

TAG45

F3



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
CONSEJO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

***Modelado y Análisis Estructural del Edificio de Laboratorios
para la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes.***

Trabajo Presentado Para Optar al
Título de Especialista en Ingeniería
Estructural

Autor: Andrés M. Faraco G.

Tutor: Prof. Orlando Ramírez B.

Mérida, Julio de 2010

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

DEDICATORIA

A Dios, todopoderoso y la Virgen de la Consolación de Tariba, mis guardianes eternos.

A la memoria de mi papá, el hombre más grande en mi existencia y de mis abuelos, que siempre me acompañan.

A las dos mujeres de mi vida, mi mamá Coccetty y mi esposa Vianny, que me han apoyado, alentado y me han soportado con amor.

A mis hijos amados, Ela y Migue, que han motorizado toda mi vida.

A mis hermanos, sobrinos, familiares y amigos.

AGRADECIMIENTOS

Al Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, especialmente a los profesores Orlando Ramírez, Andrés Morales, Pether Inglessis (+), Rafael Torres, Rafael Febres, Héctor Febres, Alonso Oliveros, Pedro Rivero y William Lobo Quintero por compartir sus conocimientos de manera desinteresada.

A mi amigo Luis Salazar por acompañarme durante todo este tiempo.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

A todos mil Gracias

ÍNDICE GENERAL

Contenido	Página.
Lista de Figuras.....	viii
Lista de Tablas.....	x
Resumen.....	xii
Introducción.....	1

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema.....	4
1.2 Formulación del problema.....	7
1.3 Objetivos del Estudio.....	8
1.3.1 Objetivo General.....	8
1.3.2 Objetivos Específicos.....	8
1.4 Justificación.....	9
1.5 Alcance y Limitaciones.....	10

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de Investigación.....	11
2.2 Bases Teóricas.....	13
2.2.1 Ingeniería estructural.....	13
2.2.2 Modelado con Elementos Finitos del sistema estructural.....	14
2.2.3 Análisis Estructural asistido por computadoras.....	15
2.2.4 Respuesta Estructural.....	16
2.2.5 Estudios de Vulnerabilidad Estructural.....	18
2.2.6 Evolución de Normas y Fundamentos Teóricos.....	18
2.2.7 Juntas estructurales – aspectos.....	22
2.2.8 Disipación de energía.....	22
2.2.9 Espectros de Respuesta y Espectros de Diseño.....	23

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.2.10 Efecto P- Δ	25
2.2.11 Configuración estructural.....	25
2.2.12 Tipos de sistemas estructurales.....	26
2.3 Referencias Normativas.....	27

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE TRABAJO

3.1 Modelado.....	29
3.1.1 Mallado de ejes o grid.....	29
3.1.2 Techos livianos anexos.....	31
3.1.3 Comandos SAP2000.....	32
3.1.4 Modelado de losas.....	33
3.1.5 Modelado de escaleras en sótano.....	34
3.1.6 Modelado de vigas puente grúa.....	35
3.1.7 Modelado cubiertas livianas.....	36
3.1.8 Modelado de escaleras principales.....	38
3.1.9 Definición de materiales.....	39
3.1.10 Otras definiciones en SAP2000.....	40
3.2 Análisis Estructural.....	44
3.2.1 Método de Análisis.....	45
3.2.2 Espectro de Diseño.....	45
3.2.3 Predimensionado.....	47
3.2.4 Cargas Actuantes.....	48
3.2.4.1 Acciones permanentes.....	49
3.2.4.2 Acciones variables.....	52
3.2.4.2.1 Acción variable especial – puente grúa.....	54
3.2.4.3 Acciones accidentales.....	58
3.2.4.3.1 Acciones sísmicas.....	58
3.2.4.3.2 Acciones del viento.....	58
3.2.5 Control de Desplazamientos.....	58

3.2.6 Verificación de deflexiones.....	61
3.2.7 Torsión adicional.....	62
3.2.8 Verificación efecto P- Δ	64
3.2.9 Porcentaje de participación modal.....	67
3.2.10 Cortante basal mínimo.....	68
3.2.11 Consideración de acciones variables en las masas.....	68
3.2.12 Efectos de la tabiquería.....	69
3.2.13 Combinación de efectos sísmicos.....	70
3.2.14 Combinación de cargas.....	71

CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Resultados del modelado mediante método de elementos finitos.....	74
4.2 Resultados del Análisis Estructural.....	81

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.....	98
5.2 Recomendaciones.....	99

<i>GLOSARIO</i>	100
-----------------------	-----

<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	110
---------------------------	-----

LISTA DE FIGURAS:

CAPITULO I:	Pagina
Fig 1.1 Planteamiento arquitectónico, fachada principal.....	6
Fig 1.2 Planteamiento arquitectónico, fachada posterior.....	6

CAPITULO III:	Pagina
Fig 3.1 Esquema 3D diseño arquitectónico.....	29
Fig 3.2 Diseño arquitectónico en Autocad 3D.....	30
Fig 3.3 Detalle de ejes “grid” en planta sótano arquitectura original.....	30
Fig 3.4 Detalle de corte 1B ejes alfabéticos arquitectura original.....	31
Fig 3.5 Detalle de corte 3B ejes numéricos arquitectura original.....	31
Fig 3.6 Detalle modelado de losa y sus elementos.....	33
Fig 3.7 Detalle modelado de escalera metálica y sus elementos.....	34
Fig 3.8 Detalle modelado de escalera metálica tipo caracol y concreto armado.....	34
Fig 3.9 Detalle modelado escalera en sótano y viga puente grúa en eje C.....	35
Fig 3.10 Detalle modelado de viga del puente grúa apoyada sobre ménsulas.....	35
Fig 3.11 Detalle modelado estructura metálica para techo liviano entre ejes A y B...36	
Fig 3.12 Detalle modelado de estructura metálica tipo tridilosa grande.....	37
Fig 3.13 Detalle modelado de estructura metálica tipo tridilosa pequeña.....	37
Fig 3.14 Detalle modelado de 3 estructura de escaleras principales.....	38
Fig 3.15 Detalle modelado de escalera concreto armado, columnas y áreas.....	39
Fig 3.16 Detalle modelado general de la estructura y sus partes.....	42
Fig 3.17 Detalle modelado general vista frontal izquierda.....	42
Fig 3.18 Detalle modelado general vista posterior izquierda.....	43
Fig 3.19 Detalle modelado general vista posterior derecha.....	43
Fig 3.20 Espectro de Diseño para Mérida, incluye factor de reducción R.....	46
Fig 3.21 Espectro de Diseño incluido en SAP2000.....	47
Fig 3.22 Acciones permanentes por área (acabados) en edificio 1.....	53
Fig 3.23 Acciones variables por área en edificio 2.....	53

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Fig 3.24 Acciones permanentes lineales edificio 3 y puntuales escalera3.....	54
Fig 3.25 Esquema de puente grúa 5ton.....	54
Fig 3.26 Líneas de influencia viga longitudinal puente grúa, modelo SAP2000.....	56
Fig 3.27 Relación demanda-capacidad, prediseño viga longitudinal puente grúa.....	57
Fig 3.28 Acciones variables modelo viga longitudinal puente grúa edificio 1.....	57
Fig 3.29 Ejemplo Índice de derivas de piso edificio 1 dirección X.....	60
Fig 3.30 Ejemplo Índice de derivas de piso escalera 3 dirección Y.....	60
Fig 3.31 Ejemplo de incorporación de CV en masas SAP2000, edificio 2.....	69
Fig 3.32 Ejemplo de combinación de efectos sísmicos SAP2000, Sx, edificio 2.....	71

CAPITULO IV:

	Pagina
Fig 4.1 Contornos de deformadas peso propio edificio 1.....	74
Fig 4.2 Contornos de deformadas carga variable edificio 2.....	75
Fig 4.3 Contornos de deformadas carga permanente tipo acabado edificio 3.....	75
Fig 4.4 Contornos de deformadas sismoY+30% sismoX edificio taller.....	76
Fig 4.5 Contornos de deformadas, torsor adicional sentido X, edificio 3.....	76
Fig 4.6 Contornos de deformadas cargas permanentes tipo escalón, escalera 3.....	77
Fig 4.7 Deformada de viga puente grúa posición 2 derecha, edificio 1.....	77
Fig 4.8 Deformadas por viento elementos metálicos cerchas nivel sótano.....	78
Fig 4.9 Contorno de deformadas losa escalera de concreto edificio 2.....	78
Fig 4.10 Esquema de ubicación viga de techo Nro.24331, edificio 1.....	79
Fig 4.11 Ejemplo asignaciones, fuerzas y deflexiones elemento viga Nro.24331.....	79
Fig 4.12 Índice de derivas de piso en dirección X e Y, EDIFICIO 1.....	92
Fig 4.13 Índice de derivas de piso en dirección X e Y, EDIFICIO 2.....	93
Fig 4.14 Índice de derivas de piso en dirección X e Y, EDIFICIO 3.....	94
Fig 4.15 Índice de derivas de piso en dirección X e Y, ESCALERA 3.....	94
Fig 4.16 Índice de derivas de piso en dirección X e Y, TALLER.....	95
Fig 4.17 Planta de edificios y escaleras. Modos traslacionales y rotacionales.....	96

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

LISTA DE TABLAS:

