo 9 muertos e inundaciones; deslizamiento en El Cerro del Chiquihuite, en la Delegación Gustavo A. Madero. Hubo 12 heridos. Varios techos de viviendas, fábricas, estacionamientos y mercados fueron derribados. Se suspendió el transporte público, hubo caos vial y varios postes de teléfonos cayeron. Se colapsaron varias casas pobremente construidas.	La tormenta duró 40 minutos y dejó una capa de granizo de 60 cm en algunas partes de la ciudad

Tabla 3.4. Reportes de afecciones causadas por granizo.

El actual reglamento local RCDF04, recomienda tomar en cuenta el efecto de granizo tratándose como una carga accidental para fines de revisión de la seguridad de estructuras portantes, techumbres y azoteas aplicándose los factores de carga correspondientes en este reglamento.

Análisis de carga por granizo.

La estructura se analizó bajo la acción del granizo conforme a la carga que recomienda el RCDF04, posteriormente, en una primera etapa se consideró una altura de granizo debido a un evento extraordinario (24 cm). Finalmente se consideró la mitad de la altura de este evento (12 cm). Esta acción fue idealizada bajo una componente distribuida de manera uniforme en el sentido Y. Conforme a los siguientes análisis:

Primer Caso. Conforme al RCDF04.

Para tomar en cuenta el efecto de granizo la carga máxima se tomará igual a $100 \text{ kg}_f / \text{m}^2$ y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en este reglamento

$$\begin{array}{ll} \text{Ancho tributario en las dos pendientes de la techumbre:} & \\ 7.85 \text{ m} + 3.95 \text{ m} = & 11.80 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{Carga por unidad lineal: } (100 \text{ Kg}_f / \text{m}^2) (11.80 \text{ m}) = 1180 \text{ Kg}_f / \text{m}$$

Segundo Caso. Debido a un evento extraordinario.

$$\begin{array}{ll} \text{La densidad promedio del hielo a } 0^\circ \text{C suele tomarse como:} & 917 \text{ Kg}_f / \text{m}^3 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Altura del granizo de acuerdo al evento ocurrido en el año de 1976:} & 24 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Carga por área: } (917 \text{ Kg}_f / \text{m}^3) (0.24 \text{ m}) = 220.08 \text{ Kg}_f / \text{m}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Ancho tributario en las dos pendientes de la techumbre:} & \\ 7.85 \text{ m} + 3.95 \text{ m} = & 11.80 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{Carga por unidad lineal: } (220.08 \text{ Kg}_f / \text{m}^2) (11.80 \text{ m}) = 2596.94 \text{ Kg}_f / \text{m}$$

Tercer Caso. Con la mitad de la altura del evento extraordinario.

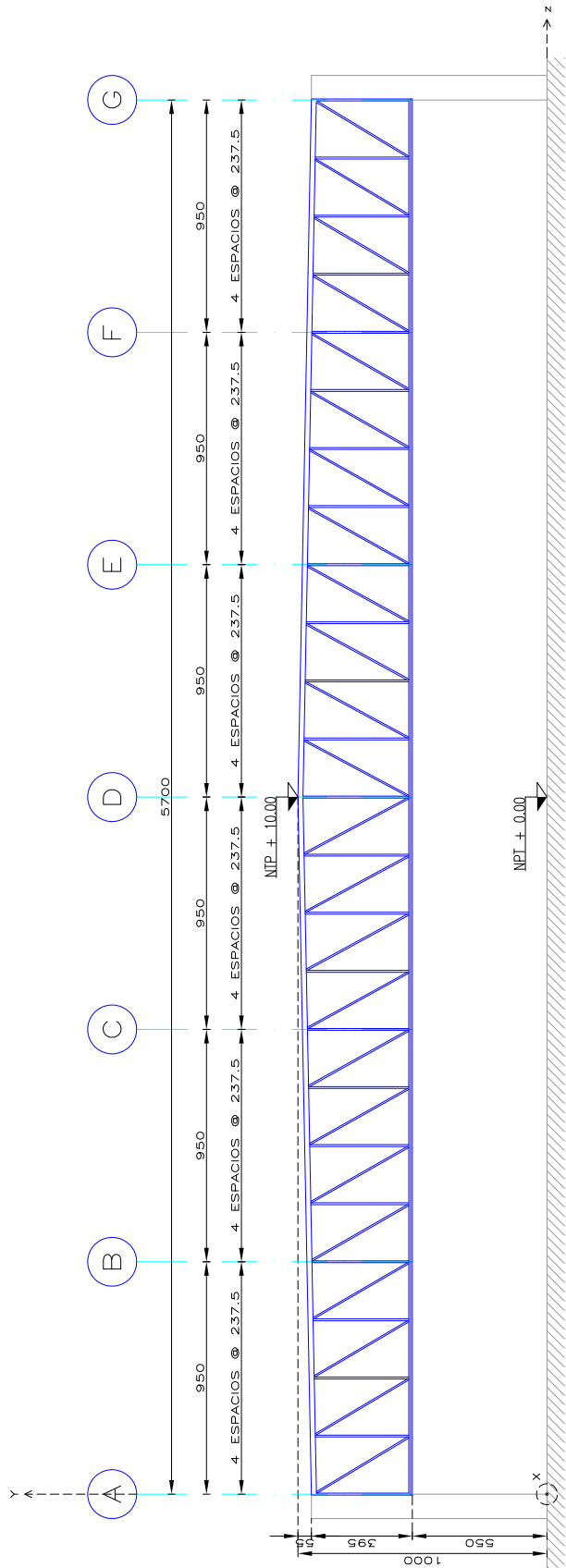
$$\begin{array}{ll} \text{La densidad promedio del hielo a } 0^\circ \text{C suele tomarse como:} & 917 \text{ Kg}_f / \text{m}^3 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Mitad de la altura del granizo de acuerdo al evento ocurrido en el año de 1976:} & 12 \text{ cm} \end{array}$$

$$\text{Carga por área: } (917 \text{ Kg}_f / \text{m}^3) (0.12 \text{ m}) = 110.04 \text{ Kg}_f / \text{m}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Ancho tributario en las dos pendientes de la techumbre:} & \\ 7.85 \text{ m} + 3.95 \text{ m} = & 11.80 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{Carga por unidad lineal: } (110.04 \text{ Kg}_f / \text{m}^2) (11.80 \text{ m}) = 1298.47 \text{ Kg}_f / \text{m}$$



- N O T A S
- 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 - 2. NIVELES EN METROS

FIG. 3.1 ARMADURAS EJES 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9

INstituto Mexicano de Construcción en Acero

Dictamen Técnico de Seguridad Estructural de un Edificio de Laboratorios con Cubierta sobre Estructura Metálica, dos Niveles, Superficie de 3700 m², Diseñado y Construido por el IMC para el Hospital General de la Secretaría de Salud del Pedregal de la Ciudad de México.

Presenta:	JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Proyecto:	en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Concepto:	REVISIÓN ESTRUCTURAL
Revisado:	DR. J. J. S. / E
Fecha:	15 de febrero 2013
Edición:	5.1

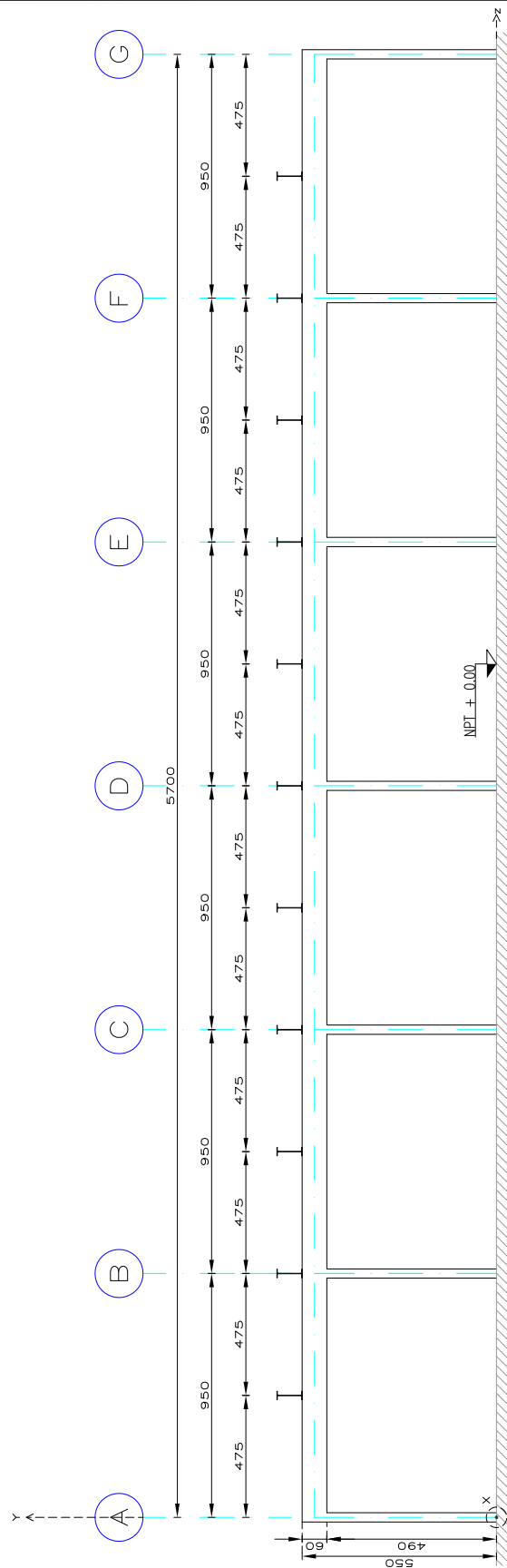


FIG. 3.2 MARCO EJE 1

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 2. NIVELES EN METROS



1986

PRIMER PREMIO

CONCURSO TECNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
PARA UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METALICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONZADO
ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA
DEL ANGEL DE LA CIUDAD DE MEXICO.

JOSE ANGEL TORRES GOMEZ

PREMIADO	
Director de obra en L. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ	Coautor REVISION ESTRUCTURAL PROYECTO
CONCEPCION REVISION ESTRUCTURAL PROYECTO	CONCEPCION REVISION ESTRUCTURAL PROYECTO
CONCEPCION REVISION ESTRUCTURAL PROYECTO	CONCEPCION REVISION ESTRUCTURAL PROYECTO

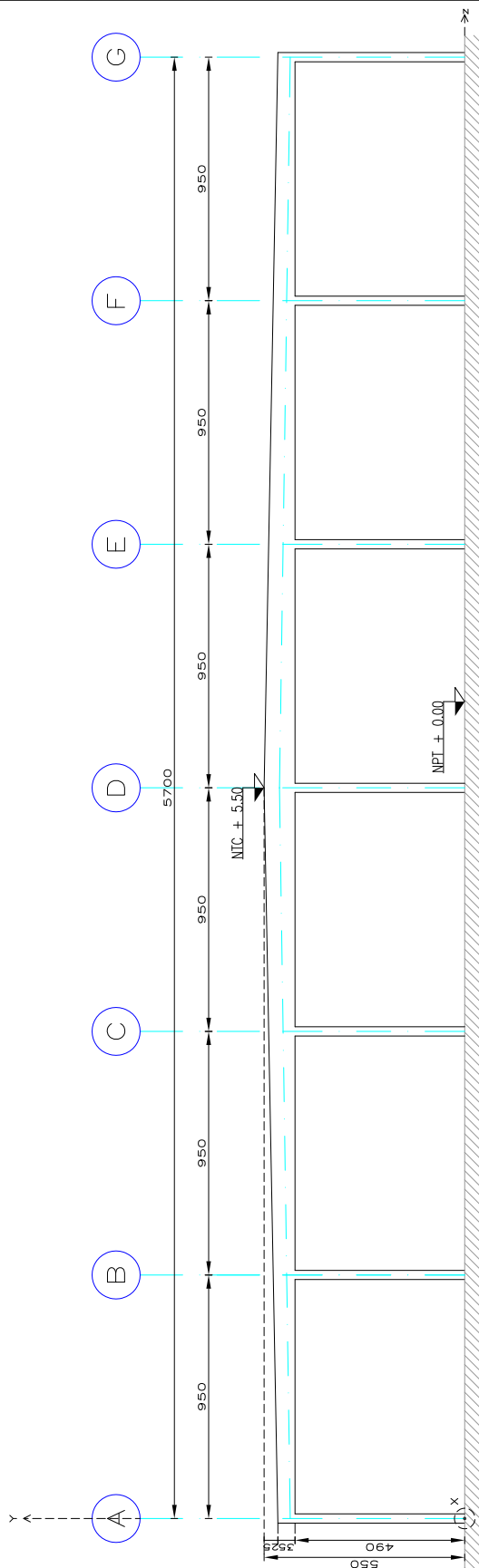
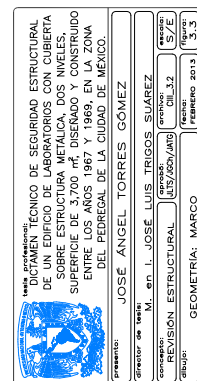
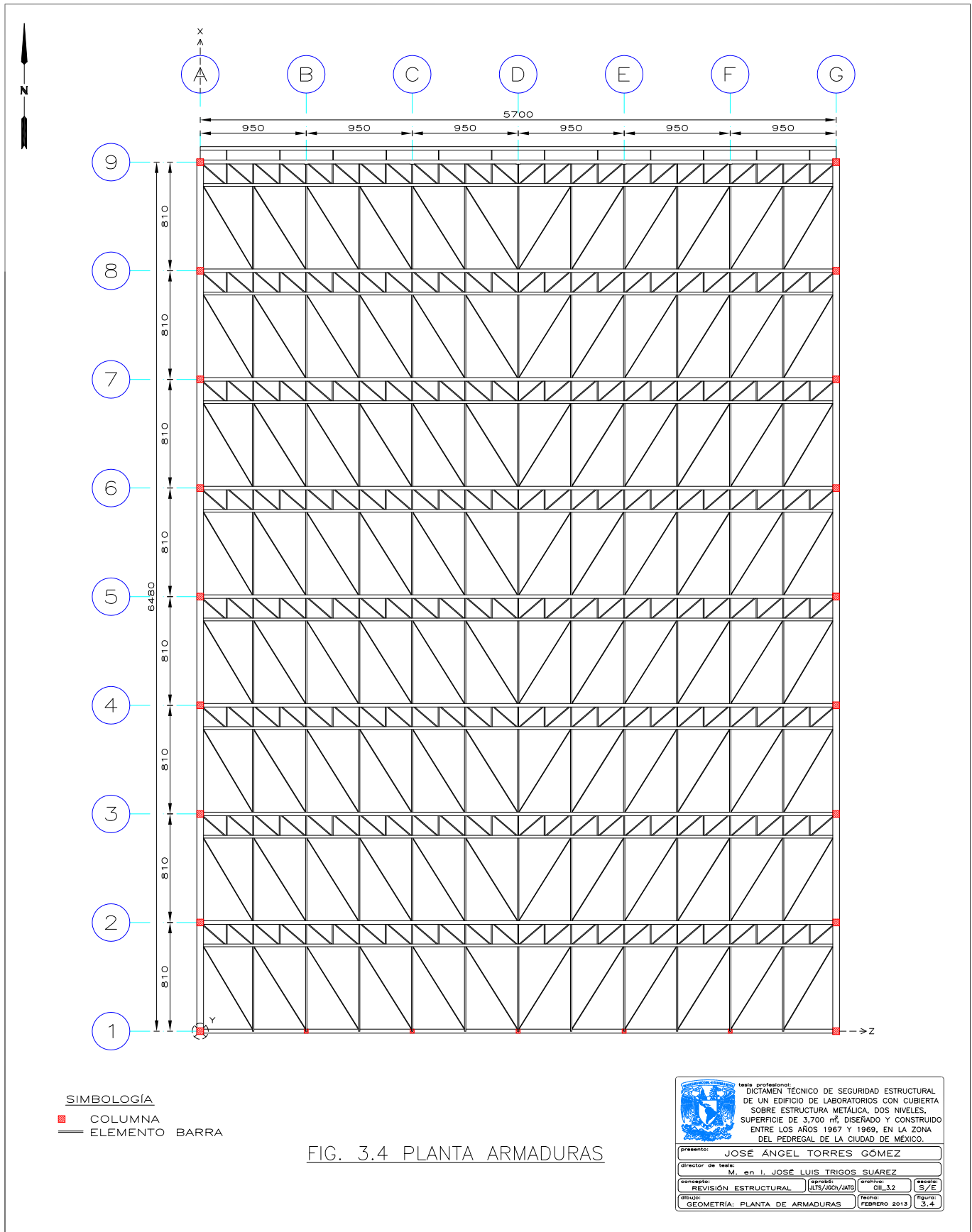


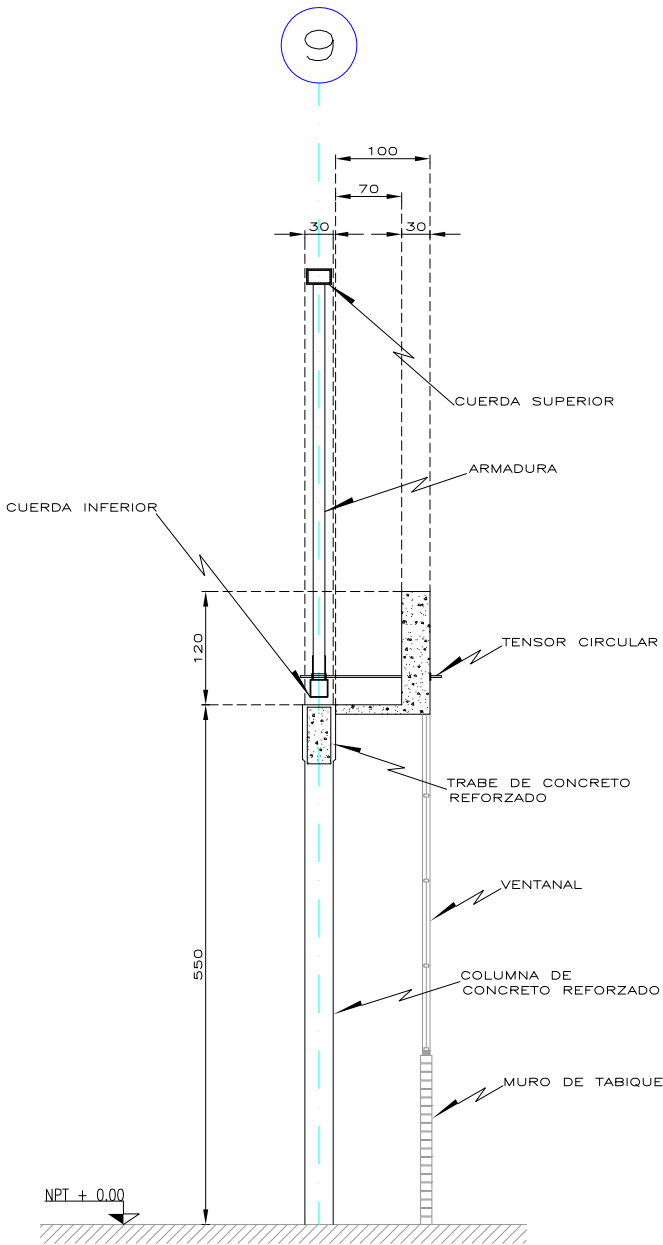
FIG. 3.3 MARCO EJE 9

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
2. NIVELES EN METROS



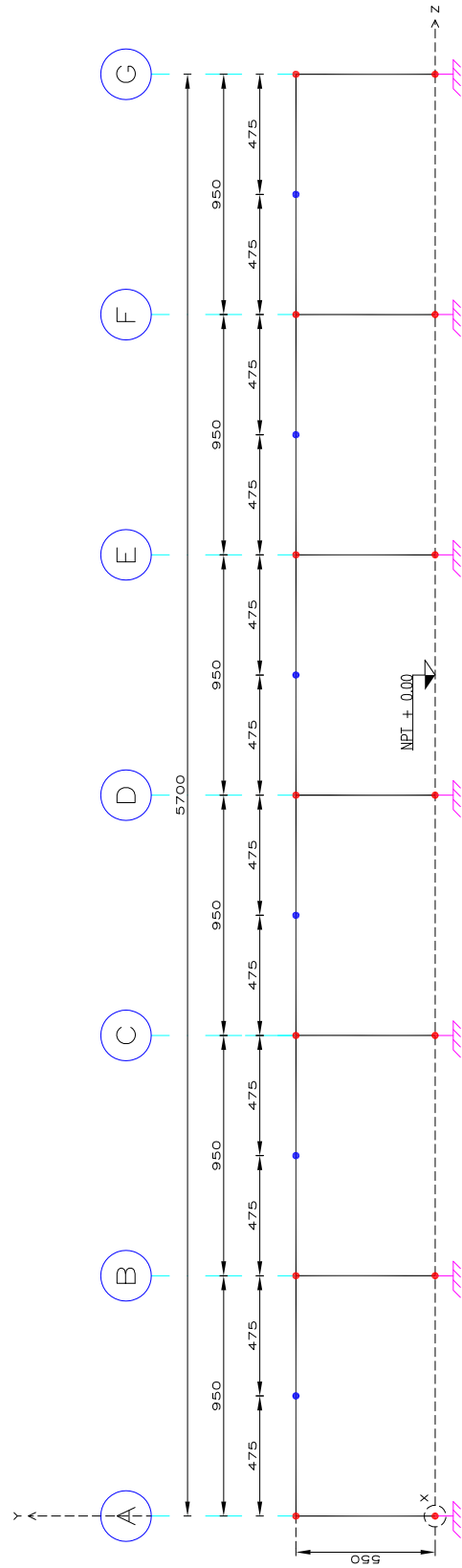




- NOTAS**
- 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 - 2. NIVELES EN METROS

FIG. 3.5 DETALLE DE ARMADURA EJE 9

técnico profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó:	ALTS/ASCH/ATG
dibujo:	GEOMETRÍA: DETALLE	fecha:	FEBRERO 2013
		archivo:	08_3.2
		revisó:	S/E
		figura:	3.5



NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
2. NIVELES EN METROS

SIMBOLOGÍA

- NUDO PRINCIPAL
- NUDO SECUNDARIO
- ELEMENTO BARRA

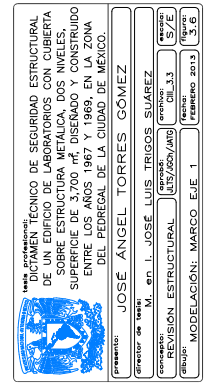
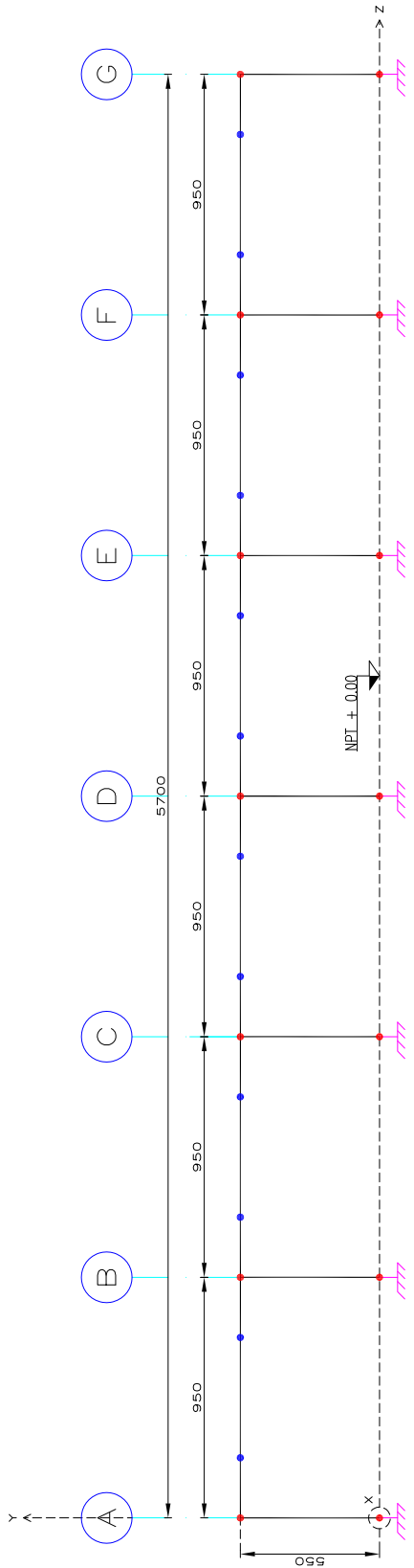