CAPITULO III:	Pagina
Tabla 3.1 Especificaciones técnicas de puente grúa 5ton.....	55
Tabla 3.2 Valores Límites Índice de Deriva, Covenin 1756-2001.....	59
Tabla 3.3 Control de flechas concreto armado Covenin 1753-2006.....	61
Tabla 3.4 Control de flechas acero estructural Covenin 1618-1998.....	61
Tabla 3.5 Continuación control de flechas acero estructural Covenin 1618-1998....	62
Tabla 3.6 Ejemplo de cálculo momentos torsores adicionales en edificio 3.....	63
Tabla 3.7 Ejemplo de cálculo de centro de rigidez edificio 3.....	63
Tabla 3.8 Ejemplo salida SAP2000, masas y pesos propios por niv.escalera 3.....	65
Tabla 3.9 Ejemplo de cargas permanentes por niveles, escalera 3.....	65
Tabla 3.10 Ejemplo de cargas variables por niveles, escalera 3.....	66
Tabla 3.11 Ejemplo cálculo cortantes diseño y desp. elásticos CM escalera 3.....	66
Tabla 3.12 Ejemplo cálculo COEFICIENTE DE ESTABILIDAD θ escalera 3.....	67

CAPITULO IV:	Pagina
Tabla 4.1 Cortes de piso y cálculo de momentos tors. adicionales EDIFICIO 1.....	81
Tabla 4.2 Cortes de piso y cálculo de momentos tors. adicionales EDIFICIO 2.....	82
Tabla 4.3 Cortes de piso y cálculo de momentos tors. adicionales EDIFICIO 3.....	82
Tabla 4.4 Cortes de piso y cálculo de momentos tors. adicionales ESCALERA 3....	82
Tabla 4.5 Cortes de piso y cálculo de momentos tors. adicionales TALLER.....	83
Tabla 4.6 Verificación de efecto P- Δ para EDIFICIO 1.....	83
Tabla 4.7 Verificación de efecto P- Δ para EDIFICIO 2.....	84
Tabla 4.8 Verificación de efecto P- Δ para EDIFICIO 3.....	84
Tabla 4.9 Verificación de efecto P- Δ para ESCALERA 3.....	85
Tabla 4.10 Resumen propiedades dinámicas edificio 1.....	86
Tabla 4.11 Resumen propiedades dinámicas edificio 2.....	86
Tabla 4.12 Resumen propiedades dinámicas edificio 3.....	86
Tabla 4.13 Resumen propiedades dinámicas edificio taller.....	87

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Tabla 4.14 Resumen propiedades dinámicas escalera 3.....	87
Tabla 4.15 Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, EDIFICIO 1.....	88
Tabla 4.16 Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 1.....	88
Tabla 4.17 Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, EDIFICIO 2.....	89
Tabla 4.18 Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 2.....	89
Tabla 4.19 Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, EDIFICIO 3.....	90
Tabla 4.20 Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 3.....	90
Tabla 4.21 Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, ESCALERA 3.....	91
Tabla 4.22 Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, ESCALERA 3.....	91
Tabla 4.23 Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, EDIFICIO 1.....	92
Tabla 4.24 Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, EDIFICIO 2.....	93
Tabla 4.25 Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, EDIFICIO 3.....	93
Tabla 4.26 Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, ESCALERA 3.....	94
Tabla 4.27 Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, TALLER.....	95
Tabla 4.28 Comparativa de Periodos de edificios y escaleras para junta estructural.....	97
Tabla 4.29 Comparativa de Periodos entre edificios para junta estructural.....	97



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
CONSEJO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

FARACO GALLANTI Andrés Miguel, Modelado y Análisis Estructural del Edificio de Laboratorios para la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes. Trabajo Presentado Para Optar al Título de Especialista en Ingeniería Estructural. Tutor: Dr. Orlando Ramírez Boscán. Universidad de los Andes. Consejo de Estudios de Postgrado Facultad de Ingeniería, Mérida, Venezuela 2010.

RESUMEN

En el presente trabajo se propone la realización del Modelado mediante elementos finitos y realizar el análisis estructural asistido por computadora de una edificación irregular de gran volumen y masa estructural, con anexos estructurales de escaleras esbeltas, que se subdivide mediante juntas estructurales. Se realiza el modelado con el Programa técnico SAP2000, efectuando análisis estáticos y dinámicos de la estructura, así mismo se integran los controles y verificaciones especificados por Normas Venezolanas vigentes para los diversos estados limites. Parte de la estructura está proyectada en concreto armado y otras en acero estructural. Se contempla el modelado particular y análisis del equipo de carga tipo puente grúa y se estudia su influencia sobre la estructura general.

INTRODUCCIÓN:

Con la aparición de los equipos modernos de computación a nivel popular, en la década de los 80', se abrió una inmensa posibilidad de desarrollo para la aplicación de esta tecnología a las diversas ciencias existentes para el desarrollo y evolución de las sociedades modernas. La ingeniería encontró allí una herramienta poderosa y práctica a la vez, que simplificaría el trabajo numérico de los profesionales y posibilitaría la reiteración de procesos virtuales con poco esfuerzo humano. También en paralelo se desarrollaron inmensidad de programas o aplicaciones, generales o específicas, para realizar labores que originalmente exigían mucho tiempo de análisis y propiciaban errores humanos importantes. Estas facilidades a la vez de allanar el proceso investigativo, permitieron desarrollos más avanzados y complejos, que anteriormente serían inimaginables con procesos manuales.

Las aplicaciones actuales, basadas en métodos numéricos con fundamentos en Elementos Finitos, están a la vanguardia de las investigaciones en Ingeniería, teniendo a favor la precisión y al apego realista a formas, materiales y comportamientos, representando fielmente al objeto investigado en tres dimensiones o menos. Partiendo del principio de representar lo investigado como un Modelo Matemático, manipulable y comprobable.

La ingeniería estructural ha aprovechado estas virtudes de los modelados con elementos finitos, con infinidad de objetivos, unos para fines comerciales como lo es el desarrollo de proyectos de toda índole, o investigaciones sobre estructuras existentes importantes o desarrollos de nuevas tendencias en la evolución de la ingeniería estructural como diseño por desempeño.

Actualmente, las Normas internacionales y las locales Covenin, estipulan varios tipos de comprobaciones a fin de garantizar estructuras resistentes, suficientemente rígidas,

capaces de disipar suficiente energía con poco daño y confortables para el habitad humano, ante la ocurrencia probabilística de demandas sísmicas severas.

Este planteamiento somero del proceso de modelado, análisis y diseño involucra muchas horas hombre de trabajo y dedicación investigativa sobre la conducta estructural propia del modelo esbozado, para obtener un resultado plasmado en planos que sea seguro y económicamente rentable en el tiempo.

El presente Trabajo Especial de Grado, pretende modelar y analizar la estructura del Edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, a ser construido en el Sector la Hechicera, terrenos de la ULA, Mérida, Venezuela; con el mayor apego al detalle en el Modelado y máxima profundidad investigativa en cuanto al Análisis para el comportamiento estructural dinámico, según Normas Nacionales Covenin.

Aunque no representa un reto como una estructura atípica, en ella predominan dos aspectos fundamentales: Gran tamaño en planta y volumetría con irregularidades moderadas, aunado a una complejidad del modelado por concepción estructural de las partes y presencia de equipos especiales.

Se plantea el esquema del trabajo dentro de dos grandes bloques de desarrollo, uno referido al *Modelado mediante aplicación basada en Elementos Finitos* (SAP2000) y otro, dedicado al trabajo más reflexivo concerniente a el *Análisis Estructural*, en donde se contemplan los aspectos novedosos de las normas vigentes.

Es importante resaltar que aunque las aplicaciones basadas en elementos finitos no son autóctonas, en ellas existe la alternativa de selección para normas internacionales como la ACI-318-2002 o la AISC-LRFD-1993, que son equivalentes a las nacionales actuales Covenin 1753-2006 y Covenin 1618-1998, respectivamente.

CAPITULO I:

GENERALIDADES

El papel del ingeniero desde hace muchos siglos ha sido esencialmente interpretar y reconocer los mecanismos empleados por la naturaleza, para manipularlos y ponerlos al servicio del ser humano. Mediante el uso de los conocimientos adquiridos, la revisión de las experiencias y el empleo de los mismos medios naturales, se ha conseguido este fin. A través de esto, el ingeniero ha logrado estructuras esenciales, bien diseñadas, seguras y funcionales en el tiempo.

Los avances en procesamiento de información y tecnología específica, han ubicado a la ingeniería estructural en la punta de lanza de muchas investigaciones y desarrollos científicos, mejorando e impactando la forma de vida del hombre moderno. Los desarrollos referidos a métodos numéricos en diversos ámbitos, desde tecnológicos hasta clásicos como la ingeniería estructural, han permitido adelantos enormes en el volumen de procesamiento y la reducción de los tiempos de análisis, con el uso de los avances informáticos.

Por eso, la ingeniería estructural de avanzada se ha enfocado en el comportamiento global de la estructura, minimizando los daños ante las demandas con diseños económicos eficientes. El ámbito en donde se desarrolla la ingeniería estructural está ligado inevitablemente a la comparación fiel de los resultados de los modelados analíticos, con los resultados experimentales, obtenidos de los efectos de las eventualidades naturales como viento, nieve, olas y sismos, entre otros.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

Los procesos relacionados con análisis y diseño estructural, plasmados oportunamente en las Normas vigentes de nuestro país, se han visto influenciados en las últimas décadas por: Elevada cantidad de evaluaciones experimentales y analíticas en el campo de la mecánica de materiales, el adelanto científico en la interpretación probabilística del comportamiento estructural y los desarrollos tecnológicos digitales que permiten procesos de análisis más rápidos con confiabilidad.

En base a esto, el modelado de las estructuras ha evolucionado al punto de representar todos los componentes, hasta los minúsculos, con suficiente realismo que simula la forma, consistencia y comportamiento ante esfuerzos externos, con ambientes amigables de desarrollo informático y poca dedicación de tiempo. De igual manera el análisis estructural posee actualmente la virtud de involucrar variables básicas o complejas sin mucho esfuerzo de cálculo, más que el disponible en cualquier computador moderno con software comercial y afianzado en el buen criterio del proyectista estructural.

Haciendo uso de estos avances se plantea el problema por emprender en los términos de efectuar un *Modelado y Análisis del Edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes*, proyectado y por construir en el sector de la Hechicera de la Ciudad de Mérida, Estado Mérida.

Realizando todos los pasos que permitan un modelo suficientemente exacto de la estructura con sus partes integrales y equipos en detalle, que represente la geometría en tres dimensiones, considere la calidad de materiales y cargas actuantes fielmente, que involucre a las acciones sísmicas y de vientos en todas sus intensidades y direcciones, represente el comportamiento dinámico de las estructuras involucradas con verdadero realismo y se obtenga posteriormente un análisis suficientemente confiable que permita un diseño con alta certidumbre estructural, cumpliendo con límites de resistencia y servicio normativos.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

La edificación a modelar, según proyecto arquitectónico del Arq. Raúl Benjamín Iza Lera, se describe como 2 elementos espaciales claramente definidos, “La Torre” denominado edificio 3 y “La Nave” en donde a su vez se identifican dos sub-unidades denominadas edificio 1 y 2 (figuras 1.1).

El edificio 3 posee 6 niveles más azotea; nivel+3,57, nivel +8,16, nivel+12,24, nivel+16,32, nivel+20,4, nivel+24,48 y nivel+28,56 (figura 1.2).

Los edificios 1 y 2 poseen 6 niveles más techo; nivel+4,59, nivel +8,16, nivel+12,24, nivel+16,32, nivel+20,4, nivel+24,48 y nivel+28,05. En el nivel sótano+4,59, se proyecta un sistema de montacargas tipo Puente Grúa para uso general con luz de 10m y capacidad de carga de 5ton.

Añadido a cada modulo descrito se proyectan sendas escaleras de acceso a cada nivel operativo y que alcanzan el último nivel de cada edificio. Estos módulos de escaleras son edificaciones individuales y contiguas a las principales de los laboratorios 1, 2 y 3 con alturas desde 28,05m a 32,13m. A nivel de sótano se plantean estructuras con cubiertas livianas sobre cerchas metálicas y tridilosas, a lo largo de toda la fachada principal de la edificación. En un terreno posterior vecino, se especifica un área de taller conformado por 2 niveles; nivel+4,08 y nivel+7,17.

No se considera la incorporación del muro perimetral al proceso de modelado y análisis estructural, debido a la modificación posterior en cuanto a la ubicación final del complejo, en un terreno sin bruscos desniveles topográficos.

En resumen el proyecto arquitectónico plantea las siguientes áreas: 80 Laboratorios distribuidos para 6 escuelas, 6 cubículos para tesis de pregrado y post-grado, 3 talleres de mantenimiento, 1 taller de hidromecánica y electrónica de escuela de eléctrica, 1 depósito de áridos e insumos del laboratorio de Materiales y Ensayos, 1 sala de máquinas con caldera y accesorios, con mezzanina de depósito, 15 locales auxiliares de usos varios como basura, transformación eléctrica y otros, 2 azoteas de actividades para laboratorios de antenas y energía solar.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Ubicado en 19.118 mts² de construcción con 21.012 mts² de diseño disgregado de la siguiente manera: 15.473 mts² en área de laboratorios, 923,50 mts² en patios de descarga y circulación vehicular, 240 mts² en talleres de mantenimiento, 192 mts² en sala de máquinas, 2.582,35 mts² en circulaciones, pasarela y escaleras comunes, 126 mts² en locales auxiliares, 504 mts² en salas sanitarias y 971,24 mts² de zona verde.

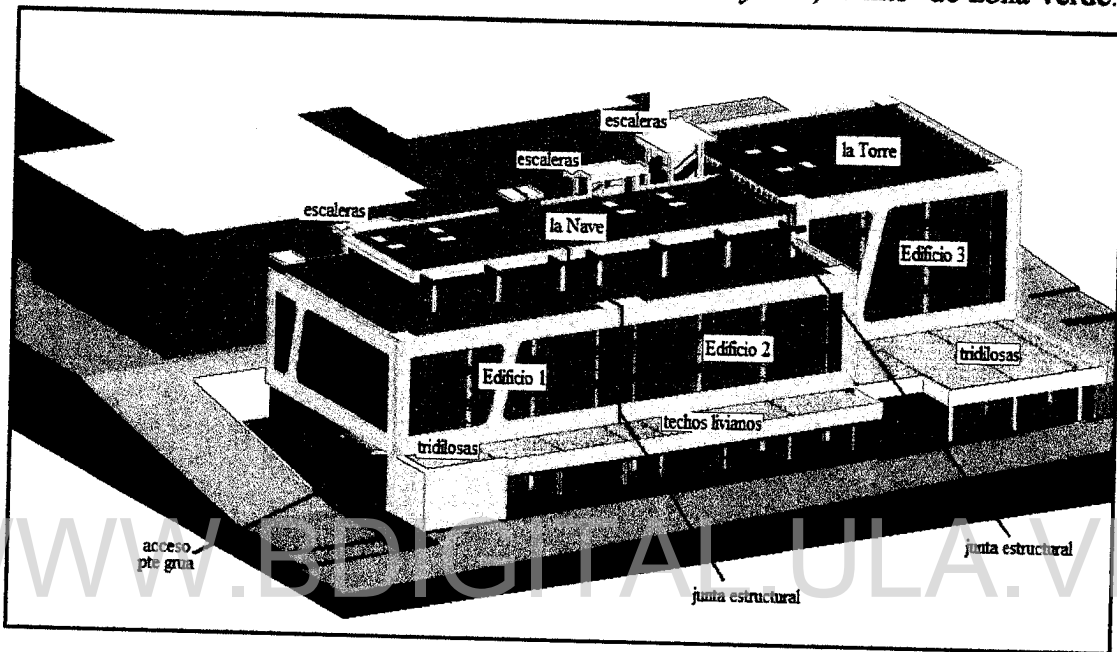


Figura 1.1, Planteamiento arquitectónico, fachada principal.

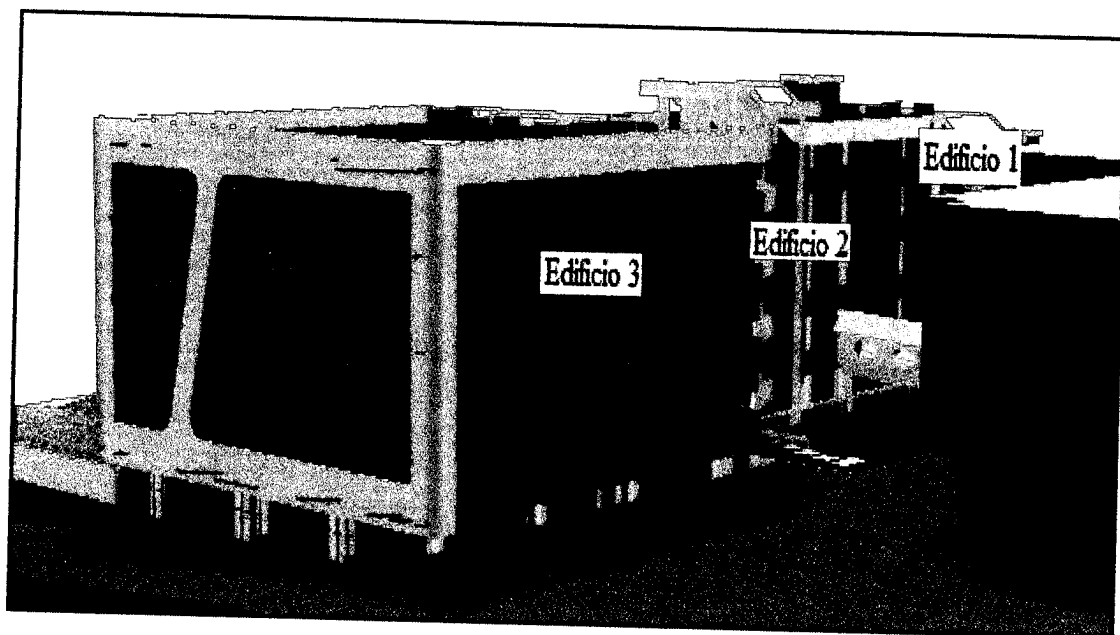


Figura 1.2, Planteamiento arquitectónico, fachada posterior.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA:

Se debe abordar un cúmulo de frentes de trabajo e investigación pero es importante resaltar los siguientes:

La iniciativa de empleo de los elementos finitos simplifica notablemente, tanto el modelado discreto de elementos como global del conjunto y mejora considerablemente el uso de tiempo de procesamiento en el análisis estructural. Es significativa la correcta ejecución de esta metodología a fin de aprovechar lo descrito, mediante acertadas simplificaciones de los modelos y apropiadas técnicas de modelado y análisis.

Debido al gran tamaño presentado en los volúmenes arquitectónicos en conjunto y la diversidad de alturas y áreas en planta de los distintos edificios o apéndices estructurales se requiere seccionar en módulos la edificación planteada a fines de reducir los tiempos de procesamientos de datos en el modelado y análisis, además de establecer claramente los comportamientos dinámicos individuales, para finalmente acoplar el conjunto mediante dimensionamiento de las separaciones de los diversos módulos controlando los desplazamientos laterales de acuerdo a normativa vigente. Se establecerá un modelado y análisis particular para el equipo de carga (puente grúa de 10m de luz y capacidad 5ton) que se ubica en planta sótano, para estudiar en detalle su comportamiento y cargas generadas.

A fin de aplicar la normativa para los elementos metálicos, deben ser realizados los modelados y análisis de los elementos metálicos portantes de cubiertas livianas en planta sótano, tanto sistema de cerchas como tridílosas.

Las normas venezolanas vigentes para elementos de concreto armado y acero estructural establecen estados límites de resistencia y servicio que deben ser controlados o verificados.