FIG. 3.6 MARCO EJE 1



- N O T A S**
- 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 - 2. NIVELES EN METROS

SIMBOLOGÍA

- NUDO PRINCIPAL
- NUDO SECUNDARIO
- ELEMENTO BARRA



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PRESENTO: **JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ**

Director de Tesis: **Dr. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ**

CONCEPTO: **REVISIÓN ESTRUCTURAL**

PROF: **MODELACIÓN: MARCO EJE 9**

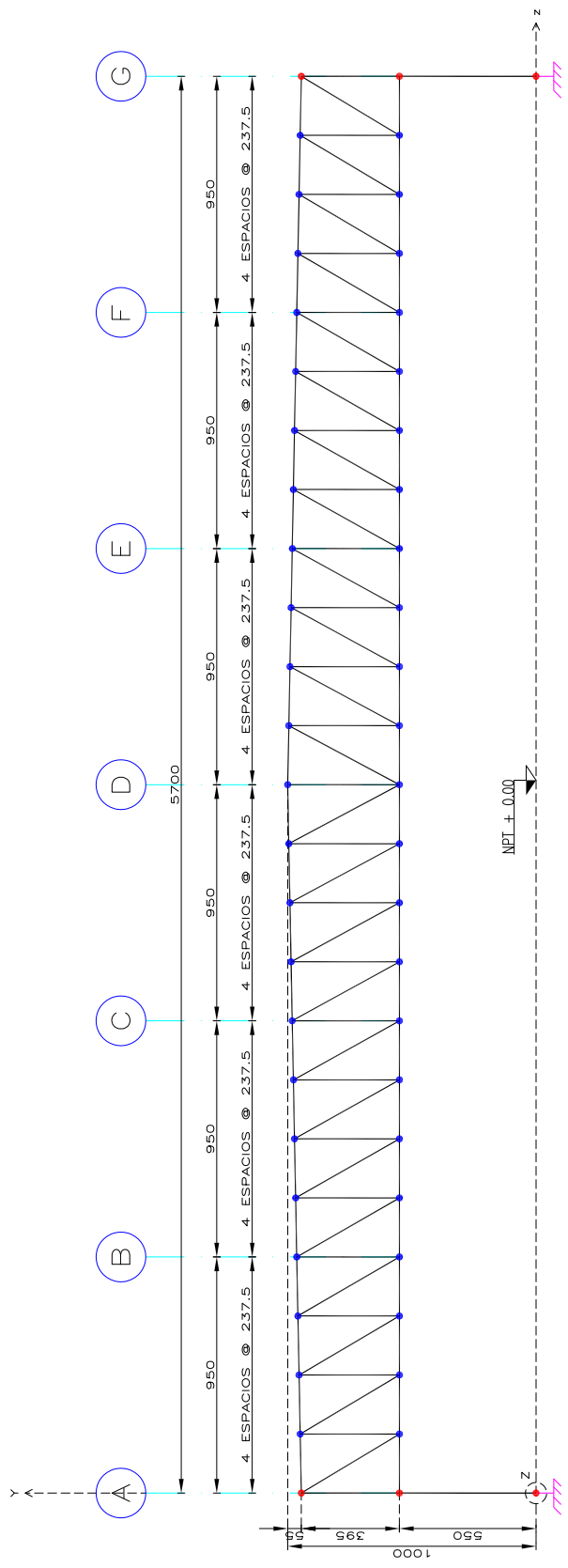
FECHA: **08/02/2013**

REVISIÓN: **08/02/2013**

PROF: **08/02/2013**

FECHA: **08/02/2013**

FIG. 3.7 MARCO EJE 9



- N O T A S
- 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 - 2. NIVELES EN METROS

SIMBOLOGÍA

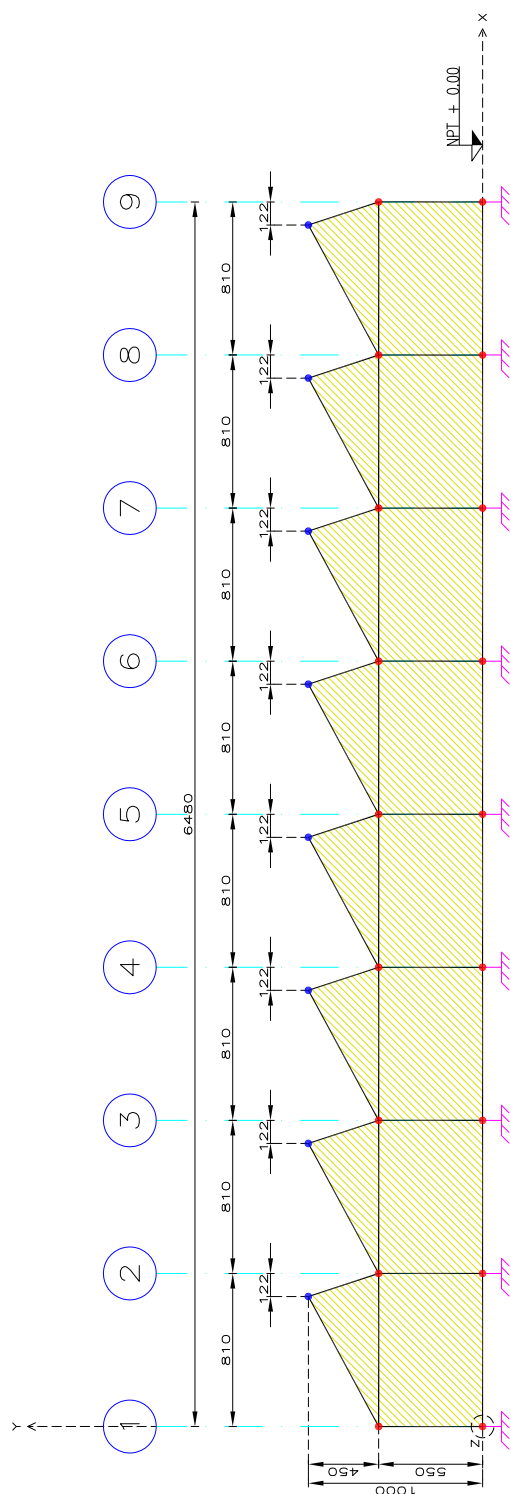
- NUDO PRINCIPAL
- NUDO SECUNDARIO
- ELEMENTO BARRA

FIG. 3.8 ARMADURAS EJES 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9



UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUADALAJARA
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	
Director de tesis: en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	
Concepto:	Revisión Estructural
Revisión:	REVISIÓN ESTRUCTURAL
Modelación:	MODELACIÓN: ARMADURA TIPO
Fecha:	08/02/2013
Edición:	1.0
Revisión:	1.0
Modelación:	1.0

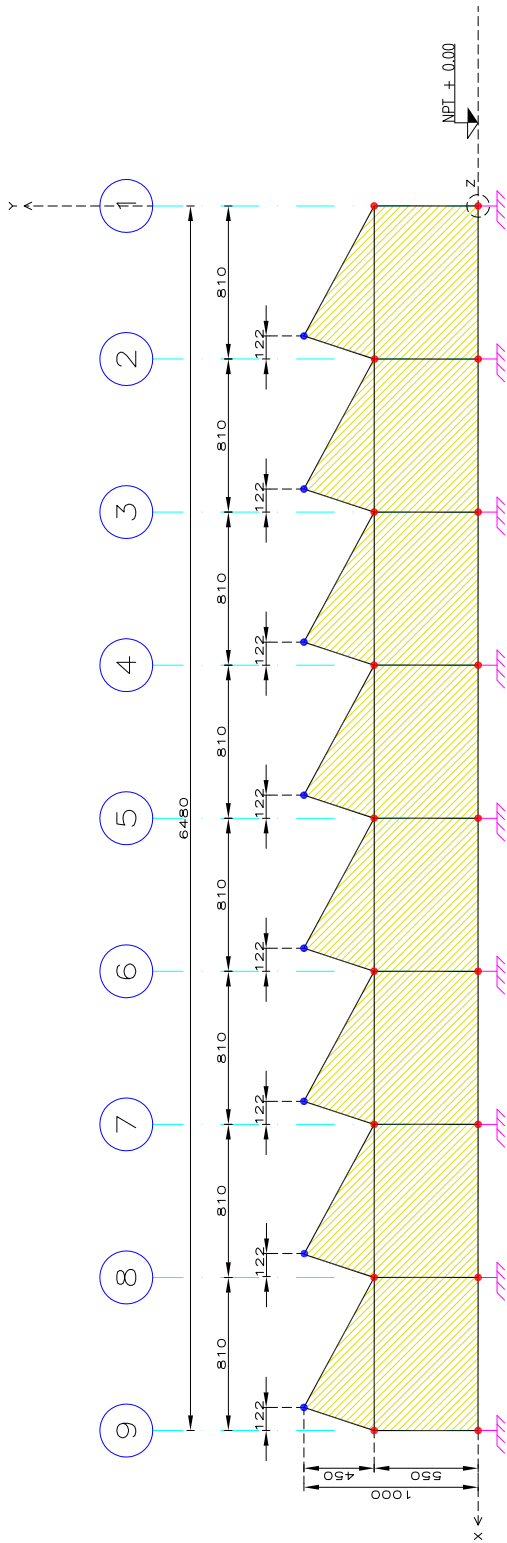


1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
2. NIVELES EN METROS

SIMBOLOGÍA

- NUDO PRINCIPAL
● NUDO SECUNDARIO
— ELEMENTO BARRA
■ MURO DE MAMPOSTERIA

FIG. 3.9 MARCO ORIENTE



- N O T A S**
- 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 - 2. NIVELES EN METROS

SIMBOLOGÍA

- NUDO PRINCIPAL
- NUDO SECUNDARIO
- ELEMENTO BARRA
- MURO DE MAMPOSTERÍA

FIG. 3.10 MARCO PONIENTE



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

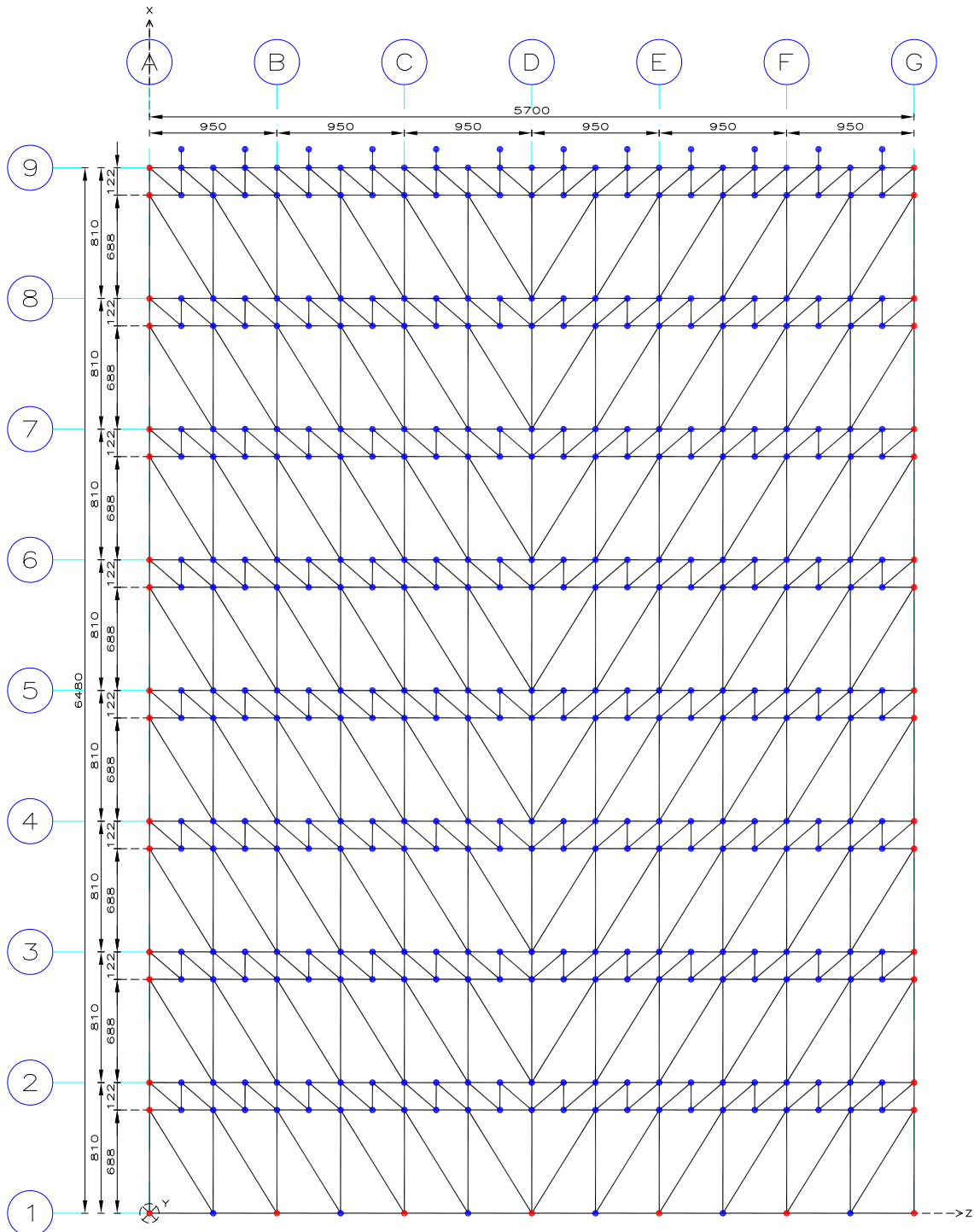
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 MT², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO POR EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

Director de tesis: en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

CONCEPTO:	REVISIÓN ESTRUCTURAL	REVISOR:	DR. J. S. S/Z/E
FECHA:	15/09/2013	FECHA:	15/09/2013
MODELACIÓN:	MARCOS PONIENTE	FECHA:	15/09/2013

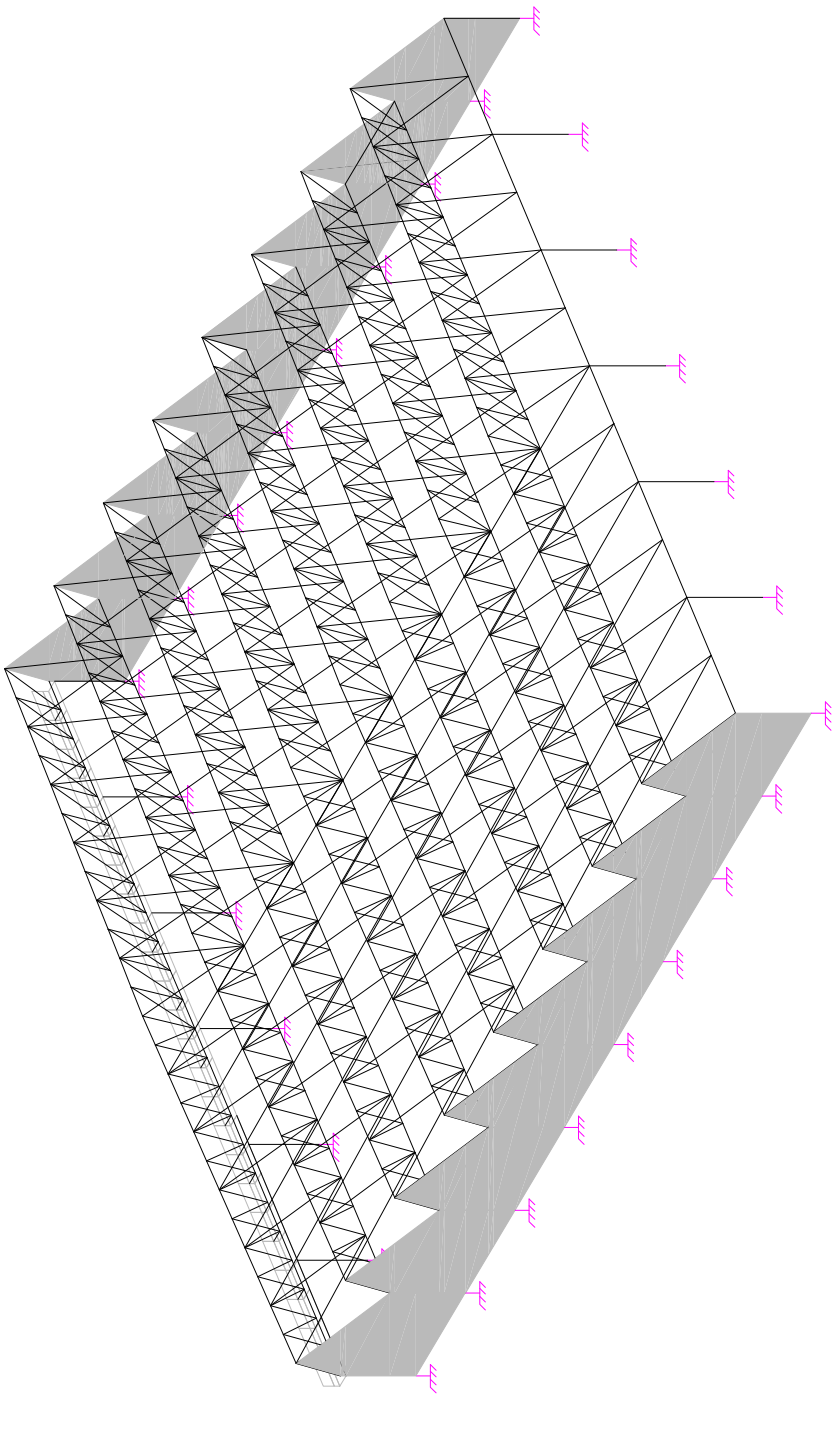


SIMBOLOGÍA

- NUDO PRINCIPAL
- NUDO SECUNDARIO
- ELEMENTO BARRA

FIG. 3.11 PLANTA ARMADURAS

tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ALTS/ASO/ATO	archivaré: OIL-3.3	revisó: S/E
dibujo: MODELACIÓN: PLANTA ARMADURAS		fecha: FEBRERO 2013	figura: 3.11



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 54.1
NM = 1.070
NP = 106

INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCIÓN DE ACERO

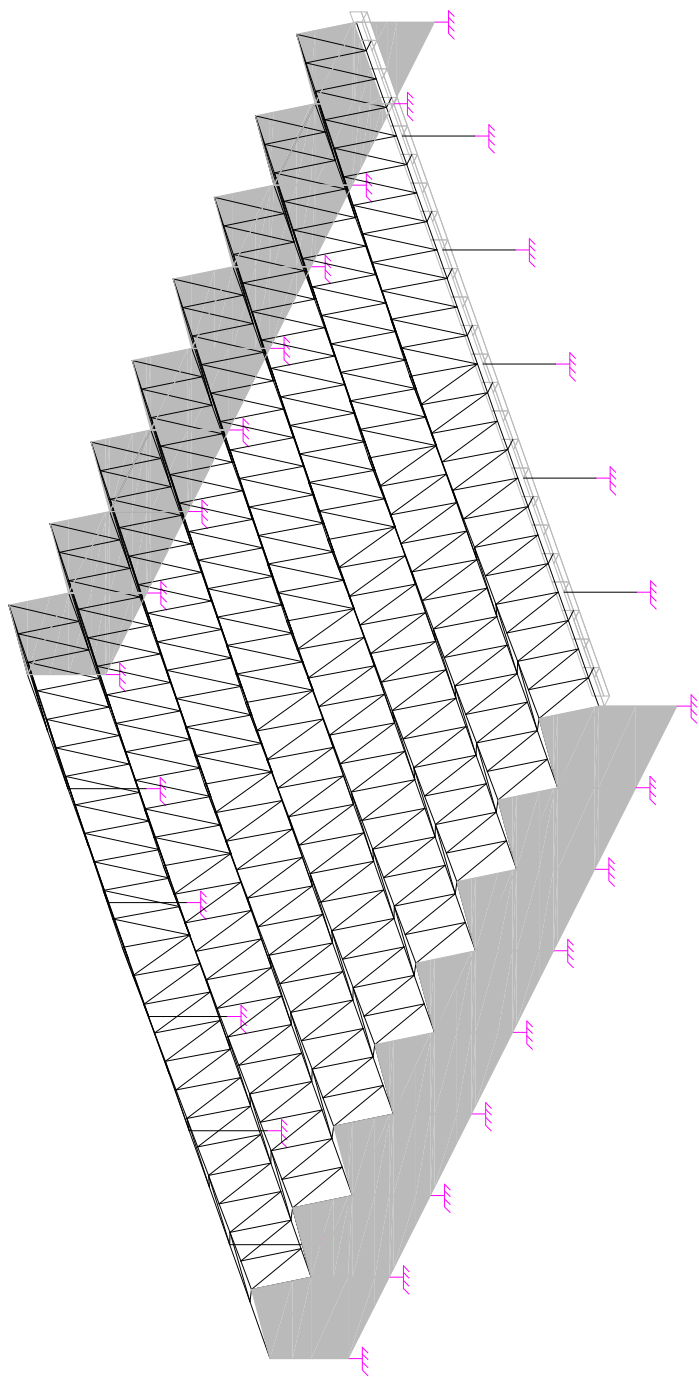
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 MT², DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN EL CARRISAL DE LA COMUNIDAD DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

Director de tesis: en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

CONCEPTO	REVISIÓN ESTRUCTURAL	REVISOR	CHIL-3.3	FECHA	5/E
PROYECTO	MODELACIÓN : ISOMÉTRICO I	PROYECTISTA	CHIL-3.3	FECHA	3.12

FIG. 3.12 I S O M É T R I C O 1



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 54.1
NM = 1.070
NP = 106

FIG. 3.13 ISOMÉTRICO 2



INSTITUTO MEXICANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

Dictamen Técnico de Seguridad Estructural de un Edificio de Laboratorios con Cubierta sobre Estructura Metálica, dos niveles, superficie de 3,700 m², diseñado y construido para el uso de la Universidad Nacional del Pedregal de la Ciudad de México.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Investigación