1.3 OBJETIVOS:

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

Ofrecer una propuesta del Modelado y Análisis Estructural del Edificio del Laboratorio para la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, ha ser construido en la Hechicera, Mérida, Estado Mérida.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Conocer el proyecto de arquitectura del Edificio del Laboratorio para la Facultad de Ingeniería, distinguiendo los elementos claves para el buen detallado en el modelo y estableciendo su sistema portante, líneas resistentes, discontinuidades e irregularidades estructurales para el análisis.
- Investigar y utilizar comandos básicos y complejos del software técnico basado en elementos finitos a fin de ejecutar análisis específicos apegados a las normas venezolanas como antesala para el diseño.
- Profundizar en la investigación sobre el comportamiento dinámico de las estructuras en estudio y la influencia de la morfología estructural.
- Modelar y analizar el equipo tipo puente grúa, mediante elementos finitos, determinando la magnitud y la posición de las cargas transmitidas a la estructura.
- Aplicar las Normas Covenin para diseño y análisis de concreto armado, acero estructural y edificaciones sismorresistentes, estableciendo como premisa la teoría de estados límites.

1.4 JUSTIFICACIÓN:

El análisis y el diseño han evolucionado hasta permitir menor cantidad de variables, siendo las de resistencia y rigidez las más empleadas pero con las incertidumbres propias del origen probabilístico de los mismos. En épocas recientes los estudios analíticos, tanto en concreto armado como en acero han demostrado confiabilidad y seguridad de estas técnicas. A medida que se acumula investigación rigurosa, experiencia global y se difundan los conocimientos de las fallas, confiabilidad, seguridad y evaluación de sobrerresistencia de los materiales; se irán ajustando los factores que se involucran en los sistemas estructurales clásicos y novedosos.

Recientes trabajos de investigación definen el futuro de la ingeniería estructural enfocado en el Desempeño, como paso posterior al diseño por resistencia y rigidez. Esto porque involucra explícitamente funcionalidad, seguridad, prevención y control de daños. Todo destinado a conseguir el análisis y diseño ideal con confort humano que englobe rigidez suficiente para contener deformaciones, resistencia limitada que soporte las cargas impuestas y apropiada ductilidad que controle la redistribución de esfuerzos ante el colapso prematuro de la estructura.

Los conceptos básicos de diseñar para un sismo específico, han sucumbido muchas veces ante la realidad de aceptar daños importantes a cambio de reducción de costos de mantenimiento o ahorros en inversión inicial. Es esencial el trabajo tanto a nivel de detalles como global en todas las fases de desarrollo estructural de la edificación, teniendo en cuenta fundamentalmente la experiencia comprobable y el refinado criterio del profesional responsable. Se reconocen muchas obras importantes del diseño estructural pero el proceso de origen y estudio que siguió el proyectista en cada obra permanece siempre ignorado. Los ingenieros civiles, no especialistas en estructuras, no atribuyen suficiente peso al análisis, debiendo recorrer el camino más lento de ensayo y error, empezando por formar al crítico que reconozca la desviación para luego continuar con el profesional en estructuras con suficiente experiencia con los años, en análisis estructural.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

1.5 ALCANCE Y LIMITACIONES:

La propuesta planteada al modelado se realiza con precisión de detalle y la mayor cantidad de situaciones o controles para el análisis ante cargas estáticas como dinámicas, identificando y estudiando la forma de respuesta estructural propia de la edificación planteada.

Aunque la propuesta arquitectónica está plasmada en documentación suministrada oportunamente por la Coordinación de Postgrado de Ingeniería Estructural de la Universidad de los Andes es preciso citar que existen modificaciones en cuanto a altura general de edificios y elementos estructurales suprimidos, producto del traslado de la implantación original del proyecto a otros terrenos dentro del sector de La Hechicera, Mérida, aunado a incertidumbres menores en cuanto a algunos acabados, detalles técnicos del Puente Grúa, antenas en techo y maquinarias internas en laboratorios.

Muchas de estas inquietudes se aclararon en consultas sucesivas con el Tutor y otras se propusieron con criterio profesional propio del tesista a expensas de exactitud de concepción del proyecto estructural.

CAPITULO II:

MARCO TEORICO.

2.1 ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN:

El método de los elementos finitos es un método genérico para obtener soluciones numéricas, con una precisión aceptable, a muchos problemas complejos de ingeniería, constituidos o modelados mediante continuos. A través del método de los elementos finitos se ha conseguido abordar, con eficiencia, problemas tan diversos como el análisis estructural, la transferencia de calor, el flujo de fluidos y los campos eléctricos, entre otros.

Existen infinidad de diseños de edificaciones con fundamentos de análisis basados en elementos finitos, transitando desde investigaciones para evaluación estructural de edificaciones existentes importantes, pasando por la rehabilitación y reforzamiento de edificios históricos, puentes emblemáticos no tradicionales, diques y presas grandiosas, estructuras con elementos pre o pos-tensados únicos, edificaciones de gran altura (rascacielos) y ultimamente investigaciones de curvas de fragilidad y diseño por desempeño. De este último y novedosos método se requiere la determinación con precisión de las demandas sísmicas y cotejar los resultados de la demanda real con los permitidos para cada nivel de desempeño planteado.

En nuestro país, se ha asumido la incorporación de la demanda sísmica en forma de espectros de diseño, es decir reducir el espectro elástico mediante el factor R y obligar a las estructuras a incursionar en rango inelástico en ocurrencia de sismos severos siempre que sea suficientemente dúctil la misma, lo que incrementa la necesidad de análisis precisos y sofisticados de la respuesta estructural.

La construcción y por tanto el proyecto, de una edificación nueva, independientemente del material constructivo, se regula por un marco de Normas suficientemente actualizadas que define diversos estados límites, que ubican a la

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

estructura en diseño en la frontera de la Norma aplicada con la superación de algunos parámetros de uso o seguridad ante el colapso.

Son innumerables los proyectos enfocados con esta metodología de trabajo ingenieril con asistencia de computación de vanguardia, pudiéndose mencionar a nivel local importantes obras contemporáneas como el Centro Comercial La Vela, en Porlamar, Estado Nueva Esparta, donde se empleo Etabs en fase inicial y luego SAP2000 para detallado, también el Centro Comercial Sambil en Punto Fijo, Estado Falcón donde se generó y analizó el modelo con SAP2000, la estación Rinconada y el sistema de Teleférico del Sistema Metrocable en el Distrito Capital, Caracas, modelado y diseñado con SAP2000.

Así como trabajos investigativos destinados a evaluar estructuralmente una obra existente e histórica como lo es la Catedral de la Asunción, Estado Nueva Esparta la cual fue analizada a profundidad con SAP2000, el ya desaparecido Viaducto 1 autopista Caracas- La Guaira, modelado y analizado con ABAQUS en fase de revisión de cargas y desplazamientos, y las escuelas de tipo Cajetón en Cariaco y Casanay, Estado Sucre que fueron evaluadas, rehabilitadas o se efectuaron trabajos de vulnerabilidad sísmica para detectar conductas y anomalías estructurales con programas de elementos finitos (SAP2000) posterior al terremoto de 1997.

A nivel internacional son emblemáticas obras como Torre Caja Madrid, Madrid, España, edificio Taipéi 101 en Taiwán, el estadio de Los Dallas Cowboys en Arlington estado de Texas en EEUU, Aeropuerto Intercontinental George Bush en Houston estado de Texas EEUU, Torre Millennium, Dubái Emiratos Árabes Unidos, Torre Dubái o Burj Dubái en Dubái Emiratos Árabes Unidos, Torre Sears ahora Torre Willis en Chicago estado de Illinois EEUU, Nuevo Beijín Poly Plaza, Beijing China, edificio del New York Times en Midtown distrito de Manhattan, New York EEUU y

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Hotel Resort Palazzo y Casino en las Vegas estado de Nevada, EEUU todos modelados y diseñados con técnicas de elementos finitos a través de ETABS, SAP2000 Y SAFE.

2.2 BASES TEORICAS:

Se plantean a continuación algunos conceptos teóricos y específicos concernientes al desarrollo de Trabajo Especial de Grado en el tema de ingeniería estructural necesarios para la correcta interpretación de muchos planteamientos:

2.2.1 INGENIERIA ESTRUCTURAL:

El termino ingeniería estructural se aplica a la especialidad de la ingeniería civil que permite el planeamiento y el diseño de las partes que forman el esqueleto resistente de las edificaciones más tradicionales como edificios urbanos, construcciones industriales, puente, estructuras de desarrollo hidráulico y otras.

La actividad profesional del ingeniero estructural se inicia con un bosquejo arquitectónico de la futura edificación, en el cual se comienzan a definir las dimensiones generales tanto en planta como en alzado. Compara las alternativas referentes al material básico de construcción: la conveniencia de usar concreto reforzado o pre-esforzado, acero, madera, mampostería confinada o reforzada, aluminio u otras posibilidades más recientes. Asimismo define previamente las dimensiones longitudinales y transversales de los elementos estructurales. En la ingeniería estructural de las obras urbanas, el trabajo entre arquitectos e ingenieros resulta a menudo inseparable. Definidas las características geométricas preliminares se pasa al proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales: dimensiones de las vigas y columnas, características de la cimentación, definición de escaleras, muros de contención, posición de ductos de aire acondicionado. Luego se evalúa las cargas gravitatorias que soportará la edificación: cargas permanentes,

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

cargas variables, sismo y/o viento. El ingeniero a cargo debe analizar las fuerzas de reacción y deformaciones del esqueleto resistente debido a las cargas. Para esto muchos ingenieros disponen de programas computarizados en sus oficinas para la solución de los problemas corrientes.

Algunos de los programas empleados tienen capacidades gráficas que generan dibujos de las fuerzas internas y deformaciones para muchos estados de carga. Si las fuerzas internas (torsión, momento flector y cortante) obtenidas del análisis resultan compatibles con las deformaciones se supone terminada la primera fase del procedimiento. Se pueden cometer errores al confiar demasiado en los resultados automatizados. Si algo falla y no hay quien revise el producto automatizado puede haber consecuencias como pérdidas humanas y de capital. Luego se procede al refinamiento del diseño: se trata de llegar a un modelo que resulte de modo razonable más económico y funcional; al decir razonable se quiere decir que se tenga en cuenta la facilidad constructiva de lo que se analiza y se diseña.

2.2.2 MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL:

Se define por modelado el proceso por el cual se genera una idealización matemática que pretende representar el comportamiento real de la estructura a construir. Se involucran los siguientes aspectos básicos: geometría estructural, propiedades de materiales, magnitud, ubicación y tipo de cargas, diversidad de elementos a representar, conexiones o juntas entre elementos, vínculo mediante apoyos y la interacción de la estructura con los medios que la rodean.

Se resume como una técnica de estudio que permite un análisis completo de la estructura recogiendo la acción de los diferentes elementos estructurales de forma directa, al mismo tiempo que posibilita el análisis de todos los modos de falla. A cambio, exige un alto grado de conocimiento de las propiedades constitutivas de la

estructura, uniones e interfaces. Posibilita el análisis modal; permite contemplar el comportamiento biaxial, con diferentes grados de aproximación, aunque, la mayoría de los programas actuales incorporan modelos con comportamientos anisótropos.

Con el gran poder de cómputo que se tiene en estos días, el ingeniero dispone de grandes ventajas para poder llevar a cabo su misión y abordar cada día retos más ambiciosos en la solución de nuevos problemas, cuyos aspectos políticos, económicos, científicos o tecnológicos pueden tener un mayor impacto en la mejora de la calidad de vida del hombre. Encontramos así aplicaciones de los métodos numéricos en los ámbitos más diversos desde sectores tecnológicos tan clásicos como la ingeniería estructural o la aerodinámica de aviones, hasta aplicaciones más sofisticadas como ingeniería de alimentos, ingeniería médica y diseño de fármacos, entre otros.

En la actualidad, gracias a la gran evolución que han tenido los métodos numéricos y su implementación en potentes computadoras, es posible, por ejemplo, modelar el choque de un vehículo o hacer el análisis aerodinámico estructural de un avión, resolviendo en cada caso sistemas algebraicos de ecuaciones con varios cientos de miles (a veces de millones) de incógnitas.

Este tema del modelado en términos generales no es desarrollado ni regulado por la Normativa sísmica de Venezuela ni de otros países.

2.2.3 ANALISIS ESTRUCTURAL ASISTIDO POR COMPUTADORAS:

Se debe comenzar por definir el Diseño Estructural como el proceso técnico que, partiendo de los datos propios del objeto a proyectar y construir, una edificación por ejemplo, permite proponer un sistema estructural completo, estable, permanente y factible. No significa esto minimizar la importancia al proceso previo de Análisis, al contrario, hoy es inexcusable una comprobación racional del comportamiento de la estructura; sino que se ubica en su justo lugar.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

El análisis estructural es siempre una verificación de lo que se proyecta, muchas veces no sólo en modelado sino hasta en dimensiones de secciones. Se supone una idea estructural, un esquema de disposición de piezas y una distribución de esfuerzos implícita, con antelación. Estas son las etapas preliminares del proceso de diseño.

El análisis de la respuesta sísmica de una estructura ha adquirido una especial importancia tanto para el diseño sísmico de edificios como para la predicción del daño causado por los terremotos.

Los inconvenientes presentados en décadas pasadas con el tiempo de dedicación al análisis estructural se anularon con la aparición de las computadoras. Estas se han convertido en los impulsores del análisis estructural, incrementando velocidad y certidumbre en las soluciones. Aquí se debe hacer una reflexión para inducir al ingeniero estructural a utilizar las computadoras en el diseño estructural, estimulando la capacidad creativa del profesional estructural antes de aplicar incluso la capacidad resolutoria de las máquinas ya que estas resuelven pero no diseñan, ni proponen como podemos realizar en el arte del diseño estructural.

2.2.4 RESPUESTA ESTRUCTURAL:

El objetivo del diseño de una obra civil, en particular de su estructura resistente, es lograr un comportamiento satisfactorio durante el tiempo de su vida útil, por tanto la respuesta es el resultado como conducta global de la propuesta estructural posterior al análisis mediante las acciones solicitantes que genere confiabilidad, pudiéndose clasificar según el tipo de carga a la cual estén sometidas o por el tipo de respuesta que presente.

Las cargas pueden ser estáticas o dinámicas; las cargas dinámicas dependen del tiempo, de la posición y de su magnitud. La respuesta de una estructura, a su vez,

puede ser estática o dinámica, si es dinámica actuarán en la estructura fuerzas de inercia, pudiendo estar presentes además fuerzas disipadoras de energía.

En problemas con acciones sísmicas el comportamiento estructural es dinámico y fuertemente no lineal, entonces se debe recurrir a técnicas de simulación para evaluar la confiabilidad del sistema, porque no es posible establecer una relación explícita entre las variables básicas y la respuesta estructural para formular los estados límites.

El estudio de las respuesta estructural en muchos caso puede ser con fines investigativos, como los relacionados con edificaciones con diversas patologías de daños post-sísmicos que se analizan mediante modelos matemáticos con fines comparativos o estructuras que se estudian mediante modelos simples de un grado de libertad a fin de identificar comportamientos reales asumidos como conductas del modelo simple, incluyendo análisis dinámicos o con diferentes tipos de configuración estructural y conducta elástica o inelástica.

Las evaluaciones de estructuras existentes y los procesos de rehabilitación, reforzamiento, reparación o rigidización, pasan por un proceso de estudio de la respuesta estructural a fondo mediante modelado y revisión real, detectando las zonas de concentración de esfuerzos así como las debilidades, producto por ejemplo de la configuración de la estructura, que generan posibles colapsos ante sismos severos. Otro caso es el relativo a investigaciones y desarrollos técnicos sobre utilización de aisladores o amortiguadores de varios tipos, donde se incorpora la respuesta previa y posterior a la incorporación del dispositivo disipador de energía.

También se realizan tratados de respuesta sísmica en estructuras esenciales, tales como puentes con edad elevada y evidencias de riesgo.

Finalmente, es común el estudio de la respuesta en edificaciones tradicionales (edificios y casas) con el fin de analizar las conductas y establecer límites o parámetros correspondientes a normas vigentes.

2.2.5 ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL:

En los últimos años la vulnerabilidad estructural ha tomado un gran interés en la ingeniería estructural dada la gran ausencia de grandes sismos y con esto la probabilidad de ocurrencia de sismos de gran magnitud mayor. Nuevos métodos para la respuesta estructural y el daño esperado han sido propuestos, así como, estudios de atenuación han sido llevados a cabo en las ciudades Importantes.

El estudio de la vulnerabilidad sísmica de una ciudad, estado o distrito podría ser usado tanto para calcular el índice de daño, establecer curvas de fragilidad o para el cálculo de pérdida máxima probable.

El estudio de vulnerabilidad sísmica de las estructuras de una determinada ciudad presenta los siguientes retos: Determinar el tamaño de la muestra a analizar, plantear las tipologías de las estructuras, establecer los usos de las edificaciones, cuantificar las irregularidades, establecer el estado de conservación de las estructuras. Este método está orientado a determinar: El Índice de Daño y la Máxima Perdida Probable, cantidades de interés para las Compañías de Seguros.

2.2.6 EVOLUCION DE NORMAS Y FUNDAMENTOS TEORICOS:

Tanto la ingeniería sísmica como la sismología son áreas de desarrollo relativamente reciente, que comienzan empíricamente y luego se establecen con carácter científico. La sismología se desarrolla principalmente desde finales del siglo XIX. La escala de intensidad de Mercalli proviene de 1903, luego mejorada sucesivamente. Los estudios sobre el origen de los sismos (fallas y placas) surgen en 1906, y con el tiempo han conducido a la teoría de la Tectónica de Placas. Es a partir de 1935 que Richter plantea la escala de magnitudes, y con Gutenberg establece las leyes de la tasa de ocurrencia de sismos hacia 1942. La ingeniería sísmica por su parte evoluciona en directa interacción con las normas Sismorresistentes, siempre algo más atrasadas. A continuación, algunos hitos de este proceso:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

En 1900, Omori suponía una respuesta de la edificación con fuerzas inerciales proporcionales a las masas, pero aun tras el terremoto de San Francisco (1906), con carácter antisísmico, se estipularon fuerzas de viento, o sea proporcionales al área externa y no a las masas. No obstante en Italia y en Japón se especifican coeficientes sísmicos (C_s) tras los grandes terremotos de 1908 y 1923 respectivamente; en California, EEUU, se adoptaron después del sismo de Santa Bárbara (1925). Estas fuerzas eran a nivel de servicio, con C_s entre 7,5% y 10%.

El concepto de Espectro de Respuesta desarrollado por Benioff (1934), Biot (1941) y Housner (1952), y estimulado por registros acelerográficos (sismo El Centro 1940), conduce a una mayor precisión en la evaluación de la respuesta sísmica. En cuanto a EEUU, se ve que entonces la normas incorporan las propiedades dinámicas de las edificaciones: en Los Ángeles (1943) se relaciona C_s con el número de pisos (≤ 13) de los edificios (para $C_s = 7\%$ a 13%) y se distribuyen las fuerzas con la altura. Luego en San Francisco (1948) se estiman los periodos empíricamente, con la limitación de $C_s = 2\%$ a 6% .

En la década de los 60's se plasman numerosos estudios sobre la conducta no lineal de las estructuras y el carácter probabilístico de la amenaza sísmica (N. Newmark y otros, con un valioso aporte de Latinoamérica: E. Rosenblueth, A. Arias, V. Bertero). La influencia del tipo estructural se registra en la Norma de la SEAOC (1959) en la fórmula $V = K.C.W$ con el factor K ($2/3$ a $4/3$: pórtico \rightarrow muros), con el máximo $C_s = K.C$ entre 7% y 14% el cual decae con el periodo. Sin embargo no se incluyen requisitos especiales de diseño. Recomendaciones de detallado sismorresistente para concreto armado aparecen en 1961 y son acogidas por la SEAOC (1966) y en el código 318 del ACI (1971).