En: L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Catedrático

Revisión Estructural: **ANDRÉS AMBROSIO**
Catedrático

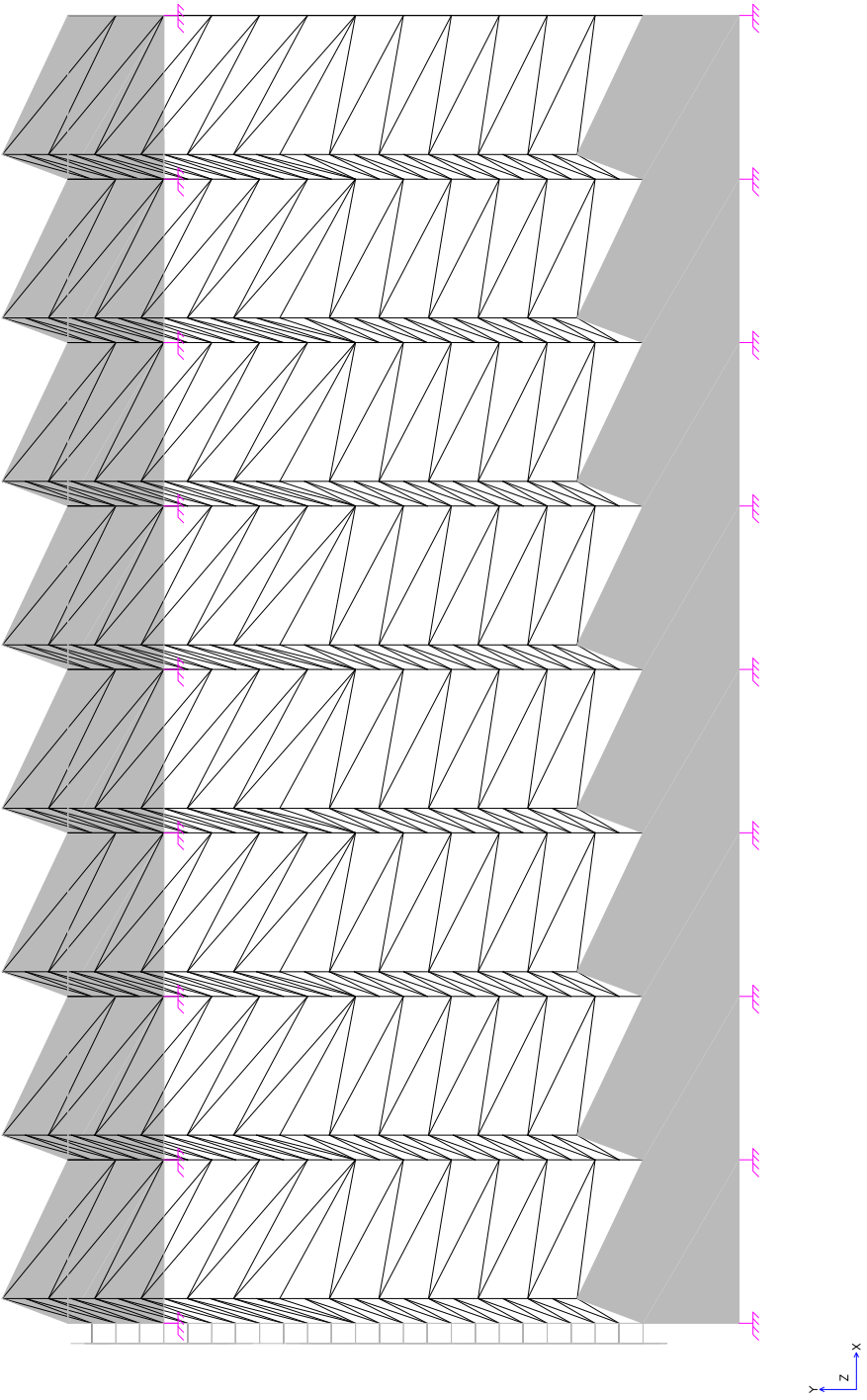
Modelación: ISOMÉTRICO II

Proyecto: CIL-3.3

Escala: S/E

Fecha: 15 de febrero 2013

Hoja: 3.13



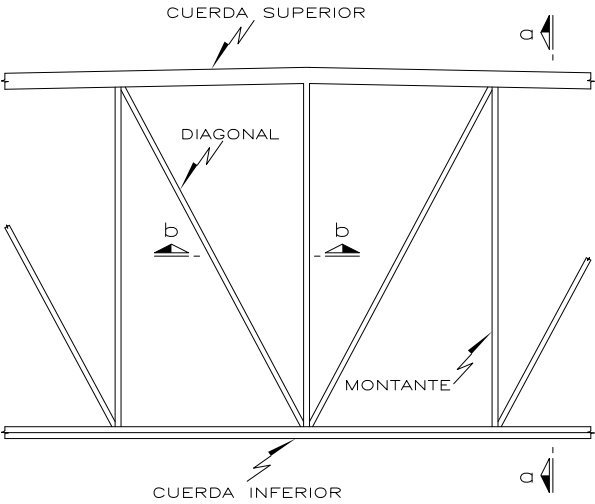
DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 54.1
NM = 1.070
NP = 106

FIG. 3.14 I S O M É T R I C O 3

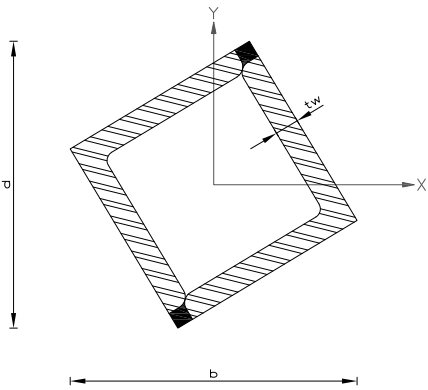


UNIVERSIDAD DEL ESTADO DE MÉXICO
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
Sobre ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 8,800 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INGENIERO CIVIL JOSÉ ANGELO TORRES GÓMEZ
DEL PERIFONEO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

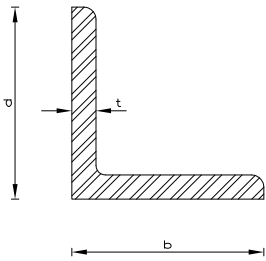
Presenta:	JOSÉ ANGELO TORRES GÓMEZ
Director de tesis:	en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Asesor:	en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Revisión Estructural:	RS/AGN/AM
Proyecto:	CIL-3.3
Fecha:	15/01/2013
Modelación:	ISOMÉTRICO III
Escala:	3/14



ARMADURA TIPO



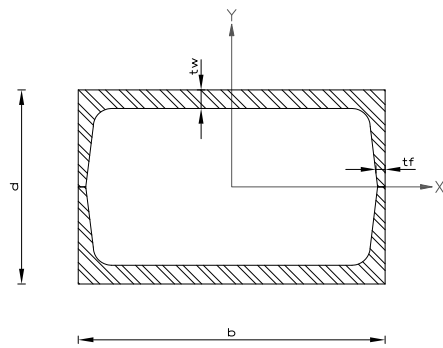
CUERDA INFERIOR
CORTE a-a



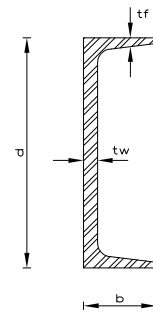
ÁNGULO LI 5" x 5 / 8"

FIG. 3.15 SECCIONES DE ELEMENTOS

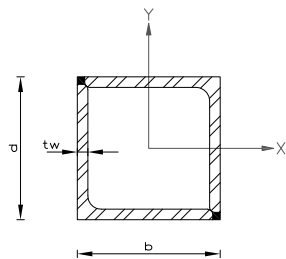
técnico profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó:	ALTS/250N/JATB
dibujo:	GEOMETRÍA: SECCIONES	fecha:	FEBRERO 2013
		archivo:	001_3.4
		revisión:	S/E
		figura:	3.15



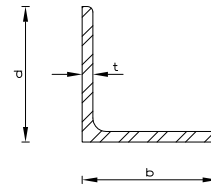
CUERDA SUPERIOR
CORTE a-a



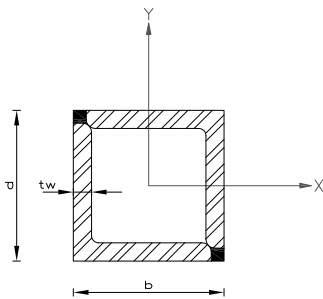
C E 8" X 18.75 lb / ft



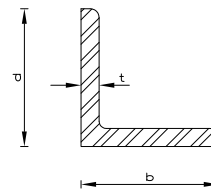
DIAGONAL
CORTE b-b



ÁNGULO LI 2 1/2" X 3/16



MONTANTE
CORTE b-b



ÁNGULO LI 3" X 3/8"

FIG. 3.16 SECCIONES DE ELEMENTOS

tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ALT/250N/ALT	archivo: OIL-3.4
dibujo:	GEOMETRÍA: SECCIONES	fecha: FEBRERO 2013	versión: S/E
		figura: 3.16	

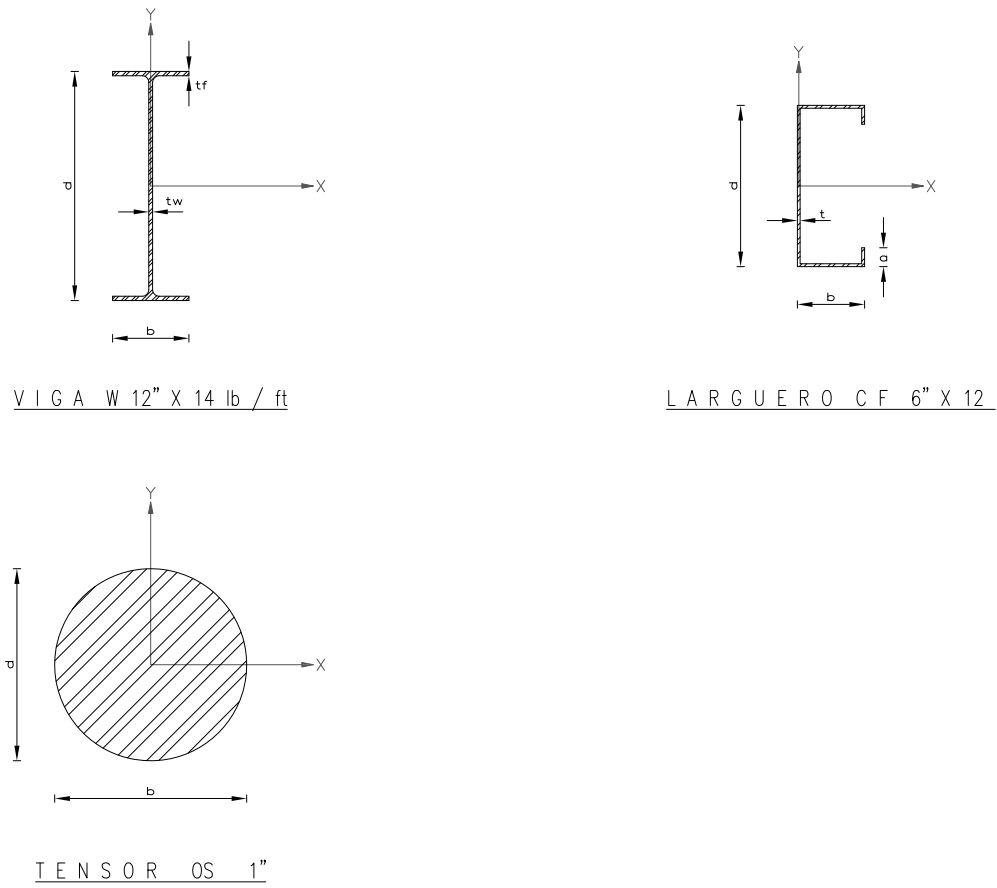
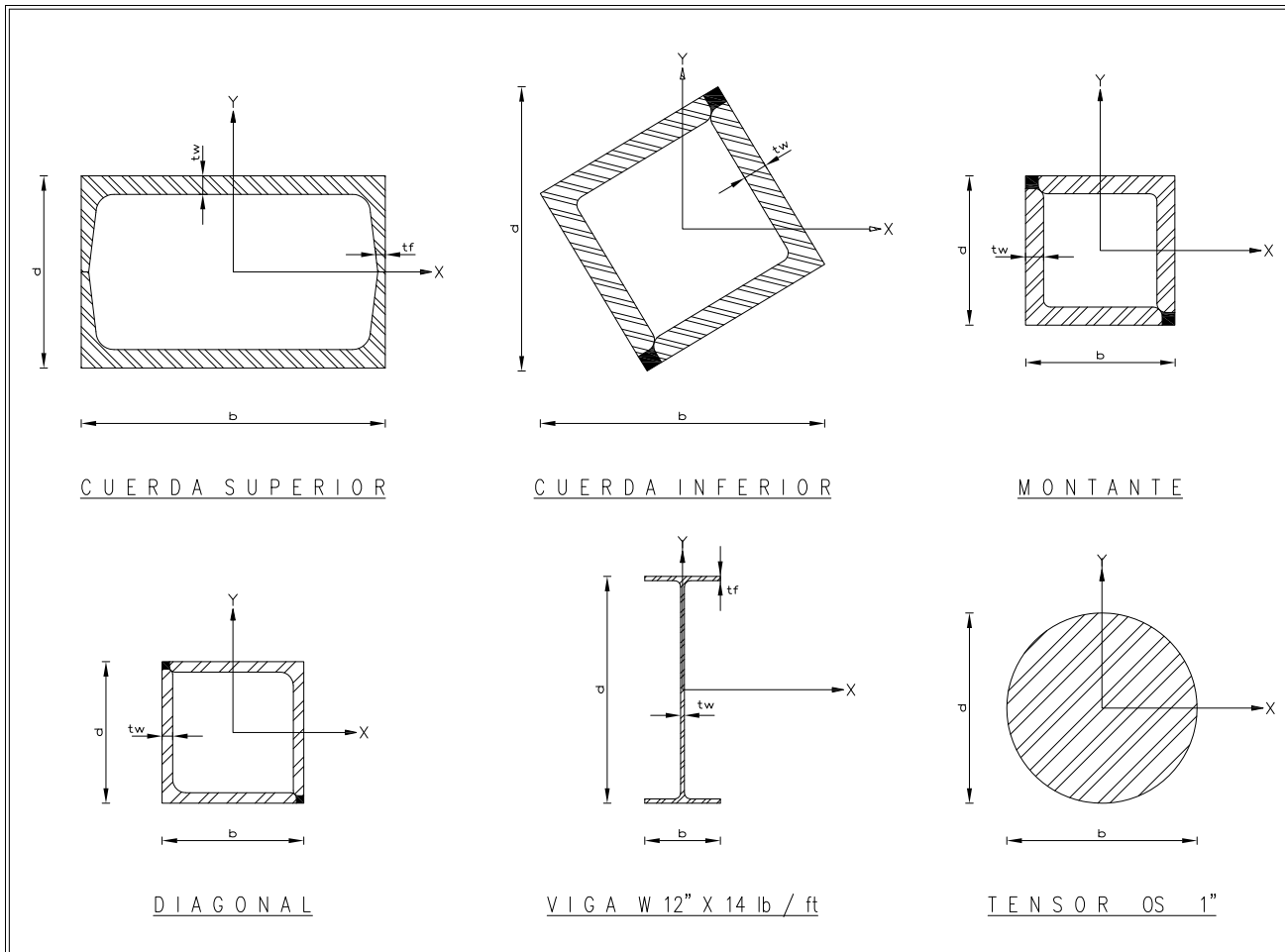


FIG. 3.17 SECCIONES DE ELEMENTOS

tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ATS/SSC/JAT	archivo: OIL 3.4	revisó: S/E
dibujó: GEOMETRÍA: SECCIONES	fecha: FEBRERO 2013	figura: 3.17	



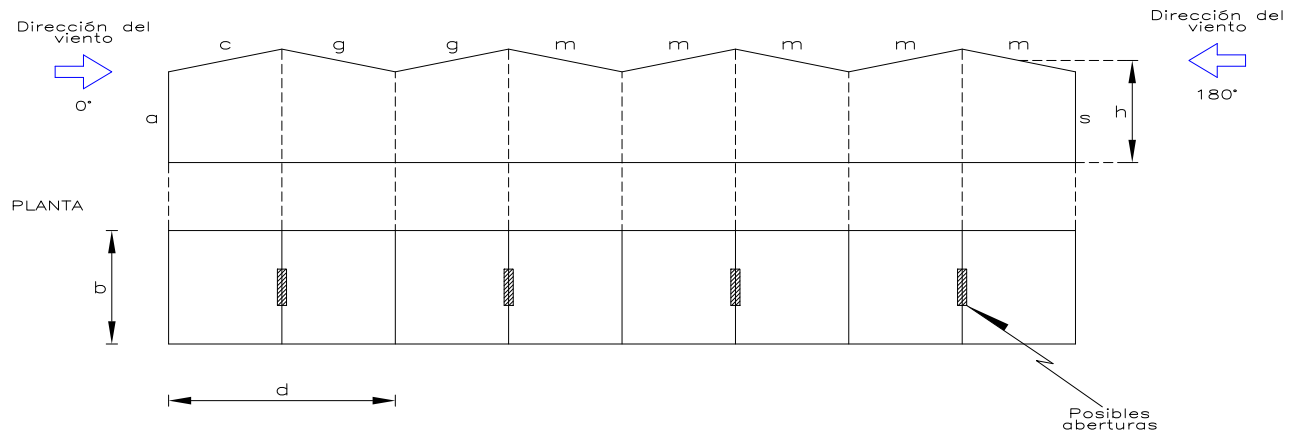
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

ELEMENTO	d (cm)	b (cm)	tf (cm)	tw (cm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
CUERDA SUPERIOR	20.30	12.80	0.99	1.24	75.77	3924.94	1912.11	4048.82
CUERDA INFERIOR	13.10	13.10	1.60	1.60	73.60	2433.40	1653.67	1653.67
MONTANTE	7.60	7.60	1.00	1.00	26.40	287.50	196.06	196.06
DIAGONAL	6.40	6.40	0.50	0.50	11.80	102.69	68.95	68.95
VIGA	30.30	10.10	0.60	0.50	26.80	2.91	99.90	3687.81
TENSOR	2.54	2.54	—	—	5.07	1.03	46.61	11.92

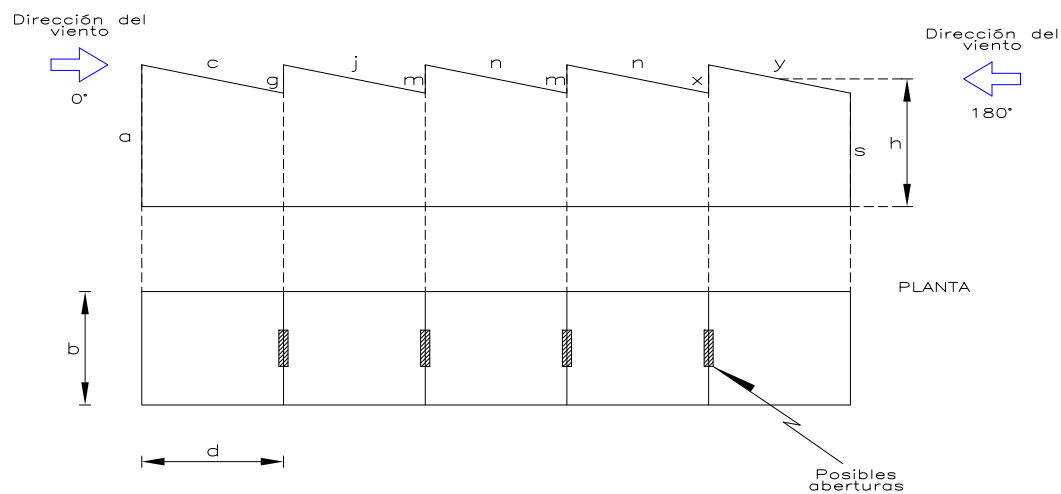
TABLA 3.1 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

tesis profesional:
 DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
 DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
 SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
 SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUIDO
 ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA
 DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

presento: **JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ**
 director de tesis: **M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ**
 concepto: **REVISIÓN ESTRUCTURAL** (aprobado: **ALTS/250N/ATG**) (archivo: **08_3.4**) (revisión: **S/E**)
 dibujo: **PROPIEDADES GEOMÉTRICAS** (fecha: **FEBRERO 2013**) (tabla: **3.1**)



TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MULTIPLES



TECHOS DENTADOS EN FORMA DE SIERRA

FIG. 3.18 COEFICIENTES DE PRESIÓN EXTERIOR

	tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METALICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL, DE LA CIUDAD DE MÉXICO.				
	presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ				
	director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ				
	compone: REVISIÓN ESTRUCTURAL				
elabora: MODIFICACIÓN: COEFICIENTES DE CARGA		aprobado: ULTS/JOSN/A	archivo: CIN. 3.7	secreta: S/SE	
fecha: enero 2013			folio: 1 de 19		

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS.

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Para conocer el comportamiento límite en una construcción debido a una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de la construcción se procede a revisar los valores obtenidos en la modelación previa con el objeto de interpretar el estado actual de la construcción conforme a la reglamentación local vigente.

La estructura portante se diseñó originalmente a base de elementos de acero estructural (diagonales, montantes, etc.), conectados entre sí, para conformar un conjunto de armaduras, principal objeto de estudio. Estos elementos los componen principalmente secciones tubulares, cuadradas y rectangulares, formados a partir de ángulos de lados iguales y perfiles CE.

El objetivo fundamental de estas estructuras es transmitir las cargas y esfuerzos debidos a peso propio y combinaciones de carga a través de los nudos, por medio de una serie de trabes (perfil IR) en cada uno de sus apoyos. Todos los elementos estructurales del inmueble fueron integrados en el modelo de análisis tridimensional.

Se utilizó el programa de análisis y diseño estructural, STAAD. Pro versión 2003, para la modelación completa de la estructura en revisión, obteniendo resultados finales de ésta, basándose en la hipótesis de un comportamiento elástico–lineal.

La estructura portante se modeló analítica y matemáticamente mediante un conjunto tridimensional de 541 nudos y 1, 070 elementos barra: cuerda inferior, cuerda superior, contra vientos, diagonales, montantes (944 elementos de acero); columnas y trabes (126 elementos de concreto reforzado) y por último 106 elementos placa.

Elección de combinaciones críticas de carga.

De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, referido al Título Sexto, de la Seguridad Estructural de las Construcciones, capítulo III de Criterios de Diseño Estructural, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio.

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus elementos, o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga sufra daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

Realizado el análisis y la revisión estructural de la techumbre, de acuerdo al conjunto de combinaciones de acciones actuando sobre la estructura, se determinaron las condiciones críticas, para cada una de las armaduras estudiadas, obteniendo resultados en términos de desplazamientos, fuerzas y esfuerzos internos en elementos, para su evaluación respecto a los distintos estados límite de falla y, de servicio. A continuación se describen los resultados obtenidos en la modelación, basándose en las combinaciones de carga y revisión de los estados límite.

1. Revisión de estados límite de servicio.

Se relaciona con aquellas situaciones que, aún sin poner en riesgo la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la construcción, comprendiendo las deflexiones, agrietamientos y daños en elementos no estructurales de la construcción.

Se debe considerar como parte de la revisión de estados límite, los conceptos aplicables del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004, en su Título VI (Seguridad Estructural de las Construcciones), así como las NTC's sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las NTC's para Diseño por Viento y las NTC's para Diseño por Sismo.