En la década de los 70's se modifica dicha fórmula a $V = Z.I.K.C.S.W$, asignando al perfil del suelo, la importancia de uso y la zona sísmica en S, I y Z respectivamente

(máx. $C_s = 9\%$ a 19% para $I=1,00$, manteniendo cargas de servicio) y se estipularon límites de deriva. Pero iba siendo claro que el antiguo formato convenía actualizarlo, ponerlo en términos de cargas límites y hacer mas explícitos los problemas implicados, aparte de aumentar los requisitos de detallado. En consecuencia, desde 1972 se desarrollo el esfuerzo cooperativo del ATC para generar un modelo más coherente de normativas (1978): se reafirmaron los Espectros de Diseño junto con otros criterios, los cuales influyeron ampliamente en Latinoamérica y han venido imponiéndose en los años recientes en la ASCE, AISC y otros.

Las estructuras de acero han preocupado menos que las de concreto armado, por ser normalmente más dúctiles y predecibles. Con todo, se estudiaron intensivamente desde los fines de los 60's, produciéndose recomendaciones generales. Pero solo es en 1992 que el AISC emite una normativa para detallado sismorresistente ligada a procedimientos de diseño con factores de carga y resistencia (LRFD). Otros desarrollos de los códigos son también importantes, como el de la AASHTO para puentes, el de la API para instalaciones petroleras, la ASCE para instalaciones civiles y la BSSC para seguridad sísmica de edificios.

Por otro lado, la investigación sísmica ha seguido expandiéndose considerablemente y sus logros conducen a la propuesta e implementación de nuevos criterios. Ultimamente se viene insistiendo en la necesidad de tratar más claramente los distintos estados de desempeño requeridos y en la conveniencia de evaluar mejor los efectos inelásticos (evaluación de daño).

En nuestro país las normas MOP (1947) especificaban un $C_s = 5\%$ en la cadena montañosa, duplicado en los alrededores de Cumaná ($C_s = 10\%$). Tras el sismo de El Tocuyo (1950), en 1955 se modifica el mapa asignando el coeficiente máximo al Táchira, Lara y Sucre, (aunque no a la zona central: máximo $C_s = 6,7\%$) y se especifican fuerzas variables en elevación según el número de pisos, (igual a Los

Ángeles, 1943). Siguen ausentes los tipos estructurales, la distribución horizontal de fuerzas, los límites de derivas, y el detallado especial.

El sismo de El Tocuyo no influyó excesivamente en la práctica profesional, ya que fueron afectadas sobre todo viviendas de mampostería y edificaciones antiguas, de poca altura. Distinto fue el sismo de Caracas (1967), cuando se desplomaron varios edificios modernos y muchos otros fueron dañados, imponiéndose un serio cuestionamiento a la práctica ingenieril de la época.

Se publica entonces la Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas. Donde por fin un mapa de zonificación es producto de estudios sismológicos (Fiedler, Observatorio Cagigal). Se establece la clasificación de tipos de suelos, estructuras y usos de la edificación en función de los cuales se especifica C_s (máximo 0,15). Fundamentales fueron el Control de Derivas $\leq 2\%$ con carga de servicio, el detallado especial del nodo de los pórticos de concreto armado, distribución vertical y horizontal de fuerzas y efectos torsionales, entre otros. Grave ausencia fue la no consideración de Espectros de respuestas, que junto al análisis dinámico originó errores de aplicación de la norma. Los requisitos de ductilidad, siendo un avance de la época, resultaron insuficientes ante la evolución de la práctica constructiva (como fue el caso de los edificios “tipo túnel”).

La comunidad profesional reclamó justamente una Norma más completa, lo que condujo a la COVENIN 1756 – 82. Fue elaborada en FUNVISIS incorporando recomendaciones internacionales e investigaciones nacionales. De esta manera el comportamiento dinámico e inelástico de las estructuras es considerado en todas las instancias: en las fuerzas del análisis con los espectros de diseño, en el control de derivas, en las combinaciones de carga y en las exigencias de detallado. Además se incluye un mapa de zonificación con criterios probabilísticos se desglosan los métodos de análisis, se clasifican las irregularidades y se incluyen comentarios para orientación profesional.

Otro gran avance ha sido el desarrollo de Normas o Guías específicas para la industria petrolera y eléctrica. Su importancia radica en el hecho de que muchas instalaciones industriales no pueden tratarse como edificaciones comunes, dado su peculiar riesgo y por utilizar estructuras de distinta ductilidad.

2.2.7 JUNTAS ESTRUCTURALES – ASPECTOS:

Las juntas estructurales se presentan cuando una edificación se construye adyacente a otra; ya sea que forme parte o no del mismo volumen, función, y configuración estructural. Estas juntas típicamente crean una separación entre los sistemas de paredes, pisos y techos; y acomodan y separan de manera funcional las instalaciones, ductos y otros elementos dentro del edificio.

El diseño de juntas es complejo y debe incluir el esfuerzo de todo el equipo de trabajo involucrado en el diseño, de tal manera que aseguren el tamaño adecuado de la junta, su localización y tipo a efecto de proveer seguridad y protección contra movimientos que pudieran afectar de manera negativa el sistema estructural y otros componentes.

Las juntas en la mayoría de los casos tienen costos significativos y arquitectónicamente son indeseables por lo que hay que tratarlas con mucha discreción.

2.2.8 DISIPACION DE ENERGÍA:

Siempre que se utilice un modelado en rango elástico con análisis lineal para la respuesta dinámica, simplificado a un espectro de respuesta reducidos (R) o espectro de diseño que se fundamenta en la capacidad dúctil del conjunto estructural o un análisis inelástico de la respuesta estructural, se disipará energía mediante la generación de daño en la estructura. Otra forma de disipar energía es considerar espectro de diseño pero con la razón de amortiguamiento referido al valor crítico.

Una alternativa para prevenir los daños generados por incursión en rango inelástico es incorporar mecanismos de disipación de energía o fusibles estructurales en sitios

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

estratégicos de la edificación, alterando la propiedad dinámica de amortiguamiento del sistema estructural mediante la absorción de las vibraciones inducidas al sistema estructural por la excitación sísmica, con esto se reducen sustancialmente las deformaciones y esfuerzos actuantes.

2.2.9 ESPECTROS DE RESPUESTA Y ESPECTROS DE DISEÑO:

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. El concepto de los espectros comenzó a gestarse gracias a una idea; Kyoji Suyehiro, Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Unos años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva (lo que hoy conocemos como espectro de desplazamiento elástico) cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto. Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica.

Actualmente, el concepto de espectro de respuesta es una importante herramienta de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sismorresistente. En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Se debe aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

Para fines de diseño es suficiente con calcular la máxima respuesta dinámica y no la historia de la misma. Es por esto que las normas especifican el uso de los Espectros de Respuesta en lugar de exigir el uso de historias de la aceleración del terreno o acelerogramas. Este tipo de registros es solicitado cuando se realizan análisis inelásticos.

Por otro lado los Espectros de Diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos y se pueden explicar con el hecho de que las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta, tanto elástica o inelástica, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente.

Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona.

Es muy importante diferenciar los Espectros de Respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y Espectros de Diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar.

2.2.10 EFECTOS P-Δ:

Es muy importante la verificación del efecto de las cargas gravitatorias sobre la posición deformada de la estructura. La normativa actual venezolana contempla la determinación de un coeficiente de estabilidad (θ) que se controla con valores límites, generando redimensionamiento de elementos, consideración del efecto P-Δ como incremento de las solicitaciones y desplazamientos o ignorarlo en el análisis estructural. Este efecto, llamado también efecto de segundo orden puede ser incorporado en el análisis estructural que se realiza con software de elementos finitos tipo ETABS o SAP2000.

2.2.11 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Con el fin de establecer el método de análisis apropiado, es necesario identificar las estructuras con una predicción confiable de los efectos de la acción sísmica empleando métodos aproximados de análisis y que se deslinden de las estructuras que ameriten análisis más rigurosos y complejo. Todos estos métodos de análisis están basados en la suposición según la cual las respuestas o efectos inelásticos pueden ser adecuadamente incorporados mediante un análisis lineal del sistema resistente a demandas sísmicas con el uso de espectros de respuesta elástica reducida.

En esencia, las investigaciones y las Normas Sismorresistentes Venezolanas establecen dos formas de configuración estructural: estructuras regulares, que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales y estructuras irregulares, aquellas que presentan irregularidades en planta y/o irregularidades en altura, desarrollando una distribución de solicitaciones diferente a las regulares, en las que tiende a uniformizarse. A partir de esto la irregularidad las justifican ciertos patrones estructurales conocidos: *Irregularidades Verticales*: Entrepiso blando, entrepiso débil, distribución irregular de masas, aumento de masas con elevación, variaciones de la geometría, esbeltez excesiva, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, falta de conexión entre miembros verticales y efecto de columna corta.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Irregularidades en Planta: Gran excentricidad, riesgo torsional elevado, sistema no ortogonal y diafragma flexible.

2.2.11 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES:

Muchas normas internacionales y específicamente la Norma Venezolana Covenin 1756-2001, establece cuatro (4) tipos de sistemas estructurales basados en los componentes del sistema resistente a sismos, siendo posible la combinación a la vez:.

Los sistemas resistentes Tipo I, se caracterizan por poseer líneas resistentes conformadas por pórticos, los cuales deben ser analizados y detallados con zonas cedentes localizadas y capaces de redistribuir solicitaciones eficientemente. Las cargas gravitatorias y las acciones sísmicas son soportadas por las columnas y vigas.