Desplazamientos.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en los apartados 4.1.a y 4.1.b, se deberá cumplir, en las edificaciones sujetas a acciones permanentes y variables, que los desplazamientos no deberán exceder:

- Desplazamiento vertical al centro de trabes: $L/240 + 5\text{mm}$, donde L es el claro de la trabe, en cm.
- Desplazamiento horizontal relativo entre niveles sucesivos: $H/500$ donde H es la altura del entrepiso, en cm.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento, en la sección 7, se deberá cumplir en las edificaciones sujetas a acciones del viento:

- Desplazamiento horizontal máximo relativo entre niveles sucesivos: $H \times 0.005$ donde H es la altura del entrepiso en cm.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en la sección 1.8, se deberá cumplir en las edificaciones sujetas a acciones sísmicas no se deberá exceder:

- Desplazamiento horizontal máximo, relativo entre niveles sucesivos: $H \times 0.006$ donde H es la altura del entrepiso, en cm.

De acuerdo a lo descrito en el punto 3.6, se calcularon las distorsiones a partir de los desplazamientos que se presentan en el primer nivel de la estructura, debidos a las combinaciones de carga 11 hasta la combinación de carga 22.

Las distorsiones calculadas del primer nivel están multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, ya que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar o revisar la estructura, pero no para las deformaciones o desplazamientos que se presentarán en la estructura.

En construcciones en las que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, la distorsión no debe de exceder el límite de 0.006, conforme a las NTC's para Diseño por Sismo, del RCDF04.

Se calcularon los desplazamientos de todos los nudos de la estructura, como resultados se obtuvieron los desplazamientos máximos, para la combinación de carga crítica, CC20 en dirección X, CC22 en dirección Z y finalmente C08 en dirección Y.

Conforme a los estados límite de servicio se presentan los desplazamientos totales para las combinaciones de carga más desfavorables en dos direcciones (longitudinal, transversal y vertical). Estos desplazamientos corresponden a combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales debido a sismo, viento y granizo.

Como parte de los resultados obtenidos, se muestran los isométricos, a una escala amplificada con respecto a la configuración inicial de cada una de las armaduras, indicando las configuraciones originales y las configuraciones deformadas para las combinaciones de acciones más críticas así como una planta de armaduras que muestra la numeración correspondiente de cada uno de los nudos que fueron tomados para su revisión. (Figs. 4.1 a 4.9).

A continuación se muestran los resultados de los desplazamientos en los diferentes nudos de las armaduras. Tabla 4.1 horizontales y Tabla 4.2 verticales.

Desplazamientos en Nudos de Armaduras.								
Armadura			Sismo en dirección X			Sismo en dirección Z		
Eje No.	Nudos	h (m)	Combinación de carga 20		$\Delta X / h$	Combinación de carga 22		$\Delta Z / h$
			δ_x (cm)	ΔX (cm)		δ_z (cm)	ΔZ (cm)	
2	105	5.50	15.70	23.40	0.0425	0.00	0.00	0.0000
	109	5.50	39.10	9.50	0.0173	0.00	0.10	0.0002
	113	5.50	48.60	9.50	0.0173	0.10	0.10	0.0002
	117	5.50	39.10	23.40	0.0425	0.20	0.00	0.0000
	121	5.50	15.70	0.40	0.0007	0.20	0.20	0.0004
	130	9.63	16.10	24.10	0.0250	0.40	0.10	0.0001
	134	9.82	40.20	9.90	0.0101	0.30	0.20	0.0002
	138	9.98	50.10	9.90	0.0099	0.10	0.00	0.0000
	142	9.81	40.20	24.10	0.0246	0.10	0.10	0.0001
	146	9.63	16.10	16.10	0.0167	0.20	0.20	0.0002
3	205	5.50	15.70	23.40	0.0425	0.00	0.00	0.0000
	209	5.50	39.10	9.50	0.0173	0.00	0.10	0.0002
	213	5.50	48.60	9.50	0.0173	0.10	0.10	0.0002
	217	5.50	39.10	23.40	0.0425	0.20	0.00	0.0000
	221	5.50	15.70	15.70	0.0285	0.20	0.20	0.0004
	230	9.63	15.70	23.30	0.0242	0.40	0.10	0.0001
	234	9.82	39.00	9.60	0.0098	0.30	0.20	0.0002
	238	9.98	48.60	9.60	0.0096	0.10	0.00	0.0000
	242	9.81	39.00	23.30	0.0238	0.10	0.10	0.0001
	246	9.63	15.70	15.70	0.0163	0.20	0.20	0.0002
4	305	5.50	15.70	23.50	0.0427	0.00	0.00	0.0000
	309	5.50	39.20	9.60	0.0175	0.00	0.10	0.0002
	313	5.50	48.80	9.60	0.0175	0.10	0.10	0.0002
	317	5.50	39.20	23.50	0.0427	0.20	0.00	0.0000
	321	5.50	15.70	0.00	0.0000	0.20	0.20	0.0004
	330	9.63	15.70	23.40	0.0243	0.40	0.10	0.0001
	334	9.82	39.10	51.90	0.0529	0.30	0.20	0.0002
	338	9.98	91.00	51.90	0.0520	0.10	0.00	0.0000
	342	9.81	39.10	23.40	0.0239	0.10	0.10	0.0001
	346	9.63	15.70	15.70	0.0163	0.20	0.20	0.0002

Tabla 4.1 Desplazamientos en nudos de armaduras.

Desplazamientos en Nudos de Armaduras.								
Armadura			Sismo en dirección X			Sismo en dirección Z		
Eje No.	Nudos	h (m)	Combinación de carga 20		$\Delta X / h$	Combinación de carga 22		$\Delta Z / h$
			δ_x (cm)	ΔX (cm)		δ_z (cm)	ΔZ (cm)	
5	405	5.50	15.700	23.400	0.0425	0.000	0.000	0.0000
	409	5.50	39.100	9.500	0.0173	0.000	0.100	0.0002
	413	5.50	48.600	9.500	0.0173	0.100	0.100	0.0002
	417	5.50	39.100	23.400	0.0425	0.200	0.000	0.0000
	421	5.50	15.700	0.400	0.0007	0.200	0.200	0.0004
	430	9.63	16.100	24.100	0.0250	0.400	0.100	0.0001
	434	9.82	40.200	9.900	0.0101	0.300	0.200	0.0002
	438	9.98	50.100	9.900	0.0099	0.100	0.000	0.0000
	442	9.81	40.200	24.100	0.0246	0.100	0.100	0.0001
	446	9.63	16.100	16.100	0.0167	0.200	0.200	0.0002
6	505	5.50	15.700	23.400	0.0425	0.000	0.000	0.0000
	509	5.50	39.100	9.500	0.0173	0.000	0.100	0.0002
	513	5.50	48.600	9.500	0.0173	0.100	0.100	0.0002
	517	5.50	39.100	23.400	0.0425	0.200	0.000	0.0000
	521	5.50	15.700	15.700	0.0285	0.200	0.200	0.0004
	530	9.63	15.700	23.300	0.0242	0.400	0.100	0.0001
	534	9.82	39.000	9.600	0.0098	0.300	0.200	0.0002
	538	9.98	48.600	9.600	0.0096	0.100	0.000	0.0000
	542	9.81	39.000	23.300	0.0238	0.100	0.100	0.0001
	546	9.63	15.700	15.700	0.0163	0.200	0.200	0.0002
7	605	5.50	15.700	23.500	0.0427	0.000	0.000	0.0000
	609	5.50	39.200	9.600	0.0175	0.000	0.100	0.0002
	613	5.50	48.800	9.600	0.0175	0.100	0.100	0.0002
	617	5.50	39.200	23.500	0.0427	0.200	0.000	0.0000
	621	5.50	15.700	0.000	0.0000	0.200	0.200	0.0004
	630	9.63	15.700	23.400	0.0243	0.400	0.100	0.0001
	634	9.82	39.100	9.500	0.0097	0.300	0.200	0.0002
	638	9.98	48.600	9.500	0.0095	0.100	0.000	0.0000
	642	9.81	39.100	23.400	0.0239	0.100	0.100	0.0001
	646	9.63	15.700	15.700	0.0163	0.200	0.200	0.0002

Tabla 4.1 Continuación.

Desplazamientos en Nudos de Armaduras.								
Armadura			Sismo en dirección X			Sismo en dirección Z		
Eje No.	Nudos	h (m)	Combinación de carga 20		$\Delta X / h$	Combinación de carga 22		$\Delta Z / h$
			δ_x (cm)	ΔX (cm)		δ_z (cm)	ΔZ (cm)	
8	705	5.50	15.80	23.80	0.0433	0.00	0.00	0.0000
	709	5.50	39.60	9.80	0.0178	0.00	0.10	0.0002
	713	5.50	49.40	9.80	0.0178	0.10	0.10	0.0002
	717	5.50	39.60	23.80	0.0433	0.20	0.00	0.0000
	721	5.50	15.80	0.10	0.0002	0.20	0.20	0.0004
	730	9.63	15.70	23.50	0.0244	0.40	0.10	0.0001
	734	9.82	39.20	9.60	0.0098	0.30	0.20	0.0002
	738	9.98	48.80	9.60	0.0096	0.10	0.00	0.0000
	742	9.81	39.20	23.50	0.0240	0.10	0.10	0.0001
	746	9.63	15.70	15.70	0.0163	0.20	0.20	0.0002
9	805	5.50	1.40	1.30	0.0024	0.20	0.00	0.0000
	809	5.50	2.70	0.70	0.0013	0.20	0.00	0.0000
	813	5.50	3.40	0.30	0.0005	0.20	0.10	0.0002
	817	5.50	3.10	1.00	0.0018	0.30	0.00	0.0000
	821	5.50	2.10	2.60	0.0047	0.30	0.20	0.0004
	830	9.63	4.70	23.60	0.0245	0.50	0.10	0.0001
	834	9.82	28.30	18.50	0.0188	0.40	0.10	0.0001
	838	9.98	46.80	0.00	0.0000	0.30	0.10	0.0001
	842	9.81	46.80	18.60	0.0190	0.20	0.20	0.0002
	846	9.63	28.20	28.20	0.0293	0.00	0.00	0.0000

Tabla 4.1 Continuación.

Desplazamientos en Nudos de Armaduras.					
Armadura			Desplazamiento en dirección Y		Desplazamiento en dirección -Y
Eje No.	Nudos	h (m)	Combinación de carga 08	h (m)	Combinación de carga 22
			δy (cm)		δy (cm)
2	105	5.50	10.20	5.50	2.40
	109	5.50	24.50	5.50	3.90
	113	5.50	30.10	5.50	4.20
	117	5.50	24.50	5.50	3.80
	121	5.50	10.20	5.50	2.40
	130	9.63	0.70	9.63	4.60
	134	9.82	1.70	9.82	7.50
	138	9.98	2.70	9.98	8.20
	142	9.81	1.70	9.81	7.50
	146	9.63	0.70	9.63	4.50
3	205	5.50	9.70	5.50	2.30
	209	5.50	23.90	5.50	4.00
	213	5.50	29.60	5.50	4.60
	217	5.50	23.90	5.50	4.00
	221	5.50	9.70	5.50	2.30
	230	9.63	9.70	9.63	2.30
	234	9.82	23.90	9.82	4.00
	238	9.98	29.50	9.98	4.60
	242	9.81	23.90	9.81	4.00
	246	9.63	9.70	9.63	2.30
4	305	5.50	4.80	5.50	2.30
	309	5.50	11.90	5.50	4.00
	313	5.50	14.80	5.50	4.60
	317	5.50	11.90	5.50	4.00
	321	5.50	4.80	5.50	2.30
	330	9.63	5.00	9.63	2.30
	334	9.82	12.30	9.82	4.00
	338	9.98	15.20	9.98	4.60
	342	9.81	12.30	9.81	4.00
	346	9.63	5.00	9.63	2.30

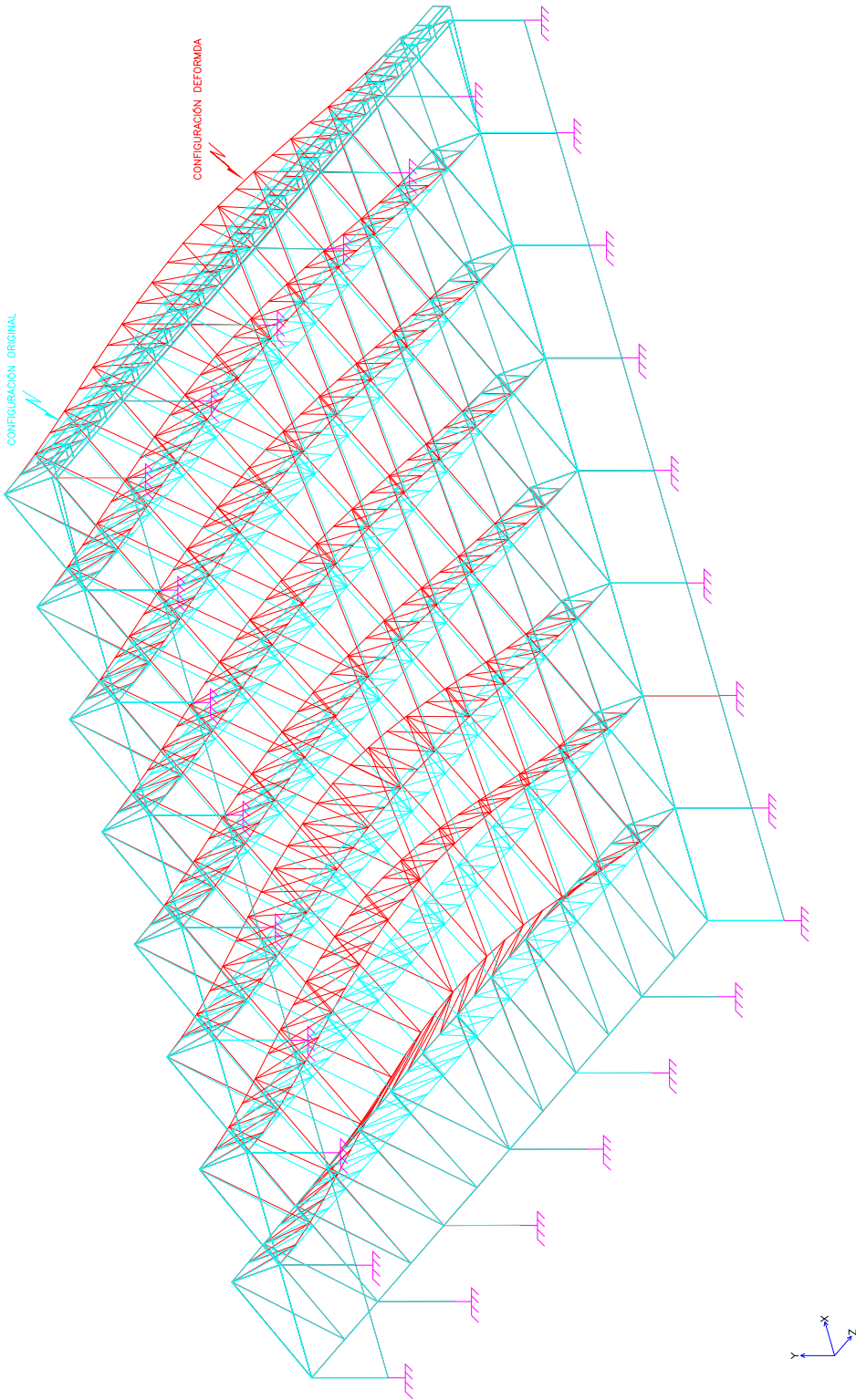
Tabla 4.2 Desplazamientos verticales en nudos de armaduras.

Desplazamientos en Nudos de Armaduras.					
Armadura			Desplazamiento en dirección Y		Desplazamiento en dirección -Y
Eje No.	Nudos	h (m)	Combinación de carga 08	h (m)	Combinación de carga 22
			δy (cm)		δy (cm)
5	405	5.50	4.80	5.50	2.30
	409	5.50	11.90	5.50	4.00
	413	5.50	14.80	5.50	4.60
	417	5.50	11.90	5.50	4.00
	421	5.50	4.80	5.50	2.30
	430	9.63	5.00	9.63	2.30
	434	9.82	12.30	9.82	4.00
	438	9.98	15.20	9.98	4.60
	442	9.81	12.30	9.81	4.00
	446	9.63	5.00	9.63	2.30
6	505	5.50	4.90	5.50	2.30
	509	5.50	12.00	5.50	4.00
	513	5.50	14.90	5.50	4.60
	517	5.50	12.00	5.50	4.00
	521	5.50	4.90	5.50	2.30
	530	9.63	4.90	9.63	2.30
	534	9.82	12.00	9.82	4.00
	538	9.98	14.80	9.98	4.60
	542	9.81	12.00	9.81	4.00
	546	9.63	4.90	9.63	2.30
7	605	5.50	4.90	5.50	2.30
	609	5.50	12.00	5.50	4.00
	613	5.50	14.90	5.50	4.60
	617	5.50	12.00	5.50	4.00
	621	5.50	4.90	5.50	2.30
	630	9.63	4.90	9.63	2.30
	634	9.82	12.00	9.82	4.00
	638	9.98	14.80	9.98	4.60
	642	9.81	12.00	9.81	4.00
	646	9.63	4.90	9.63	2.30

Tabla 4.2 Continuación.

Desplazamientos en Nudos de Armaduras.					
Armadura			Desplazamiento en dirección Y		Desplazamiento en dirección -Y
Eje No.	Nudos	h (m)	Combinación de carga 08	h (m)	Combinación de carga 22
			δy (cm)		δy (cm)
8	705	5.50	0.20	5.50	0.80
	709	5.50	0.20	5.50	1.90
	713	5.50	0.20	5.50	2.30
	717	5.50	0.20	5.50	2.10
	721	5.50	0.20	5.50	1.40
	730	9.63	1.40	9.63	0.90
	734	9.82	8.40	9.82	2.40
	738	9.98	13.40	9.98	3.20
	742	9.81	13.40	9.81	3.30
	746	9.63	8.40	9.63	2.40
9	805	5.50	0.20	5.50	0.80
	809	5.50	0.20	5.50	1.90
	813	5.50	0.20	5.50	2.30
	817	5.50	0.20	5.50	2.10
	821	5.50	0.20	5.50	1.40
	830	9.63	1.40	9.63	0.90
	834	9.82	8.40	9.82	2.40
	838	9.98	13.40	9.98	3.20
	842	9.81	13.40	9.81	3.30
	846	9.63	8.40	9.63	2.40

Tabla 4.2 Continuación.



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1,070
NP = 106

FIG. 4.1 ISOMÉTRICO 4 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 20



GOBIERNO DEL ESTADO DE MÉXICO

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 M², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO POR LA EMPRESA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

PROYECTO: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

DISEÑADOR: DR. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

REVISIÓN ESTRUCTURAL: (RSG/ASZ/AM)

PROYECTO: CIV-4.1

FECHA: 15/05/2013

HOJA: 4.1

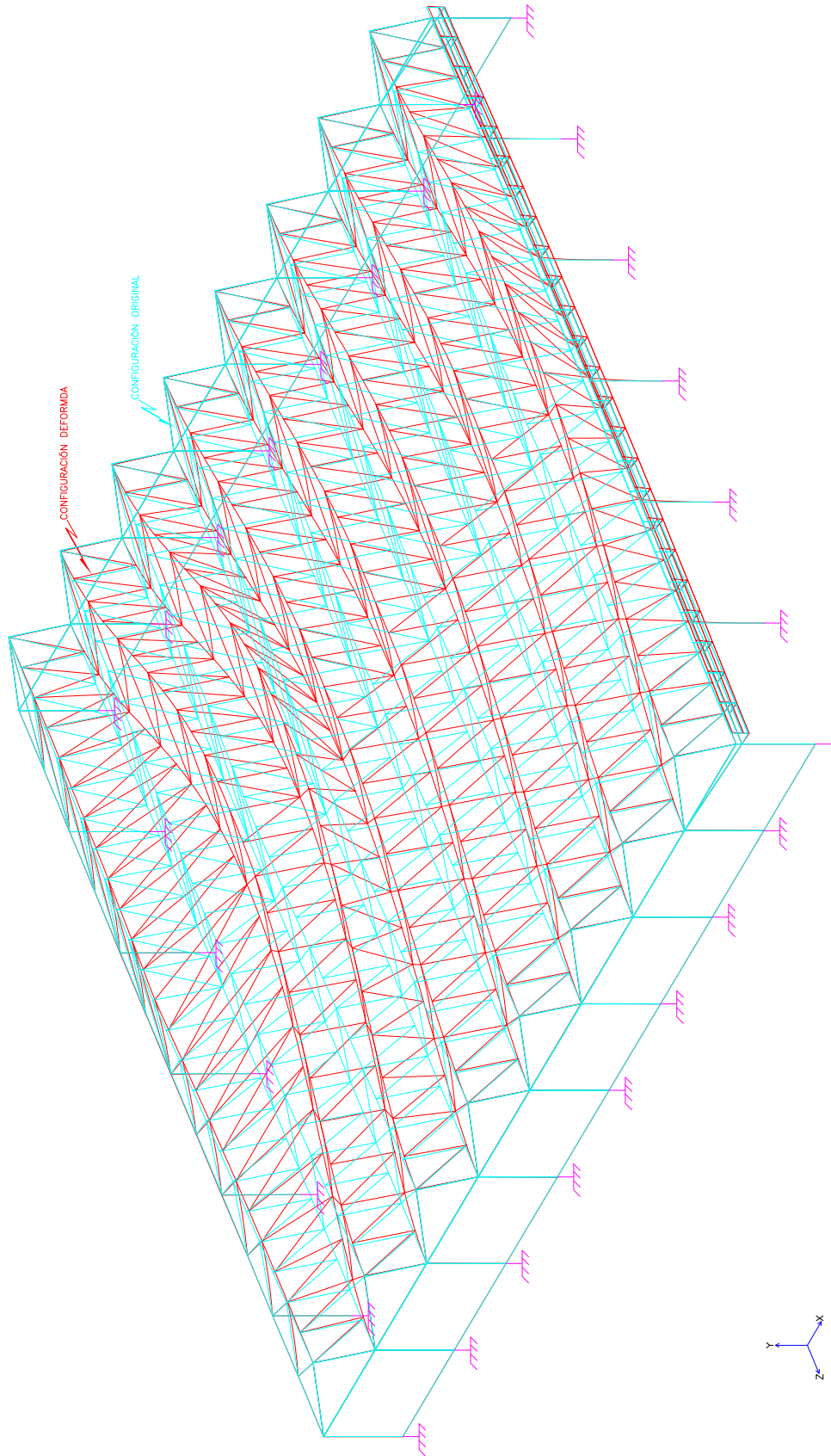
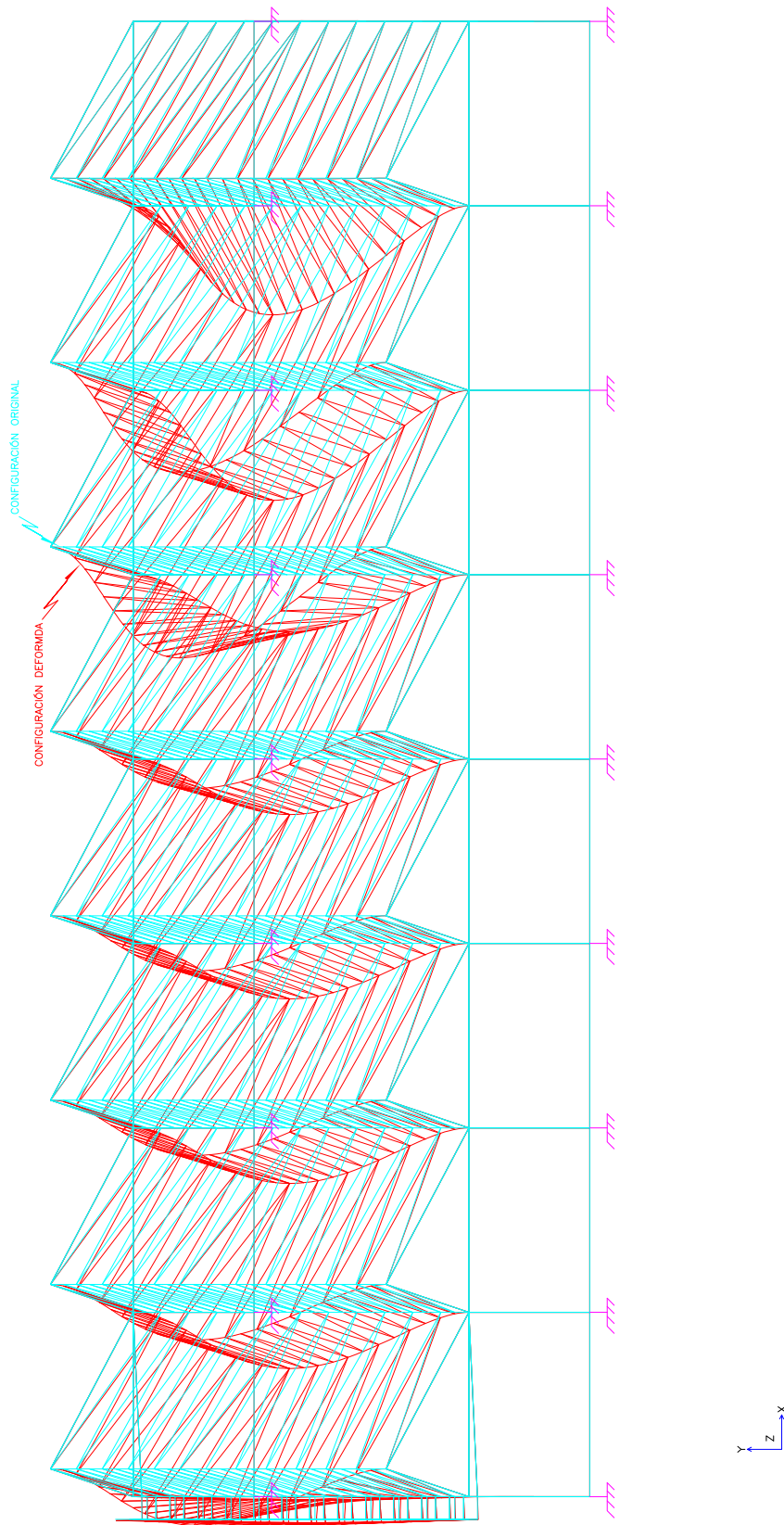