Se definen los sistemas Tipo II, como sistema combinado del Tipo I y Tipo III, siendo capaces de resistir las acciones sísmicas con la acción conjunta de los pórticos dúctiles y los muros estructurales (o pórticos diagonalizados). La redistribución de solicitaciones es mayor que en los Tipo III. Son muy empleados en edificaciones muy altas que requieran rigidez aportada por los muros estructurales.

En cuanto a los sistemas Tipo III, la capacidad de resistir sismos es mediante pórticos diagonalizados o muros de concreto. En estos sistemas es evidente la disminución de capacidad para redistribuir las acciones actuantes ante falla local, por tanto el colapso de algún componente tipo muro o pórtico con diagonal, compromete seriamente la estabilidad de la edificación.

Finalmente, los sistemas Tipo IV se caracterizan por no poseer diafragmas rígidos y no son capaces de distribuir fuerzas sísmicas hacia los elementos verticales. Se incluyen sistemas con una sola columna o fila de ellas y sistemas con losas sin vigas denominados diafragmas flexibles.

2.3 REFERENCIAS NORMATIVAS:

Las Normas que se consideran en el presente trabajo son:

- Norma COVENIN 1756-2001, Edificaciones Sismorresistentes, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma COVENIN 1753-2006, Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma COVENIN 1618-98, Estructuras de Acero para Edificaciones, Método de los Estados Límites, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma COVENIN 2002-1988, Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma COVENIN 2003-1989, Acciones del Viento sobre las Construcciones, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma COVENIN 3510-1999, Equipos de Izamiento. Grúas Puente y Pórtico, Fondonorma, Caracas, Venezuela.
- Norma ACI 318-2005, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario Versión Español, American Concrete Institute 2005, Detroit, Michigan, USA.
- Norma AISC-LRFD 1999, Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction 1999, Chicago, Illinois, USA.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CAPITULO III:

METODOLOGIA DEL TRABAJO.

El objetivo definitivo de alcanzar el diseño óptimo para la estructura del Edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes se divide en dos partes fundamentales:

- 1.- MODELADO Y ANALISIS ESTRUCTURAL.
- 2.- DISEÑO ESTRUCTURAL.

El presente trabajo contempla la primera de las etapas citadas, **MODELADO Y ANALISIS ESTRUCTURAL**, involucrando la investigación de tipo **DESCRIPTIVO** mediante el conocimiento detallado del proyecto arquitectónico suministrado por la Coordinación de Postgrado de Ingeniería Estructural, determinando los ejes estructurales, las alturas de entresijos, las cotas de implantación de la edificación, los acabados en pisos, paredes y losas, la ubicación de escaleras, equipos especiales, juntas de dilatación propuestas arquitectónicamente, etc. Además de incluir en el análisis estructural, los diversos requerimientos de las Normas Covenin, tanto en concreto armado como acero estructural, en cuanto a los estados límites de resistencia, servicio y estabilidad, entre otros.

Al emplear la herramienta de Elementos Finitos aplicada con el software SAP2000, que ofrece un instrumento práctico de modelado, análisis y diseño estructural tanto en estructuras elementales hasta las complejas, se puede lograr la resolución estructural confiable y expedita de toda o parte de la estructura analizada.

El conocimiento en el uso y aplicación del software citado proviene de su empleo en las labores profesionales cotidianas del autor, luego de la inducción obtenida durante la escolaridad del presente estudio de postgrado en sus diversas materias. No descartando innumerables inconvenientes encontrados durante la preparación del presente trabajo de modelado y análisis, que ameritaron dedicación e investigación sobre tópicos muy específicos del programa SAP2000.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

3.1 MODELADO:

La representación más precisa y fiel a la propuesta arquitectónica se realiza en esta fase del modelado, llegando a evidenciar la integridad de la edificación tanto en aspecto, dimensiones, volumetría, conformación de elementos estructurales (tipo columna, viga o losa), diversidad de tipos de carga, materiales estructurales y efecto de los equipos especiales.

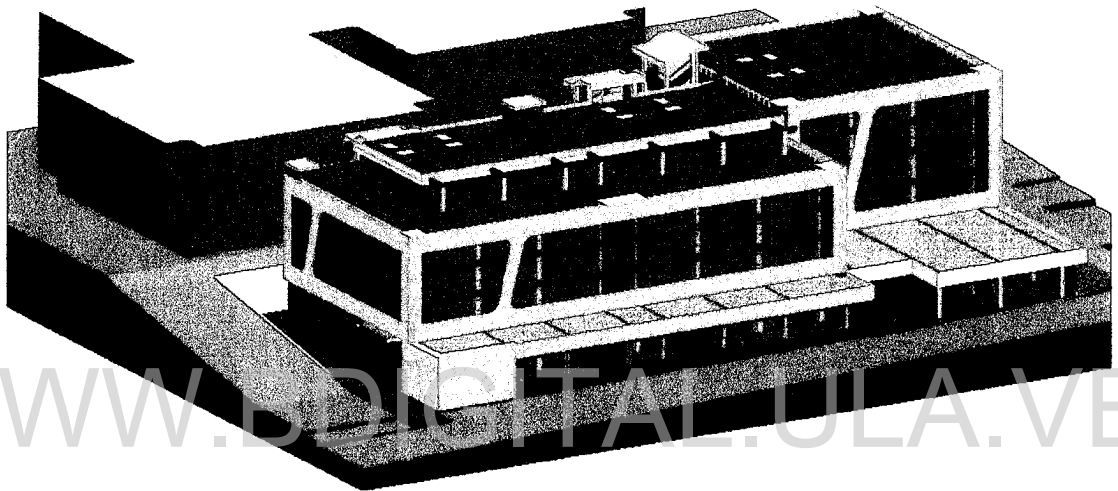


Figura 3.1, Esquema 3D diseño arquitectónico.

El modelado puede ser tan complicado y detallado como el profesional de la ingeniería lo requiera, arrastrando consigo la desventaja del uso de tiempo de trabajo y salida extensa de resultados del programa. Con la aparición de equipos de computación más poderosos y veloces, esta desventaja de los programas basados en elementos finitos como el SAP2000 puede ser minimizada, sacrificando menos tiempo en el análisis del modelo propuesto. Quedando por parte del profesional estructural el buen criterio analítico y las decisiones en cuanto diseño definitivo.

3.1.1 MALLADO DE EJES O GRID:

Como proceso general del modelado del Edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes (figura 3.1), se establecen los ejes de

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

coordenadas “grid” según el proyecto arquitectónico (figura 3.3), once (11) ejes alfabéticos en sentido X para ejes globales en SAP2000, doce (12) ejes numéricos en sentido Y para ejes globales en SAP2000, diez (10) ejes para cotas en sentido Z para ejes globales en SAP2000 a demás de innumerables sub-ejes y sub-cotas en cada sentido a fin de facilitar el proceso de dibujo de los puntos, elementos y áreas, fijando las intersecciones donde existan las juntas estructurales “joint” entre columnas, vigas, losas y muros (representadas como elementos “frames” y “shell” en SAP2000) de diversas dimensiones y espesores según sea el caso (figura 3.2).

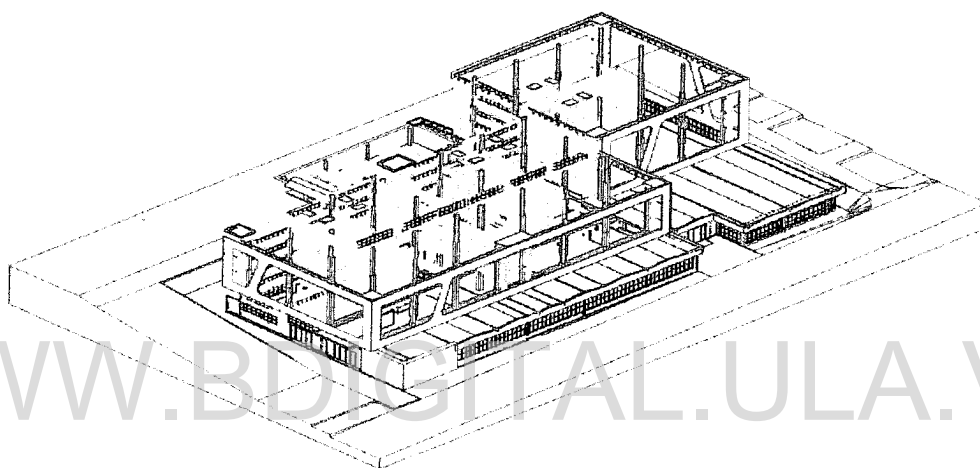


Figura 3.2, Diseño arquitectónico en Autocad 3D.

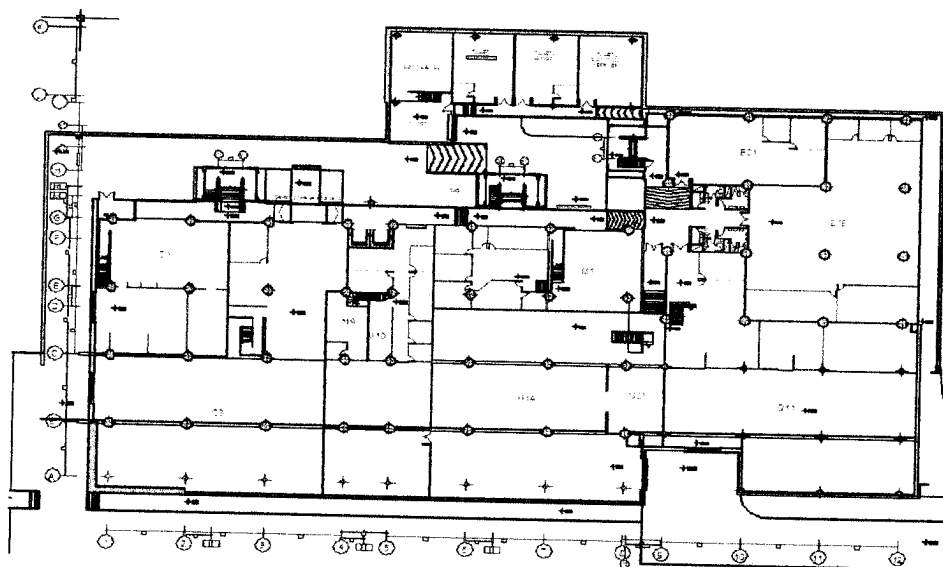


Figura 3.3, Detalle de ejes “grid” en planta sótano arquitectura original.