FIG. 4.2 ISOMÉTRICO 5 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 20

[illegible]



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1.070
NP = 106

FIG. 4.3 ISOMÉTRICO 6 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 20



INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 M², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INGENIERO JOSÉ ANGELO TORRES GÓMEZ
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

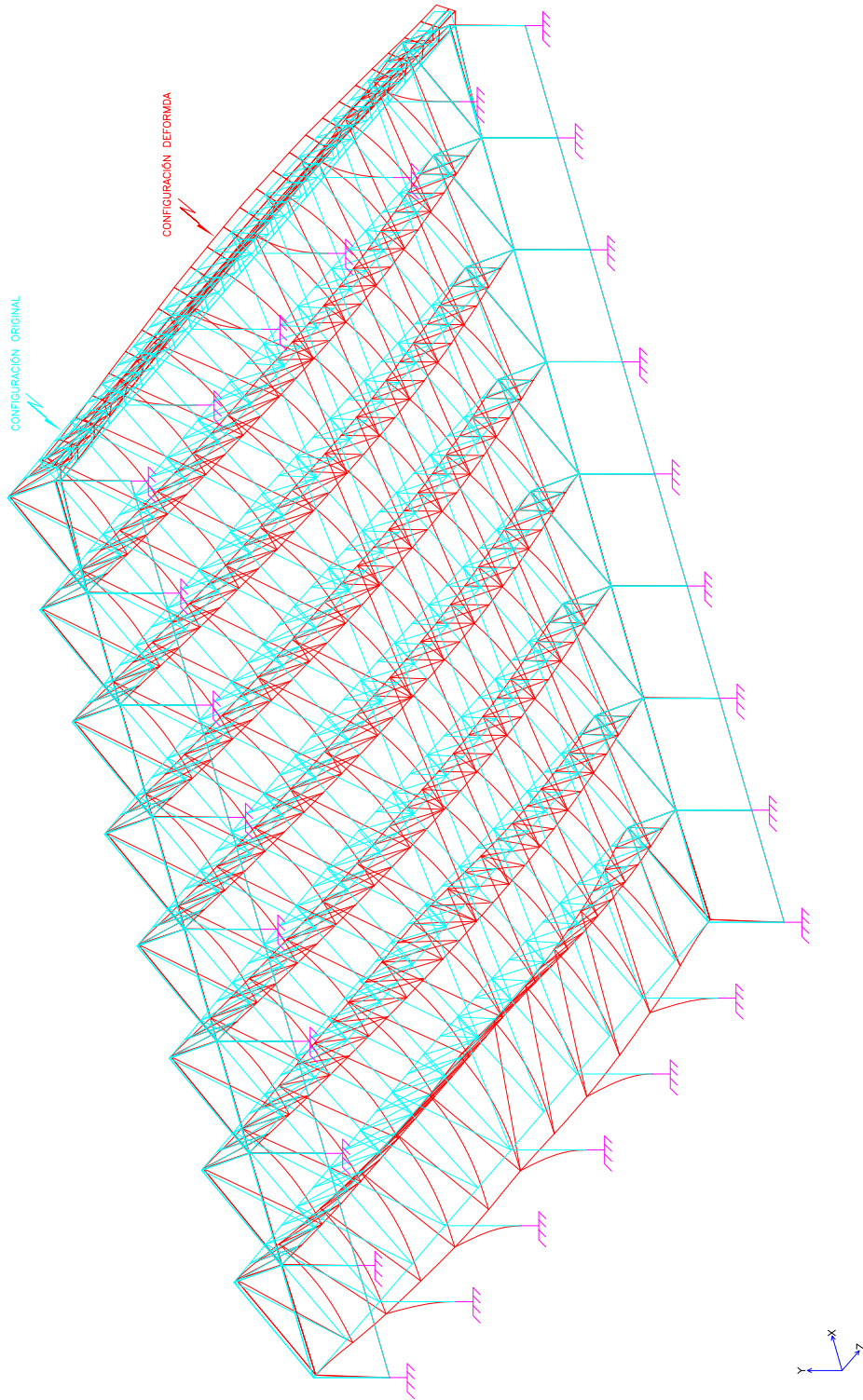
Presenta: JOSÉ ANGELO TORRES GÓMEZ
Director de Investigación

en: L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
CIVIL 4.1

REVISIÓN ESTRUCTURAL
EDIFICIO. LÍMITE DE SERVICIO CC20

Proyecto: CIVIL 4.1
Escala: 1/50
Fecha: 2013

4.3



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1,070
NP = 106

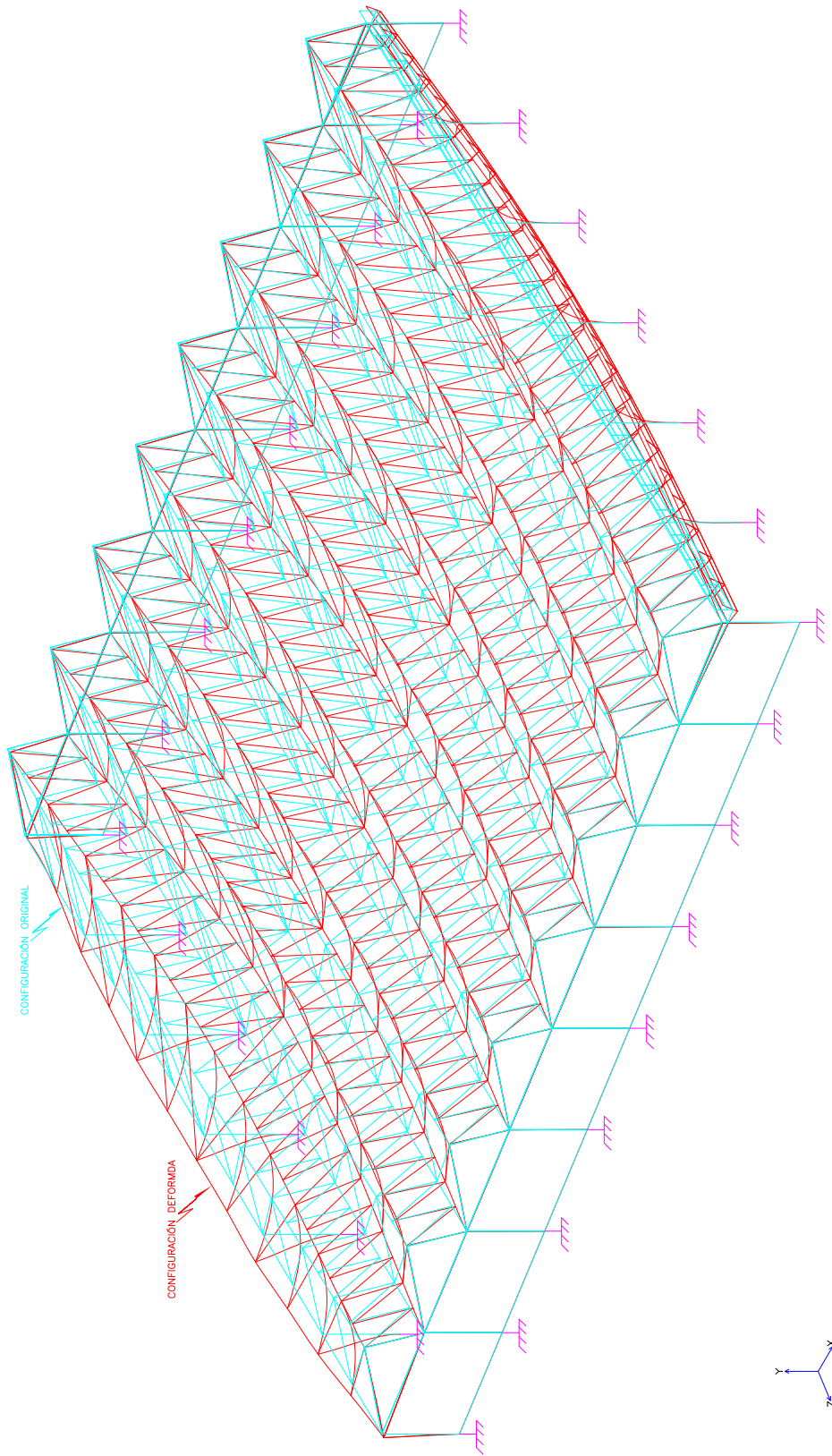
FIG. 4.4 ISOMÉTRICO 7 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 22

INSTITUTO DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 M², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR LA EMPRESA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Ingeniería

Revisión: en L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Revisión ESTRUCTURAL (CIV-4.1) (S/E)
PROYECTO: CC22
EBO. LÍMITE DE SERVICIO

Revisión: 4.4
EBO. LÍMITE DE SERVICIO



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1,070
NP = 106

FIG. 4.5 ISOMÉTRICO 8 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 22

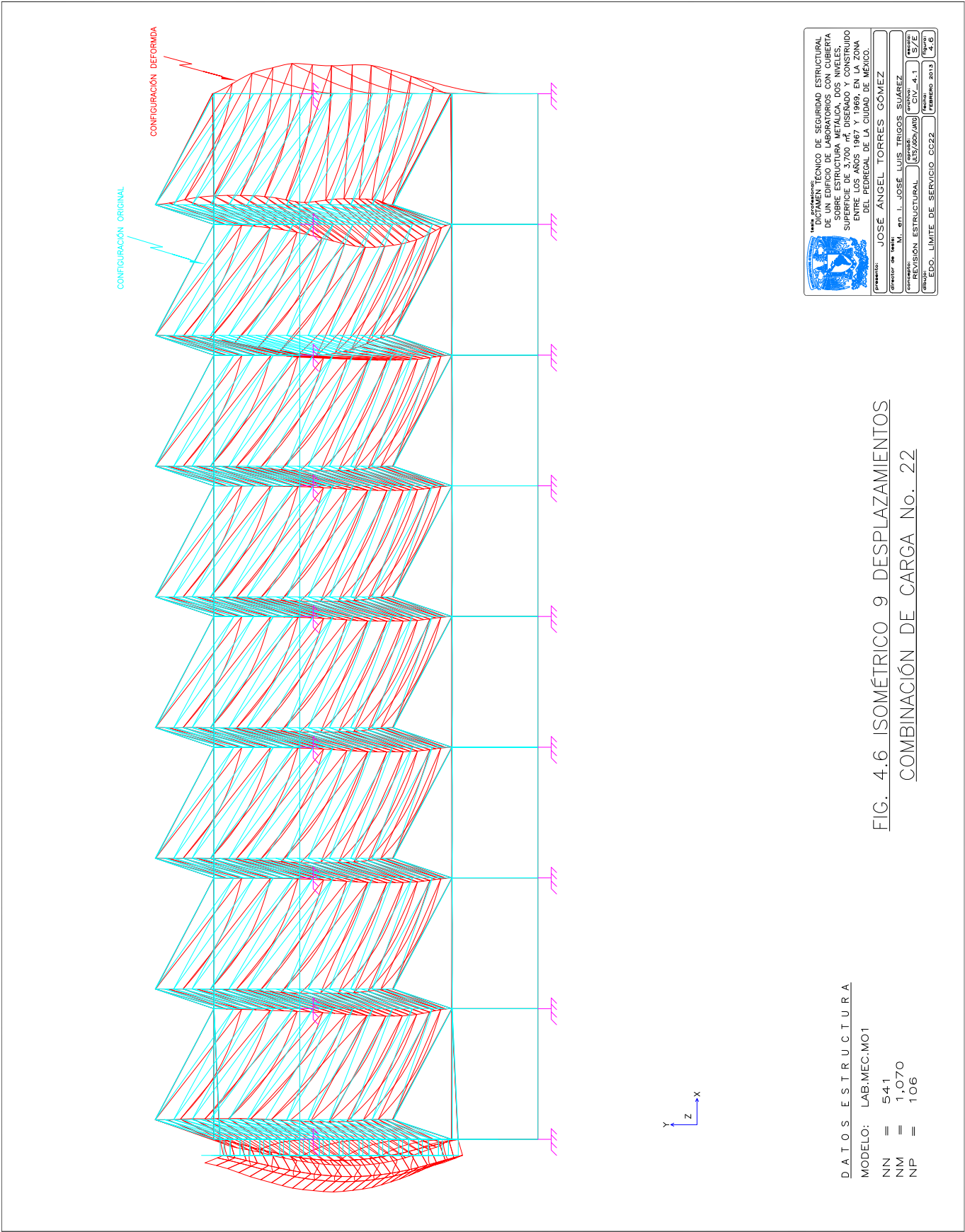


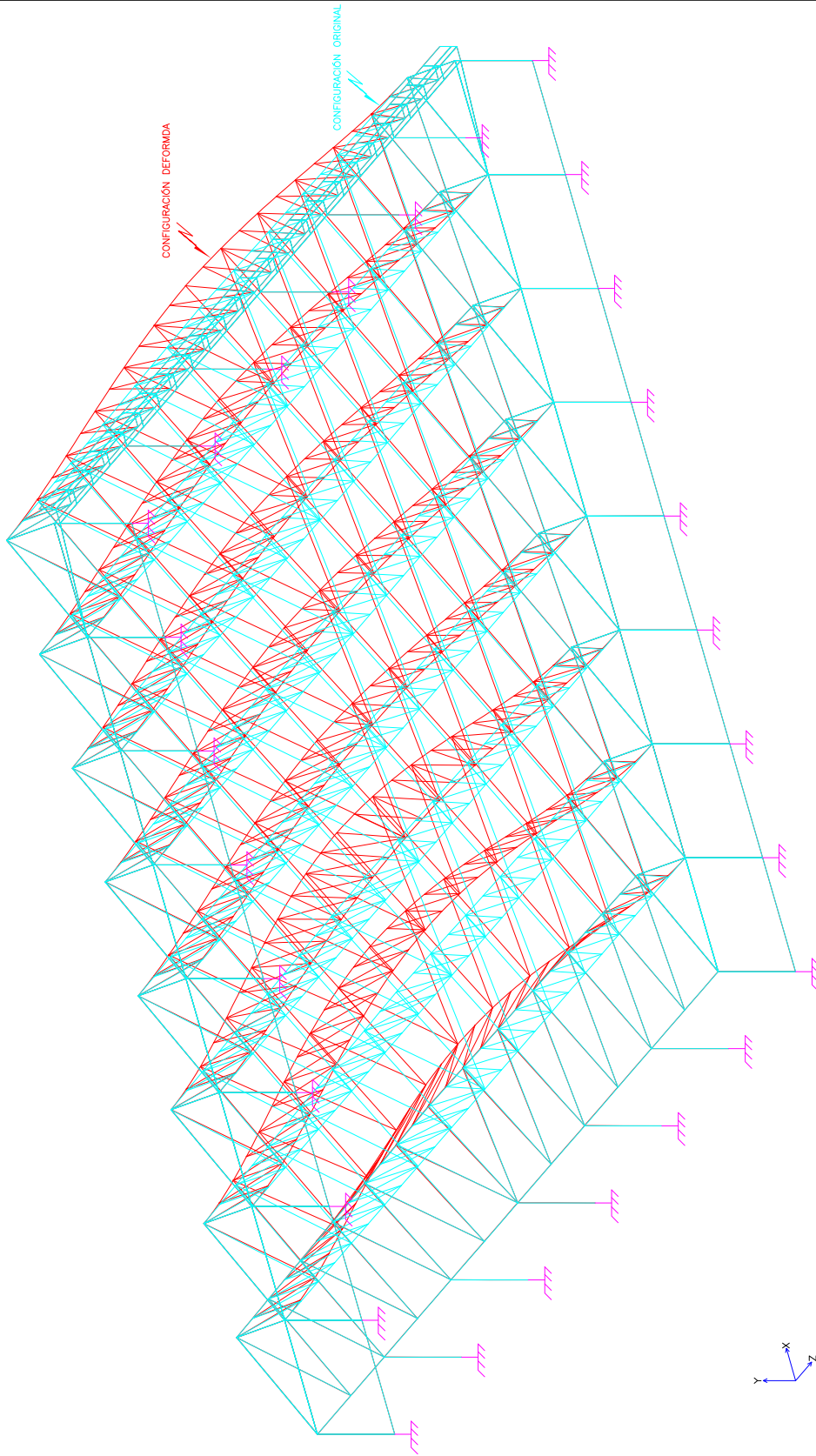
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR LA EMPRESA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Área M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

Concepto:	REVISIÓN ESTRUCTURAL	Revisado:	CIV-4.1	Revisado:	S/E
Proyecto:	EDIFICIO, LÍMITE DE SERVICIO CC22	Revisado:	14/02/2013	Revisado:	14/02





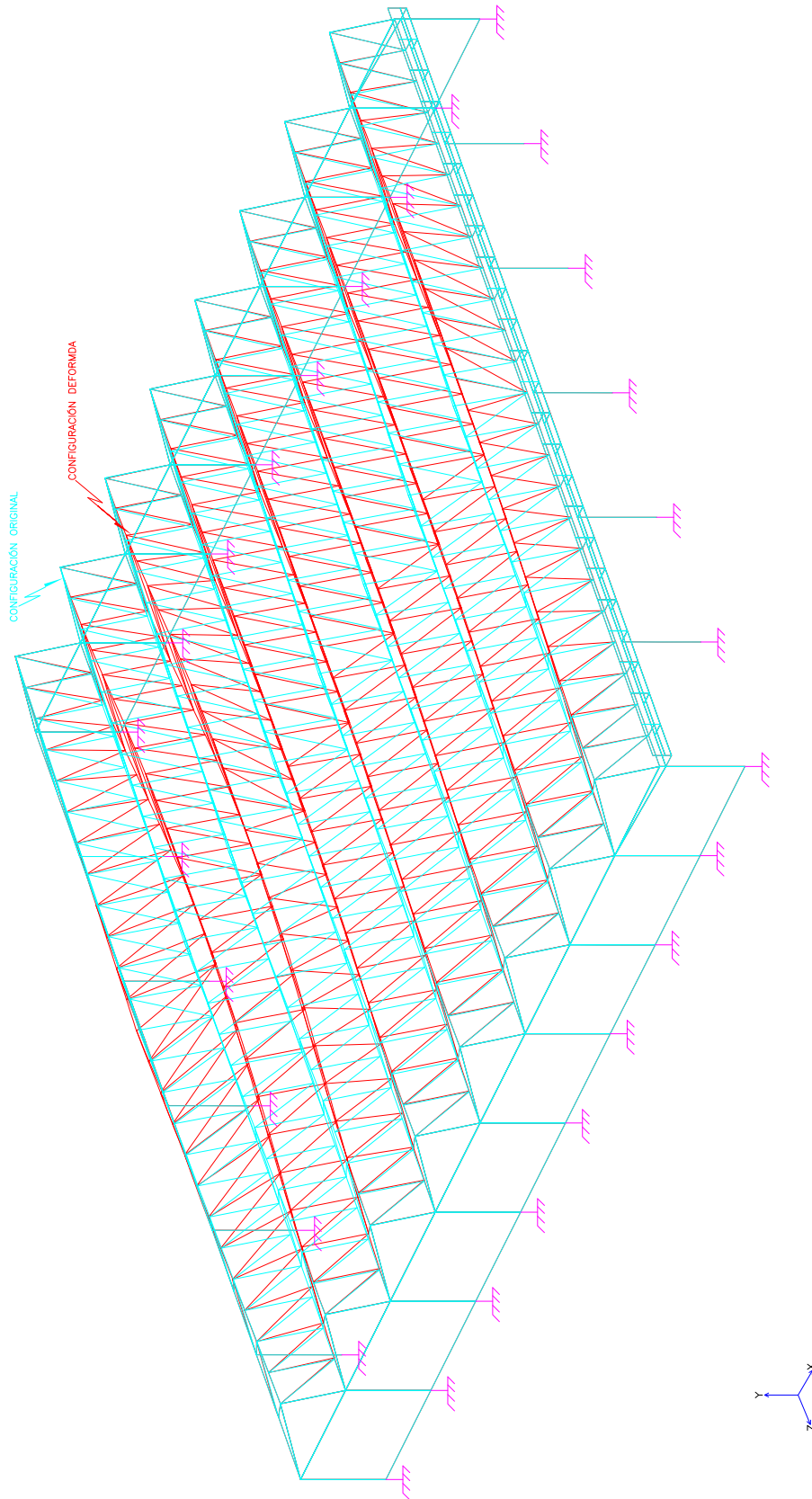
DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1.070
NP = 1.06

FIG. 4.7 ISOMÉTRICO 10 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 08



INSTITUTO VEDANTE
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR LA EMPRESA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta:	JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ		
Director de obra:	ING. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ		
Concepto:	REVISIÓN ESTRUCTURAL	Revisado:	CIV-4.1
Proyecto:	EDIFICIO. LÍMITE DE SERVICIO. CCOB	Revisado:	4.2
		Revisado:	2013



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1.070
NP = 106

FIG. 4.8 ISOMÉTRICO 11 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 08



SECRETARÍA DE SEGURIDAD PÚBLICA
DIRECCIÓN GENERAL DE PROTECCIÓN CIVIL
DIRECCIÓN DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Dictamen Técnico de Seguridad Estructural de un Edificio de Laboratorios con Cubierta sobre Estructura Metálica, dos niveles, superficie de 3,700 m², diseñado y construido de acuerdo a las disposiciones de la Norma del Reglamento de la Ciudad de México.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Ingeniería Estructural

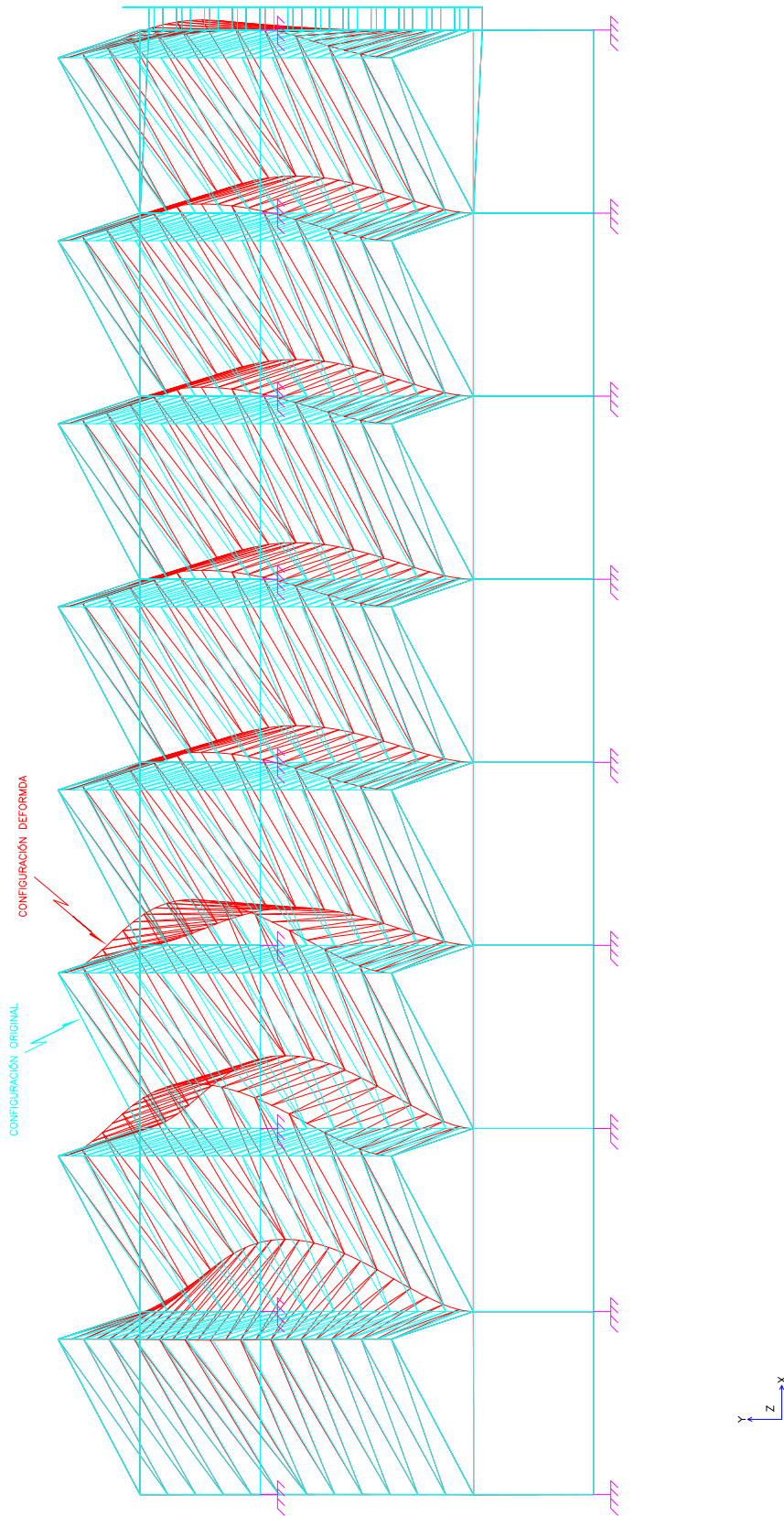
En: L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
CIVIL-4.1

Revisión Estructural
CCOB

Proyecto
S/E

Fecha
4-8

Revisión
2013



DATOS ESTRUCTURA
MODELO: LAB.MEC.MO1
NN = 541
NM = 1.070
NP = 106

FIG. 4.9 ISOMÉTRICO 12 DESPLAZAMIENTOS
COMBINACIÓN DE CARGA No. 08



INSTITUTO VEDANTE
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR LA EMPRESA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Ingeniería

Revisó: ED. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Ingeniero Estructural

Comprobó: CECILIA GARCÍA
Ingeniero Estructural

Proyecto: CIV-4-1
Escala: 1/40

Fecha: 2013
Hoja: 4-9

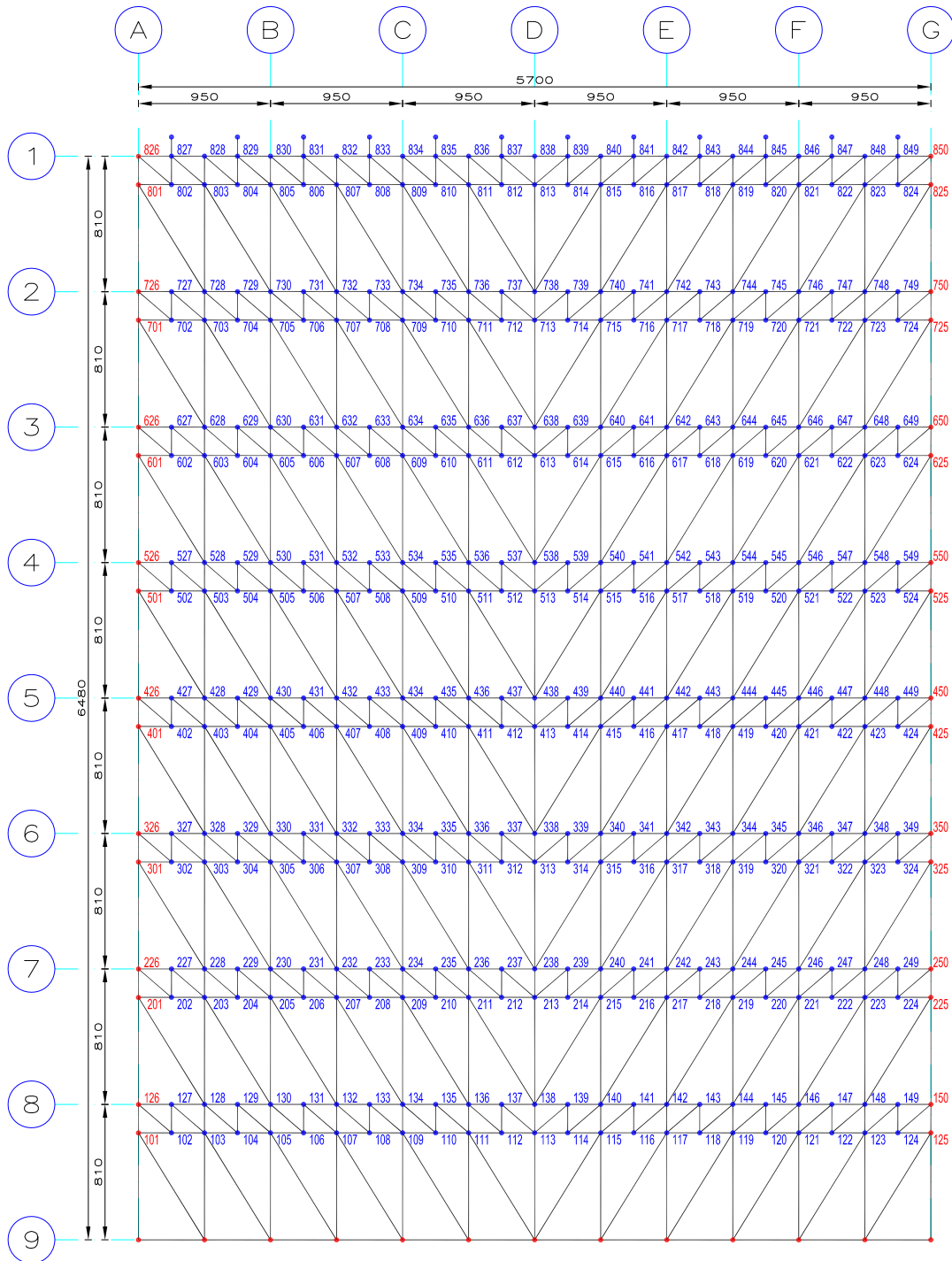


FIG. 4.10 NUMERACIÓN DE NUDOS DE ARMADURAS

			
tesis profesional: DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m ² , DISEÑADO Y CONSTRUIDO ENTRE LOS AÑOS 1967 Y 1969, EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.			
presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL	aprobó: ALTS/ASO/AMT	archívo: OV. 4.2	revisión: S/E
dibujo: NUMERACIÓN DE NUDOS	fecha: FEBRERO 2013	figura: 4.10	

2. Revisión de estados límite de falla.

Se refiere a las situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones.

Para realizar la revisión de índices de seguridad de todos los elementos de acero se utilizó el reglamento del Instituto Americano de la Construcción en Acero, AISC, Diseño por Método de Esfuerzos Admisibles, en el cual esta basado el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, AISC-ASD-1989.

El Método de Esfuerzos Admisibles para la revisión de los elementos estructurales, consiste en calcular los efectos que producen las acciones o combinaciones de acciones, en términos de fuerzas y esfuerzos internos, mediante un análisis elástico-lineal, y compararlos con los esfuerzos máximos admisibles a su vez divididos por un factor de seguridad.

Todos los componentes de la estructura deben ser diseñados de tal manera que los esfuerzos no excedan los valores siguientes:

Tensión.

Excepto para miembros conectados con pasadores, F_t no excederá de:

$$\begin{array}{lll} F_t = & 0.60 F_y & \text{en el área total} \\ F_t = & 0.50 F_u & \text{en el área neta efectiva} \end{array}$$

Donde:

- F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado, en $\text{kg}_f / \text{cm}^2$.
- F_u es la resistencia mínima a la ruptura por tensión especificada para el acero en $\text{kg}_f / \text{cm}^2$.
- F_t es el esfuerzo a tensión axial permisible, en $\text{kg}_f / \text{cm}^2$.

Flexión.

Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados en caliente o armados, cargados en plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje:

$$F_b = 0.66 F_y$$

Si la longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá ningunos de los siguientes valores:

$$\frac{637 b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ni de} \quad \frac{1\,410\,000}{(d / A_f) F_y}$$

Donde:

- F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado, en kgf / cm^2 .
 F_b es el esfuerzo de flexión permisible, en ausencia de fuerzas axiales, en kgf / cm^2 .
 b_f es el ancho del patín de una viga laminada o viga formada por tres placas, en cm.
 A_f es el área del patín en compresión, en cm^2 .

Para elementos donde la longitud entre soportes laterales sea mayor a las longitudinales anteriores, se tomarán los siguientes esfuerzos admisibles en las fibras extremas del elemento a flexión:

Tensión:

$$F_b = 0.60 F_y$$

Compresión:

A. Para miembros que cumplan las relaciones ancho-espesor, que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en plano de éstas, se tomará el mayor de los valores calculados con las siguientes fórmulas, según sea el caso:

$$\text{Si} \quad \frac{\sqrt{717 \times 10^4 C_b}}{F_y} \leq \frac{l}{r_T} \leq \frac{\sqrt{3\,590 \times 10^4 C_b}}{F_y}$$

$$\text{Entonces:} \quad F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right] F_y$$

$$\text{Si:} \quad \frac{l}{r_T} \geq \frac{\sqrt{3\,590 \times 10^4 C_b}}{F_y}$$

$$\text{Entonces:} \quad F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{\left(\frac{l}{r_T} \right)^2}$$

Cuando el patín en compresión sea sólido y aproximadamente rectangular en la sección transversal y su área no sea menor que la del patín en tensión:

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{\left(\frac{ld}{A_f} \right)}$$

Donde:

- F_b es el esfuerzo de flexión Admisible, en $\text{kg}_f / \text{cm}^2$.
- F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero, en $\text{kg}_f / \text{cm}^2$.
- l es la distancia entre secciones transversales no arriostradas, para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión, en cm.
- r_T es el radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión tomada con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.
- A_f es el área del patín en compresión, en cm^2 .
- C_b coeficiente cuyo valor será:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.30 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.30$$

Donde M_1/M_2 es el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados respecto al eje mayor del miembro, y esta relación, es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen signos opuestos (flexión en curvatura simple).

B. Para miembros que cumplan los requisitos de las relaciones ancho-espesor, pero no incluidos en la sección anterior:

$$F_b = 0.60 F_y$$

Siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje de mayor resistencia estén arriostradas lateralmente en la región del esfuerzo de compresión, a intervalos no mayores de:

$$637 b_f / \sqrt{F_y}$$

Esfuerzos combinados de compresión axial y flexión.

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión, deben estar diseñados de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

$$\frac{fa}{Fa} \leq 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

En las fórmulas, los subíndices x y y combinados con los subíndices b, m y e, indican el eje de flexión alrededor del cual se aplica un esfuerzo en particular o una propiedad de diseño, y en donde:

- F_a es el esfuerzo de compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial, en kgf / cm^2 .
- F_b es el esfuerzo de compresión por flexión permisible si sólo existiera momento de flexión, en kgf / cm^2 .
- F_a es el esfuerzo axial calculado, en kgf / cm^2 .
- F_b es el esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado, en kgf/cm^2 .

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{kl_b}{r_b} \right)^2}$$

- F'_e es el esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad, en kgf / cm^2 .
 K es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión.
 l_b es la longitud real sin arriostramiento en el plano de flexión, en cm.
 r_b es el radio de giro en el plano de flexión, en cm.
 C_m coeficiente cuyo valor será:

$$C_m = 0.85$$

Para elementos en compresión sujetos a desplazamiento lateral, y

$$C_m = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$$

Para elementos en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión, en donde M_1/M_2 es la relación del momento menor al mayor, en los extremos de la parte del elemento no arriostrada, en el plano de flexión. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro está flexionado en curvatura doble y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

Esfuerzos combinados de tensión axial y flexión.

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de tensión axial y flexión deben estar diseñados en toda su longitud para satisfacer los requisitos de la siguiente formula:

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Donde f_b es el esfuerzo de tensión por flexión calculada. Sin embargo, el esfuerzo de compresión por flexión calculado, tomado aisladamente, no debe exceder el valor aplicable al apartado de efectos por flexión.

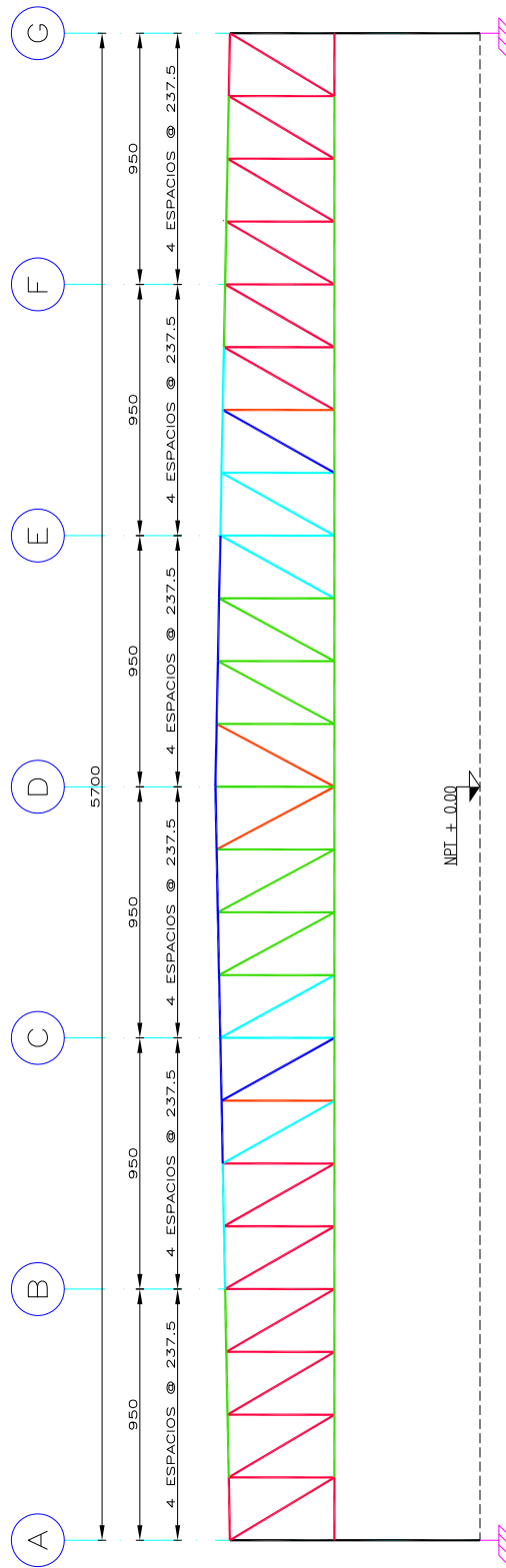
Todos los elementos que componen la estructura portante, se determinaron mediante un análisis elástico; los elementos mecánicos producidos por las combinaciones de acciones más desfavorables, para obtener los esfuerzos actuantes críticos. Los esfuerzos máximos permisibles

para cada elemento se determinaron según sus características geométricas y mecánicas. Con los esfuerzos actuantes críticos y los esfuerzos máximos Admisibles, es posible determinar las relaciones de esfuerzos, que son una representación numérica de la capacidad del elemento.

Con esta relación de esfuerzos menor a la unidad podemos representar que los esfuerzos actuantes críticos no rebasan los esfuerzos máximos Admisibles, por tanto las condiciones son satisfactorias; por otro lado, una relación de esfuerzo mayor a la unidad representa que los esfuerzos actuantes críticos son mayores a los esfuerzos máximos Admisibles, por lo que la capacidad del elemento se ve rebasada, dando como resultado condiciones insatisfactorias y posibles problemas de inestabilidad estructural y/o esfuerzo excesivo

A continuación se presentan los resultados de la revisión de cada armadura que compone la estructura en estudio, de manera gráfica mediante colores que indican los niveles de relación de esfuerzos en cada uno de los elementos propuestos en la modelación para las diferentes combinaciones de carga correspondientes.

La relación de esfuerzos entre 0.00 y menor o igual que 0.40 se utilizó para su representación gráfica el color verde; para la relación de esfuerzos mayor que 0.40 hasta menor o igual que 0.70 se utilizó el color azul claro (cyan); la relación de esfuerzos mayor que 0.70 hasta menor o igual que 0.95 se utilizó el color azul marino; en tanto que para la relación de esfuerzos mayores que 0.95 hasta valores menores o iguales a 1.10 se utilizó el color naranja; finalmente, para representar valores de esfuerzos mayores que 1.10 se utilizó el color rojo.(Figs. 4.11 a 4.22).



SIMBOLOGÍA		
0.00 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}	



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

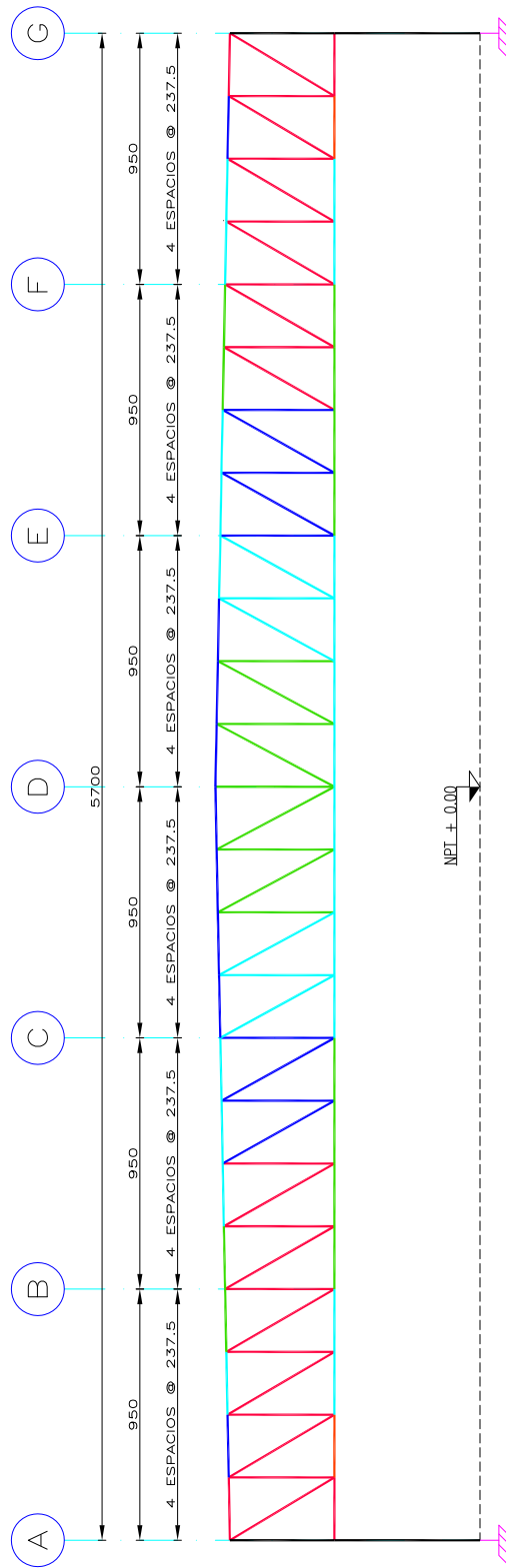
Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Ingeniería

en: L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Revisor Estructural

Revisión Estructural: CIV-4.2
Eje: 2

Fecha: 11 de febrero de 2013

FIG. 4.11 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 2



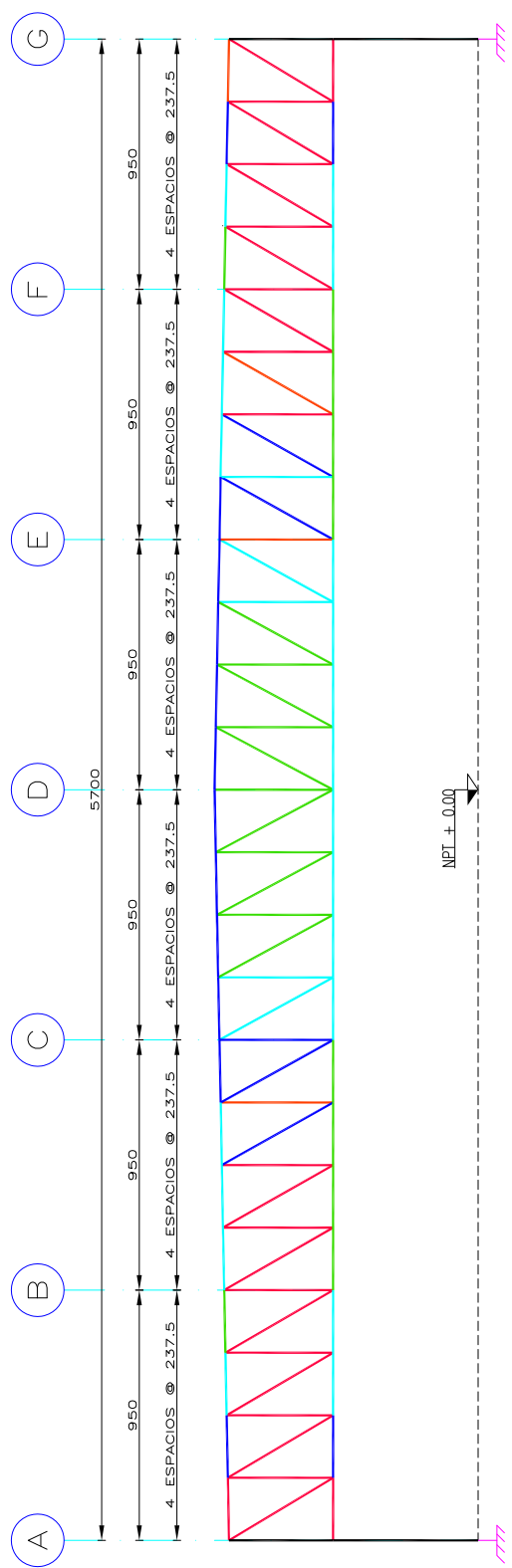
SIMBOLOGÍA		
0.00 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm}	≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}	



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INGENIERO JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta:	JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de tesis:	en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Revisión:	REVISIÓN ESTRUCTURAL
Proyecto:	ARMADURA EJE 3
Fecha:	14/04/2013
Edición:	1.0

FIG. 4.12 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 3



SIMBOLOGÍA

0.00 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}

FIG. 4.13 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 4

INSTITUTO MEXICANO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INSTITUTO MEXICANO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

Director de Tecnología

en: L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

Revisión Estructural: CIV-4.2

Proyecto: ARMADURA EJE 4

Fecha: 13 de febrero de 2013

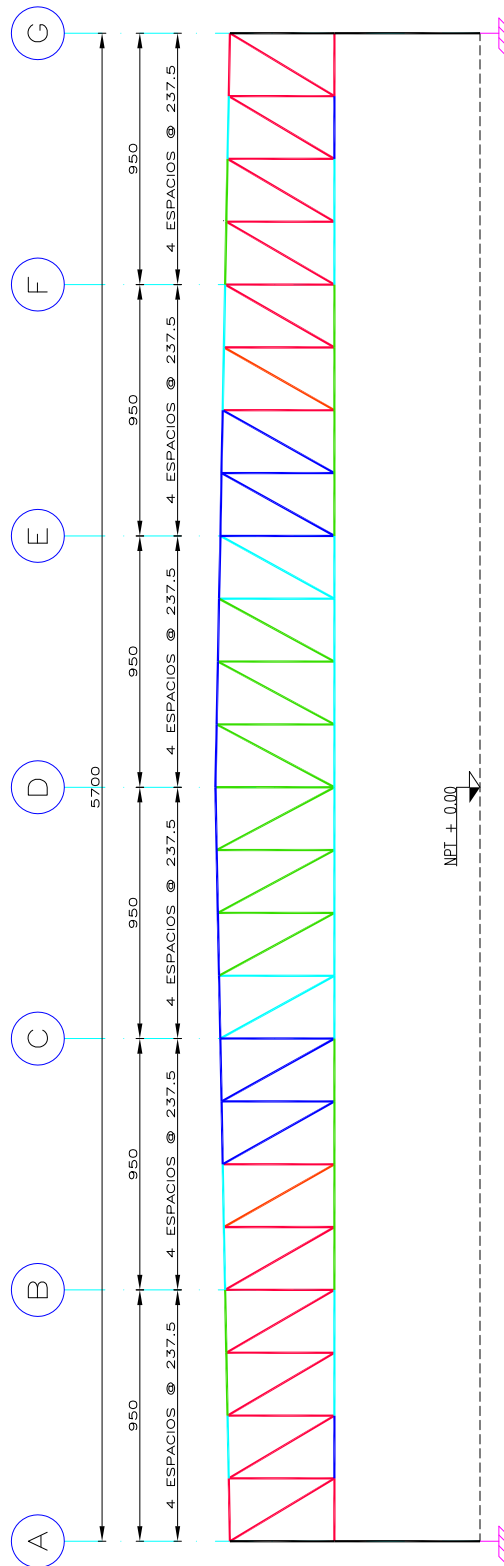
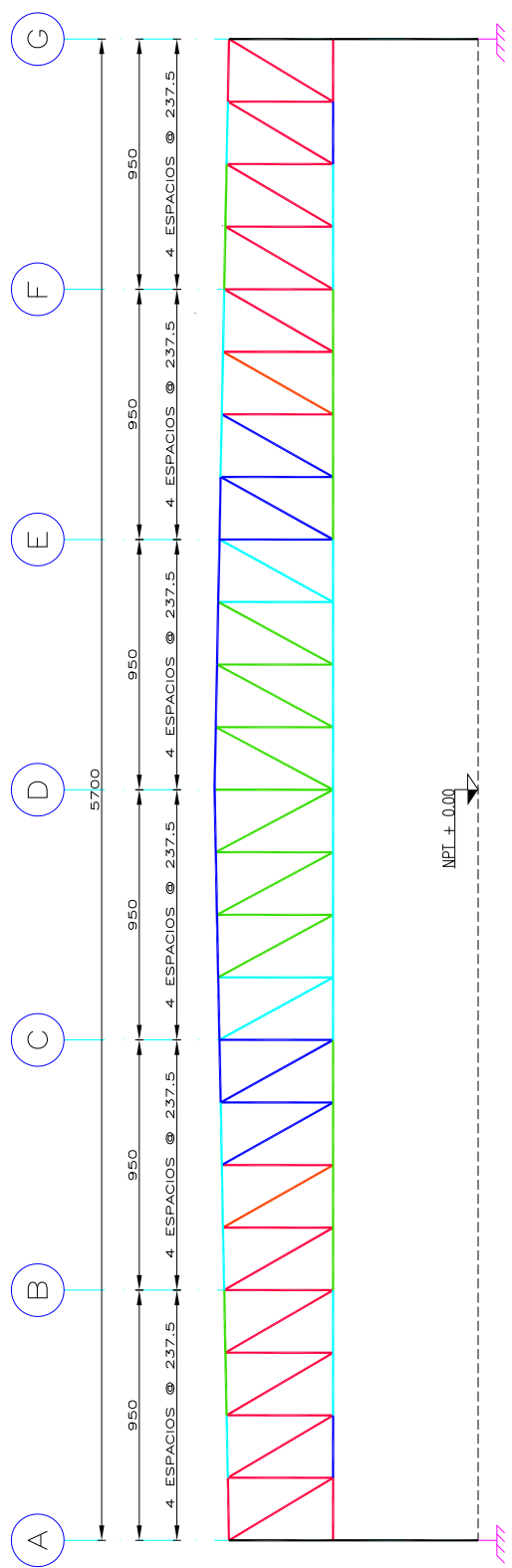


FIG. 4.14 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 5

	SIMBOLOGIA	
	$0.00 < \frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}} \leq$	0.40
	$0.40 < \frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}} \leq$	0.70
	$0.70 < \frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}} \leq$	0.95
	$0.95 < \frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}} \leq$	1.10
	$1.10 < \frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}}$	

[illegible]



SIMBOLOGÍA

0.00 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}

INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCIÓN DE ACERO

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO POR EL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCIÓN DE ACERO, DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

Director de Proyecto: en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

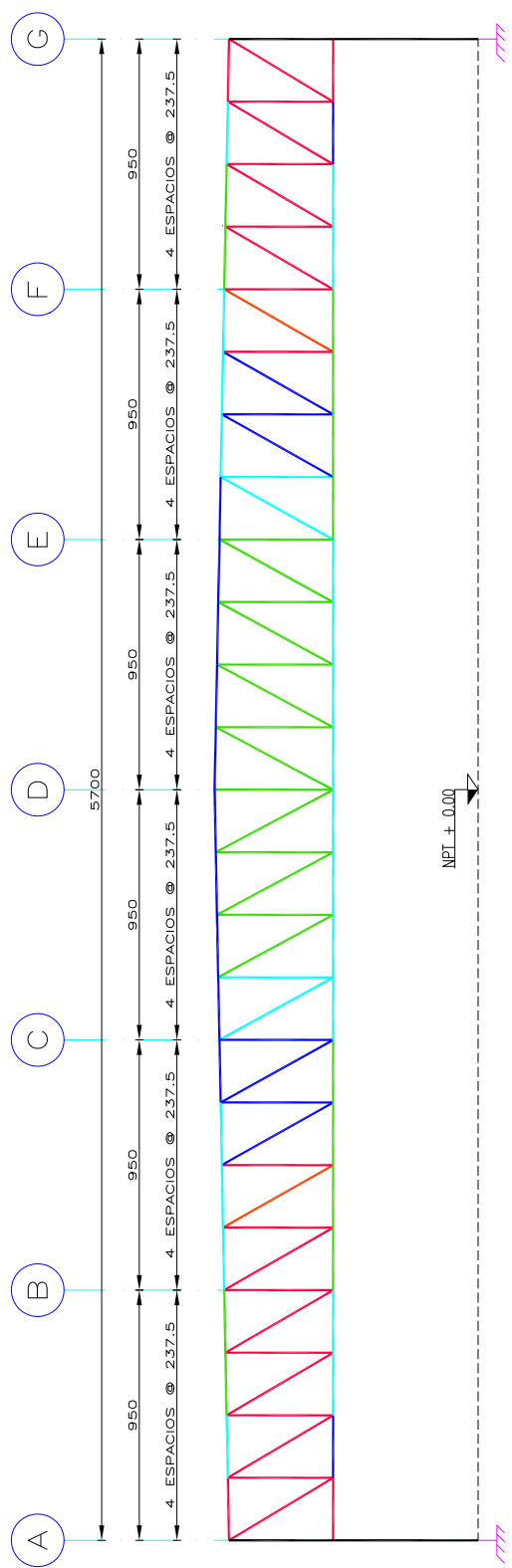
Revisión Estructural: (R/S/AS/AM) CIV-4.2

Proyecto: ESFUERZOS: ARMADURA EJE 6

Fecha: 15 de febrero 2013

Escala: 1/4

FIG. 4.15 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 6



SIMBOLOGÍA

0.00 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DEL PERÍODO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

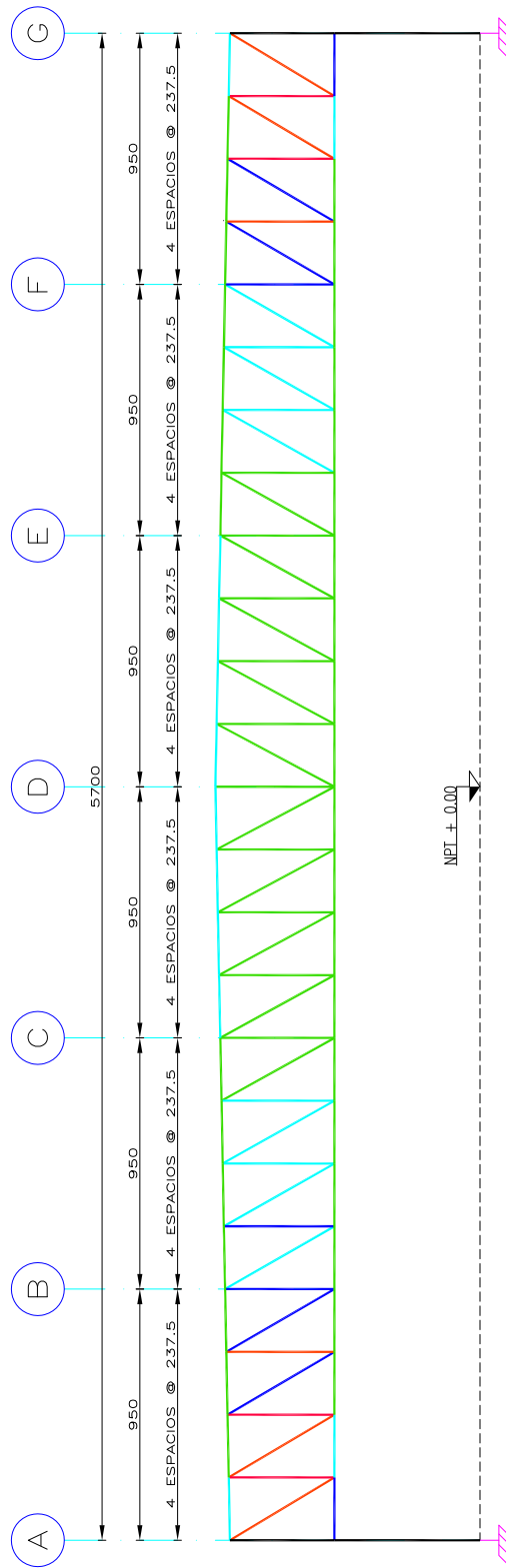
Director de tesis: en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

Concepto: REVISIÓN ESTRUCTURAL (S/4/2013)

Proyecto: ESFUERZOS: ARMADURA EJE 7

Fecha: 4/16

FIG. 4.16 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 7



SIMBOLOGÍA

0.00 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}

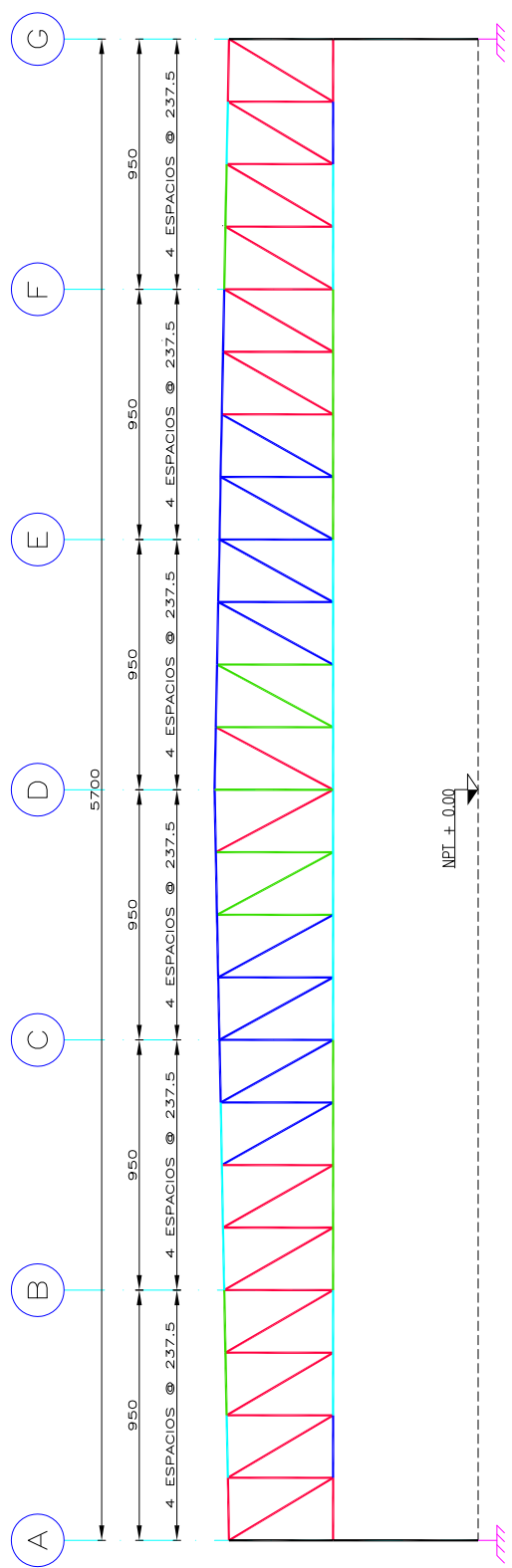


INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INGENIERO JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Ingeniero de México

Revisión: en L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Estructural (CIV-4.2) (S/E)
Esfuerzos: ARMADURA EJE 8
Enero 2013
4.17

FIG. 4.17 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 8



SIMBOLOGÍA

0.00 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.40
0.40 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.70
0.70 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 0.95
0.95 < σ_{act}	σ_{adm} ≤ 1.10
1.10 < σ_{act}	σ_{adm}

INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCIÓN DE ACERO

DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES, SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO POR EL INSTITUTO MEXICANO DE CONSTRUCCIÓN DE ACERO, DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ

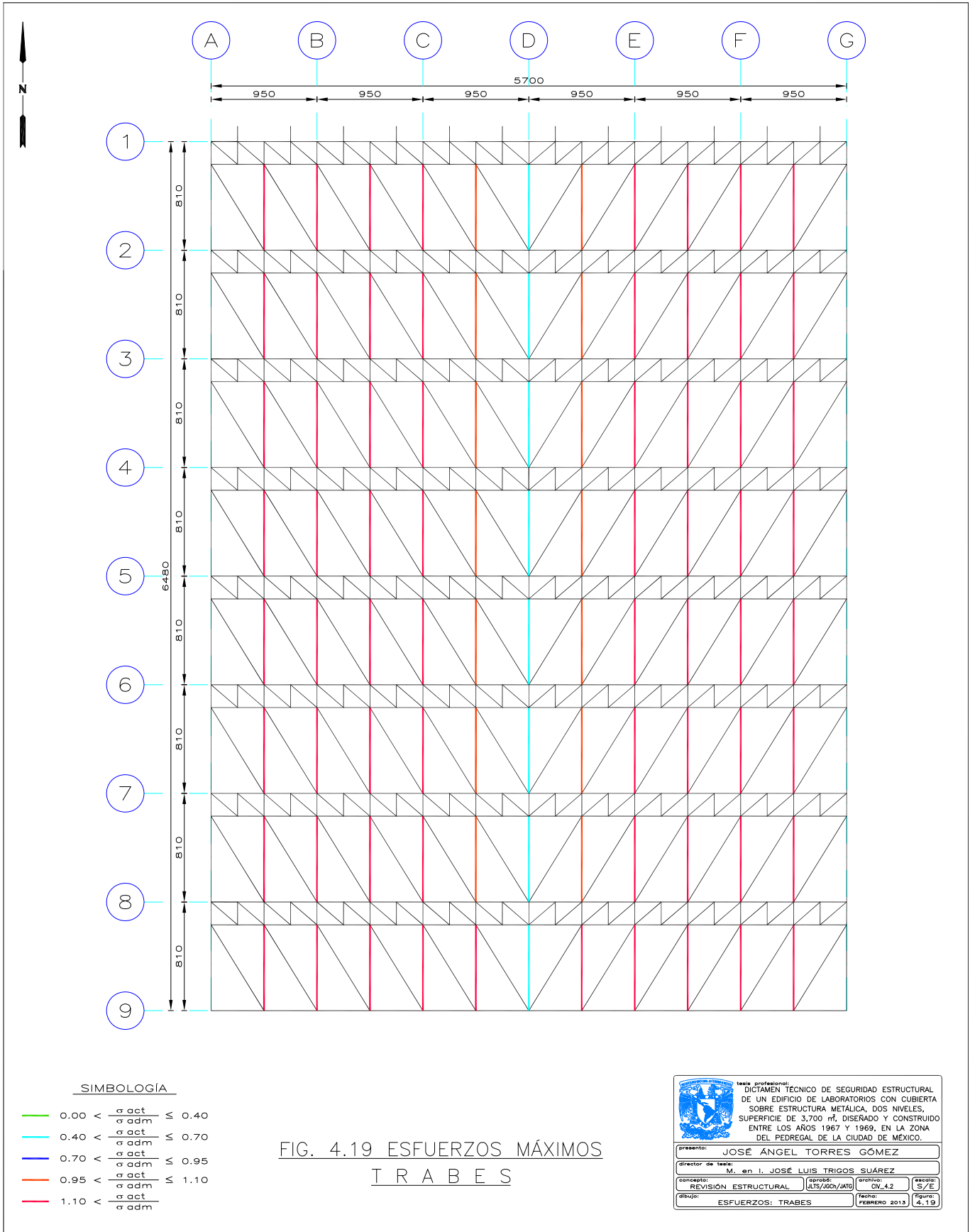
Director de Proyecto: en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

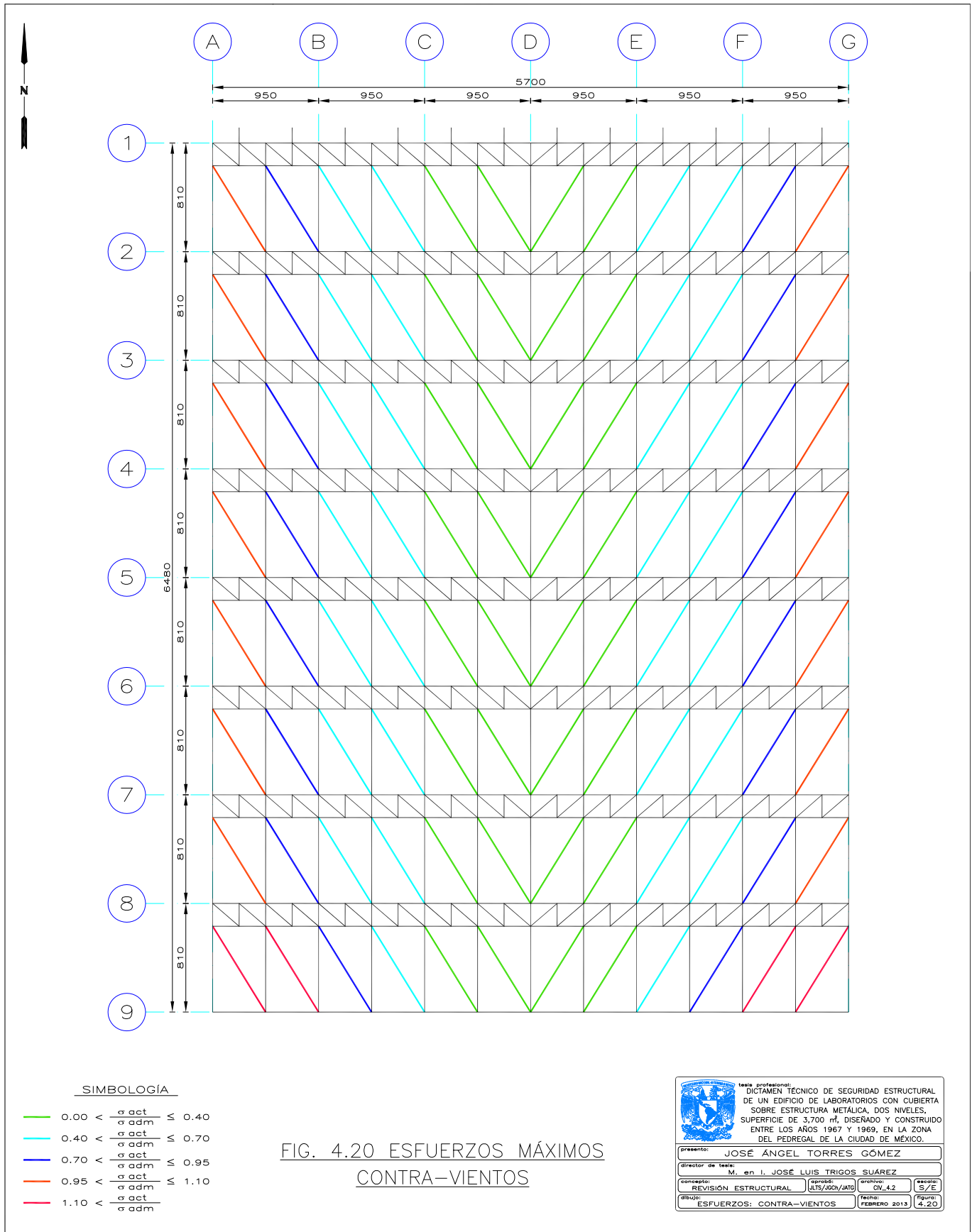
Revisión Estructural: (R/S/AS/AM) CIV-4.2

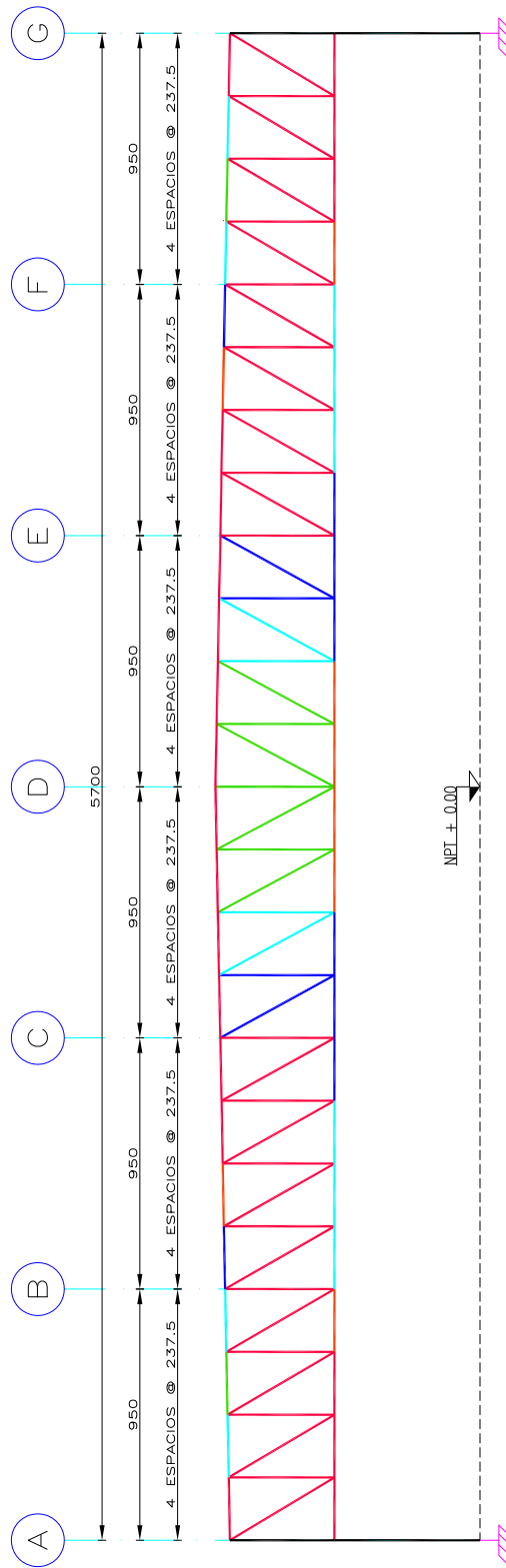
Proyecto: ESFUERZOS: ARMADURA EJE 9

Fecha: 4.18

FIG. 4.18 ESFUERZOS MÁXIMOS
A R M A D U R A E J E 9







SIMBOLOGÍA

0.00 < $\frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}}$ ≤ 0.40
0.40 < $\frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}}$ ≤ 0.70
0.70 < $\frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}}$ ≤ 0.95
0.95 < $\frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}}$ ≤ 1.10
1.10 < $\frac{\sigma_{act}}{\sigma_{adm}}$

FIG. 4.21 ESFUERZOS MÁXIMOS CON UNA ALTURA DE GRANIZO DE 24 cm

A R M A D U R A E J E 5



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CUIZAMATÁN
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CUIZAMATÁN
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta:	JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de tesis:	en. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
Comité:	REVISIÓN ESTRUCTURAL
Proyecto:	ARMADURA EJE 5
Fecha:	15/02/2013
Revisión:	5/E
Edición:	4.21

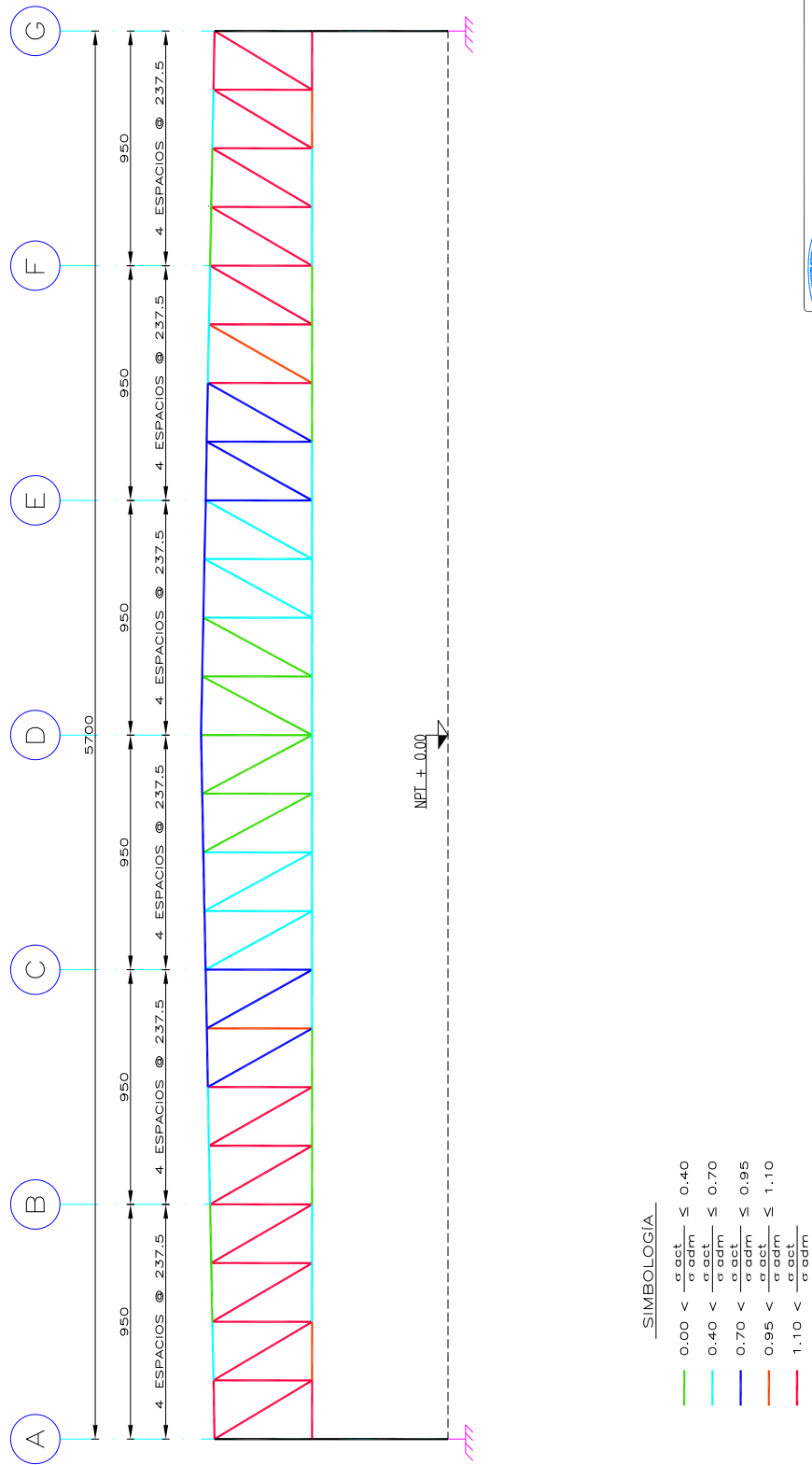


FIG. 4.22 ESFUERZOS MÁXIMOS CON UNA ALTURA DE 12 cm
A R M A D U R A E J E 5



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DICTAMEN TÉCNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE LABORATORIOS CON CUBIERTA
SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA, DOS NIVELES,
SUPERFICIE DE 3,700 m², DISEÑADO Y CONSTRUÍDO
POR EL INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Ingeniería

Revisión: ESTRUCTURAL
DISEÑO/ANÁLISIS

Proyecto: CIV-4-2
EJE 5

Fecha: 4/22
Enero 2013

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Las conclusiones que integran este capítulo se plantean desde el punto de vista de la ingeniería estructural en base a un conjunto de estudios e información tomada a partir de levantamientos geométricos en sitio debido a la falta de Planos Arquitectónicos y Estructurales, cabe mencionar que este trabajo representa una alternativa de análisis. Este trabajo tiene por objeto revisar y analizar la estructura portante conforme los lineamientos que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 y sus Normas Técnicas Complementarias, NTC's, evaluando el cumplimiento de los Estados Límite de Falla y Estados Límite de Servicio para todos los elementos de acero que conforman la estructura portante. Resultado de la evaluación que se realizó en los capítulos anteriores, a continuación se listan algunas conclusiones y recomendaciones:

A. CONCLUSIONES.

1. La estructuración del sistema de techo está apoyada sobre columnas de concreto reforzado así como en los muros exteriores del inmueble que son a base de mampostería de roca (basalto). El tipo de armadura empleada es conocida en la literatura especializada con el nombre "Tipo Pratt", ubicadas en forma paralela en la dirección este-oeste con un total de ocho armaduras.
2. Las armaduras se caracterizan por soportar cargas gravitatorias puntuales en direcciones verticales, generalmente la cuerda superior (conjunto de barras horizontales o inclinadas) está sometida a esfuerzos de compresión, mientras que la cuerda inferior está sometida a esfuerzos de tensión. En cambio, los montantes y las diagonales presentan más variabilidad. Según la inclinación de las diagonales a uno u otro lado pueden estar todas en tensión o todas comprimidas, con compresiones y tensiones alternas. En la dirección longitudinal, paralela a la dirección norte – sur, existe una distancia entre ejes de 8.10 m, para una longitud total de 64.80 m entre ejes. En la dirección transversal paralela al sentido este – oeste se tienen distancias entre ejes de 9.50 m, para un ancho total de 57.00 m. Longitud total de cada una de las armaduras.
3. De acuerdo a la normatividad vigente, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su versión 2004, clasifica en el artículo 139 las edificaciones en grupos, basándose en el Título Sexto referente de la Seguridad Estructural de las Construcciones. El edificio está clasificado dentro del grupo A. Laboratorio con uso escolar.
4. En el análisis y la revisión estructural se consideraron las siguientes cargas: Cargas Muertas (Se calculó el peso propio debido a los elementos que componen la estructura, instalaciones y las láminas de recubrimiento); Cargas Vivas (Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente); En la evaluación de los efectos sísmicos se utilizó el método de Análisis Sísmico Estático Equivalente. La estructura se analizó bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del suelo, una en el sentido longitudinal (norte-sur) y la otra en el sentido transversal (oriente-poniente); las Fuerzas Eólicas que generan

presiones (empujes o succiones) sobre la superficie de la construcción expuesta. La revisión consideró la acción estática del viento.

5. Se identifican diez condiciones básicas de carga: permanentes, variables y accidentales; combinándolas se presentan las condiciones de carga a las que puede estar sometida la edificación en condiciones normales de servicio o bajo acciones accidentales, como pueden ser con viento o sismo. Como recomienda el reglamento local para la evaluación de los estados límite para esta estructura, se obtuvieron, doce combinaciones de carga para la revisión de los estados límite de servicio y doce combinaciones para la revisión de los estados límite de falla.
6. Para realizar la modelación a la estructura portante se consideró la hipótesis de comportamiento elástico-lineal, el proceso consistió en elaborar un modelo tridimensional idealizando la estructura real por medio de un modelo teórico para ser analizada de manera práctica utilizando toda la información obtenida del levantamiento en sitio. Se utilizó un programa de análisis y diseño estructural, el STAAD Pro versión 2003, para la modelación tridimensional completa de la estructura con el fin de obtener los resultados de análisis y revisión estructural de las armaduras. La revisión de los elementos de acero de las armaduras se hizo por el Método de Esfuerzos Admisibles.
7. La estructura portante del inmueble se modeló analítica y matemáticamente mediante un conjunto tridimensional de 541 nudos y 1, 070 elementos barra: cuerda inferior, cuerda superior, contra vientos, diagonales, montantes (944 elementos de acero); columnas y trabes (126 elementos de concreto reforzado) y finalmente 106 elementos placa.
8. Para fines prácticos de análisis y revisión estructural, se consideró que todos los elementos que conforman las armaduras (cuerda inferior, cuerda superior, contra vientos, diagonales, montantes y vigas), son de Acero Estructural, Norma NMX B 254 (ASTM A 36).
9. Al realizar la revisión del modelo de la estructura portante en condiciones actuales, aplicando las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 y sus Normas Técnicas Complementarias, se procedió a revisar en primer lugar los Estados Límite de Servicio haciendo hincapié en los desplazamientos, vibraciones, expansiones, contracciones corrosión y protección al fuego, tal como lo establece las NTC's del RCDF04. Se analizaron todos los nudos que conforman cada una de las armaduras obteniendo resultados desfavorables según la normatividad y compararlos con los obtenidos. Los desplazamientos máximos se presentan en la armadura eje número 4 en el nudo 338 con 91.0 cm de desplazamiento en dirección X con la combinación de carga número 20 (CC20), este valor sobrepasa el valor en el RCDF04 de 6.0 cm, en la dirección Z se desplaza 1.0 cm con la combinación de carga número 22 (CC22), resultan *condiciones insatisfactorias*. Las tablas 4.1 y 4.2 corresponden a los resultados de desplazamientos de la estructura para las combinaciones 08, 20 y 22.

10. Como parte de la revisión de los Estados Límite de Falla, se tomaron los conceptos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004 sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, del AISC – ASD89 e IMCA, se concluye que un número importante de los elementos que conforman la estructura portante no tienen resistencias adecuadas. Estos valores se presentan conforme a la relación Esfuerzos Actuantes entre Esfuerzos Permisibles obteniéndose valores que rebasan más de un 50% de su capacidad que puede resistir el elemento; este caso se presenta principalmente en las vigas de sección IR de alma incompleta. Respecto a los elementos que forman las armaduras y los contra-vientos algunos elementos están en un rango de 1.04 y 1.14 son valores que pueden considerarse excesivos pero hasta este momento la estructura se ha comportado en condiciones satisfactorias durante el tiempo de operación que lleva el inmueble desde los años 70's.

A continuación se muestra la estadística de las relaciones de esfuerzos obtenidas en cada armadura, vigas y contra - vientos de cada eje, mostrando la cantidad de elementos que inciden en cada nivel de esfuerzo, la totalidad de elementos por eje y al final la estadística para el total de los elementos que componen la estructura portante.

ARMADURA EJE	$\sigma = \sigma_{act} / \sigma_{perm}$					TOTAL
	$0.0 < \sigma \leq 0.4$	$0.4 < \sigma \leq 0.7$	$0.7 < \sigma \leq 0.95$	$0.95 < \sigma \leq 1.10$	$1.10 < \sigma$	
2	29	26	17	4	42	118
3	25	29	24	8	32	118
4	25	29	24	8	32	118
5	27	29	22	8	32	118
6	27	29	22	8	32	118
7	27	29	22	8	32	118
8	27	29	22	8	32	118
9	29	29	16	12	32	118
TOTALES	216	229	169	64	266	944

B. RECOMENDACIONES.

1. Se recomienda realizar inspecciones periódicas de la estructura portante con el fin de preservar la seguridad y la integridad de sus ocupantes, mayor aún cuando se presente un evento sísmico o cualquier otro fenómeno natural (viento, granizo, etc.).
2. Se debe contar con un periodo de mantenimiento programado de toda la estructura portante, con el objeto de prevenir corrosión y oxidación de los elementos de acero.
3. En todo caso seria muy importante y beneficiaria en mucho a la estructura un cambio total de láminas de asbesto por otro material más ligero este cambio ayudaría considerablemente a mejorar su comportamiento dentro del concepto de Carga Muerta, debido a que la estructura pertenece al *Grupo A*, de acuerdo al artículo 139 del RCDF04, *su falla estructural constituye un peligro significativo o su funcionamiento esencial en una emergencia*, los costos que implican incrementar la seguridad son mínimos al ser comparados con las pérdidas que resultarían por su falla y a su vez se ganaría más iluminación natural, obteniendo mayor funcionalidad.
4. Se propone hacer una redistribución de las áreas de trabajo con la finalidad de ampliar pasillos para garantizar una mayor fluidez de personas para desalojar el inmueble cuando se presente una emergencia o un evento sísmico.
5. Se recomienda realizar un reforzamiento estructural de en zonas estratégicas de la estructura portante para garantizar su correcto funcionamiento y el cumplimiento a la normatividad actual que estipula el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004, referida a la parte de los Estados Límite, haciendo énfasis a las vigas (perfiles IR) que son los elementos *más críticos* que tienen la función de transmitir la carga del techo a las armaduras; se recomienda reforzar la estructura portante mediante elementos de acero estructural con el objeto de obtener mayor eficiencia de un sistema plano de armaduras a un sistema tridimensional a partir de elementos triangulares. Mediante este sistema podemos tener estabilidad en los esfuerzos y menor deformación en cada armadura, cumplimiento lo que se estipula en el reglamento local.
6. Finalmente se pondrá atención a las conexiones entre elementos ya sean soldados o atornillados. También se debe revisar periódicamente la tensión presente de contra – vientos, de acuerdo a sus especificaciones, para evitar que estos pierdan la rigidez a tensión que proporcionan a la estructura portante.

BIBLIOGRAFÍA.

BIBLIOGRAFÍA.

1. Anónimo, "STAAD Pro Versión 2003 (STructural Analysis And Desing), Reference Manual", 2003.
2. Anónimo, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial, Enero 29, 2004.
3. Anónimo, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento", Diario Oficial, Octubre 6, 2004.
4. Anónimo, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Diario Oficial, Octubre 6, 2004.
5. Anónimo, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas ", Diario Oficial, Octubre 6, 2004.
6. Anónimo, "American Institute for Steel Construction: Allowable Stress Desing, 8a. y 9a. ediciones (AISC ASD Rev 89)".
7. Anónimo, "American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structure Concrete (ACI 318 M-02) and Commentary (ACI 318 RM-02)".
8. Anónimo, "Manual de Construcción en Acero: Diseño por Esfuerzos Permisibles", cuarta edición, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C., 2003.
9. Anónimo, "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Viento.", Comisión Federal de Electricidad 2008.
10. Bresler, B., Lin, T., Scalzi, J., "Diseño de Estructuras de Acero", Primera Edición 1970, Limusa-Wiley.

Paginas electrónicas consultadas:

[http:// es.wikipedia.org/](http://es.wikipedia.org/)

<http://www.cenapred.unam.mx/es/Investigacion/RHidrometeorologicos>

LISTA DE IMÁGENES, TABLAS Y FIGURAS.

LISTA DE IMÁGENES, TABLAS Y FIGURAS.

Página

I. ANTECEDENTES.

Fabrica en Inglaterra 1790	Imagen 1	4
Fábrica en Manchester, Inglaterra 1890	Imagen 2	5
Sala de Explosiones, Paris 1889	Imagen 3	6
Fábrica de Hilados de Río Blanco, Orizaba, Ver., 1905	Imagen 4	7

II. DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE.

Localización general del inmueble	Figura 2.1	12
Localización particular del inmueble	Figura 2.2	13
Fotografías de fachadas	Figura 2.3	14
Fotografías de fachadas	Figura 2.4	15
Fotografías de techumbre	Figura 2.5	16
Planta baja	Figura 2.6	17
Planta primer nivel	Figura 2.7	18
Planta de techumbre	Figura 2.8	19
Fachada sur	Figura 2.9	20
Fachada norte	Figura 2.10	21
Fachada poniente	Figura 2.11	22
Fachada oriente	Figura 2.12	23
Localización del inmueble de acuerdo a la zonificación del RCDF	Figura 2.13	24

III. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

Armadura eje 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9	Figura 3.1	39
Marco eje 1	Figura 3.2	40
Marco eje 9	Figura 3.3	41
Planta armaduras	Figura 3.4	42
Detalle de armadura eje 9	Figura 3.5	43
Marco eje 1	Figura 3.6	44
Marco eje 9	Figura 3.7	45
Armadura eje 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9	Figura 3.8	46
Marco oriente	Figura 3.9	47
Marco poniente	Figura 3.10	48
Planta armaduras	Figura 3.11	49

Isométrico 1	Figura 3.12	50
Isométrico 2	Figura 3.13	51
Isométrico 3	Figura 3.14	52
Sección de elementos	Figura 3.15	53
Sección de elementos	Figura 3.16	54
Sección de elementos	Figura 3.17	55
Coeficientes de presión exterior	Figura 3.18	57
Propiedades geométricas	Tabla 3.1	56
Análisis Sísmico Estático Equivalente	Tabla 3.2	33
Coeficientes de presión exterior para techos a dos aguas	Tabla 3.3	35
Formación de las tormentas de granizo	Figura 3.19	36
Reporte de afectaciones causadas por el granizo	Tabla 3.4	37

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS.

Desplazamientos en nudos de armaduras	Tabla 4.1	61
Desplazamientos en nudos de armaduras, continuación	Tabla 4.1	62
Desplazamientos en nudos de armaduras, continuación	Tabla 4.1	63
Desplazamientos verticales en nudos de armaduras	Tabla 4.2	64
Desplazamientos verticales en nudos de armaduras continuación	Tabla 4.2	65
Desplazamientos verticales en nudos de armaduras continuación	Tabla 4.2	66
Isométrico 4 Desplazamientos combinación de carga No. 20	Figura 4.1	67
Isométrico 5 Desplazamientos combinación de carga No. 20	Figura 4.2	68
Isométrico 6 Desplazamientos combinación de carga No. 20	Figura 4.3	69
Isométrico 7 Desplazamientos combinación de carga No. 22	Figura 4.4	70
Isométrico 8 Desplazamientos combinación de carga No. 22	Figura 4.5	71
Isométrico 9 Desplazamientos combinación de carga No. 22	Figura 4.6	72
Isométrico 10 Desplazamientos combinación de carga No. 08	Figura 4.7	73
Isométrico 11 Desplazamientos combinación de carga No. 08	Figura 4.8	74
Isométrico 12 Desplazamientos combinación de carga No. 08	Figura 4.9	75
Numeración de nudos de armaduras	Figura 4.10	76
Esfuerzos máximos armadura eje 2	Figura 4.11	83
Esfuerzos máximos armadura eje 3	Figura 4.12	84
Esfuerzos máximos armadura eje 4	Figura 4.13	85
Esfuerzos máximos armadura eje 5	Figura 4.14	86
Esfuerzos máximos armadura eje 6	Figura 4.15	87
Esfuerzos máximos armadura eje 7	Figura 4.16	88
Esfuerzos máximos armadura eje 8	Figura 4.17	89
Esfuerzos máximos armadura eje 9	Figura 4.18	90

Esfuerzos máximos trabes	Figura 4.19	91
Esfuerzos máximos contra-vientos	Figura 4.20	92
Esfuerzos máximos con una altura de granizo de 24 cm. Armadura eje 5		
Figura 4.21		93
Esfuerzos máximos con una altura de granizo de 12 cm. Armadura eje 5		
Figura 4.22		94