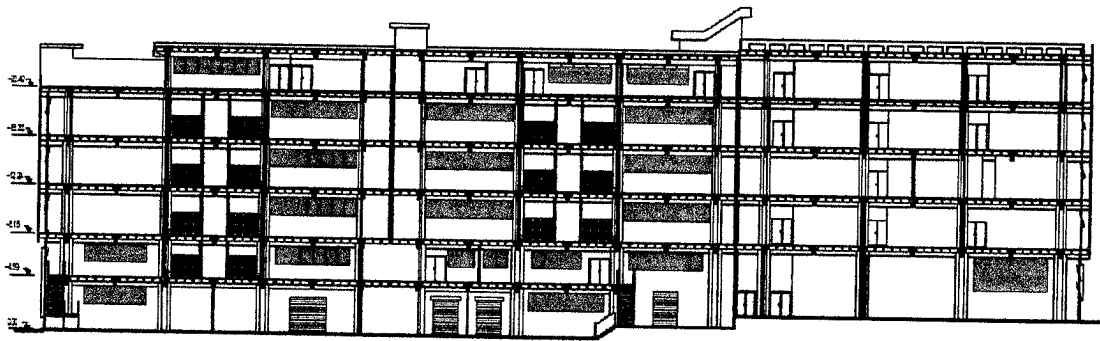


Figura 3.4, Detalle de corte 1B ejes alfabéticos arquitectura original.

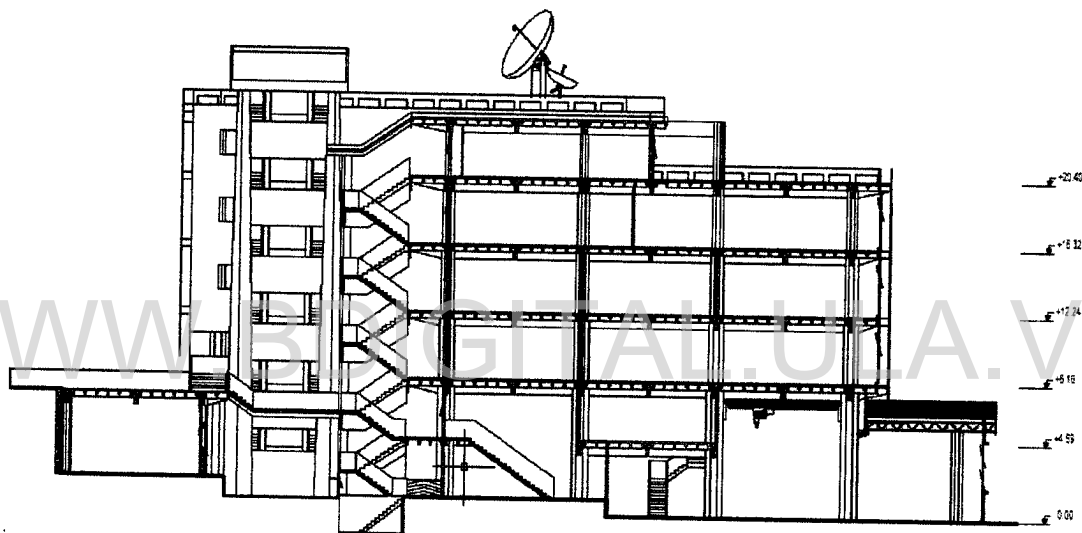


Figura 3.5, Detalle de corte 3B ejes numéricos arquitectura original.

3.1.2 TECHOS LIVIANOS ANEXOS:

Los apéndices estructurales de techos metálicos en planta baja de fachada principal se modelan con perfiles metálicos nacionales, simples y compuestos, en forma de cerchas Warren y Fink (derecha en figura 3.5). Los elementos tipo tridilosa se plantean con perfiles tipo cabilla lisa nacional y las vigas metálicas en carrileras principales del puente grúa se modelan con perfiles importados tipo H.

3.1.3 COMANDOS SAP2000:

Se emplean los comandos básicos en ambiente Windows y los específicos para el modelado, análisis y diseño estructural del SAP2000, tales como:

En el Menú FILE:

IMPORT: Permite incorporar modelo con sus propiedades al proceso actual.

EXPORT: Genera archivo para posteriormente importar.

En el menú EDIT:

REPLICATE: Copias repetidas en patrón lineal, radial o espejo.

EXTRUDE: Generar un Frame a partir de un Joint y un Shell a partir de un Frame.

EDIT: Modificar características de un Joint, Frame o Shell.

SHOW DUPLICATES: Muestra elementos duplicados o repetidos.

CHANGE LABELS: Modifica la numeración de variables involucradas, elementos, cargas, etc.

Para los Joints (juntas estructurales):

RESTRAINTS: Permite modificar los grados de libertad de las juntas.

CONSTRAINTS: Modifica el comportamiento del punto en conjunto con otros.

Para los Frames (columnas, vigas, perfiles):

INSERTION POINT: Desplazar el centroide de la sección para ubicarlo donde corresponde en secciones compuestas.

LOCAL AXES: Permite manipular los ejes locales de cada sección.

RELEASE: Liberar restricciones en extremo de los frames.

AUTOMATIC FRAME MESH: Dividir a discreción el elemento lineal.

Para los Shell (losas, escaleras, muros, escalones)

REVERSE LOCAL 3: Invertir eje local 3 (perpendicular al plano del área).

LOCAL AXES: Permite manipular los ejes locales de cada sección.

AUTOMATIC AREA MESH: Dividir a discreción el área.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

A su vez los SHELL (áreas) se distribuyeron como:

MEMBRANE: Áreas con deformación solo en su plano.

SHELL THIN: Áreas con deformación fuera de su plano y espesor fino ($L/h > 20$) y se desprecian las deformaciones por corte.

SHELL THICK: Áreas con deformación fuera de su plano y espesor grueso ($L/h < 20$) y considera las deformaciones por corte.

Obteniéndose el modelo total de todos los módulos de la estructura tanto en concreto armado y acero estructural, como a continuación se detalla:

3.1.4 MODELADO DE LOSAS:

La totalidad de las losas de los módulos principales de los tres edificios, así como el modulo taller en forma de losa reticular con nervios en dos direcciones (tipo casetón) detallándola con nervios, vigas principales, vigas secundarias, vigas en volado y loseta superior (figura 3.6). Apoyados sobre columnas de concreto circulares de varios diámetros.

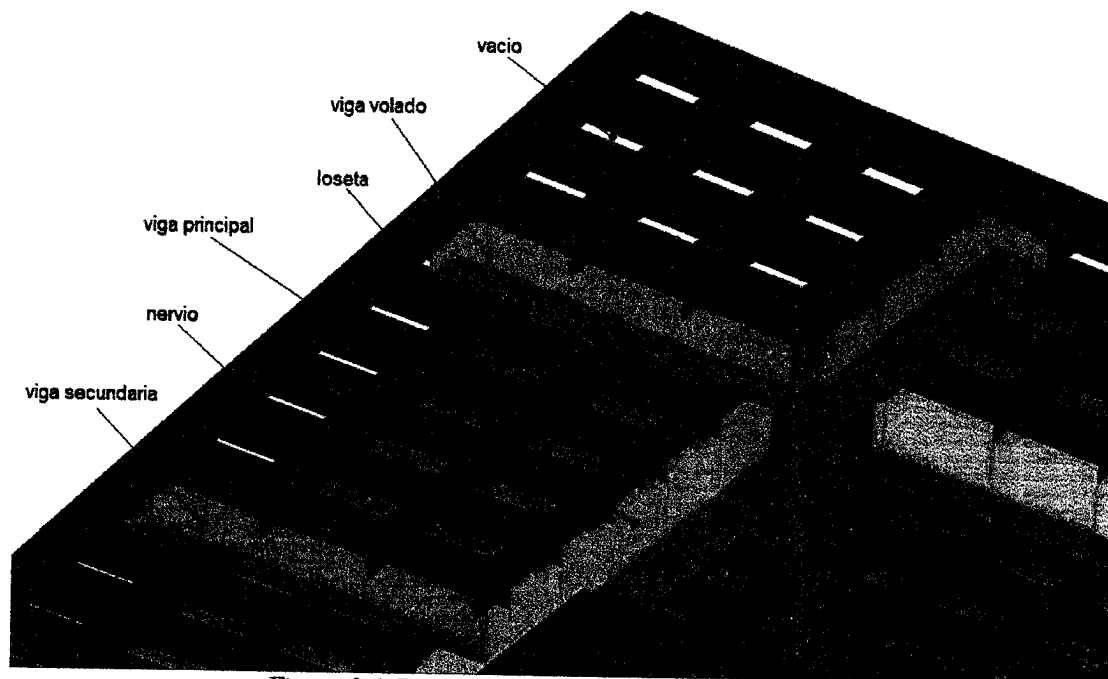


Figura 3.6, Detalle modelado de losa y sus elementos.

3.1.5 MODELADO DE ESCALERAS EN SOTANO:

Las escaleras metálicas se modelan con elementos tipo “frame” en sección de viga IPN nacional, con escalones en forma se “shell thin” sus escalones de concreto $e=6\text{cms}$ y apoyados sobre pies de amigo en angulares simples nacionales (figura 3.7). Las escaleras de concreto se modelan como áreas “shell thin” en rampas y descansos de concreto debidamente restringidas en piso (figura 3.8).

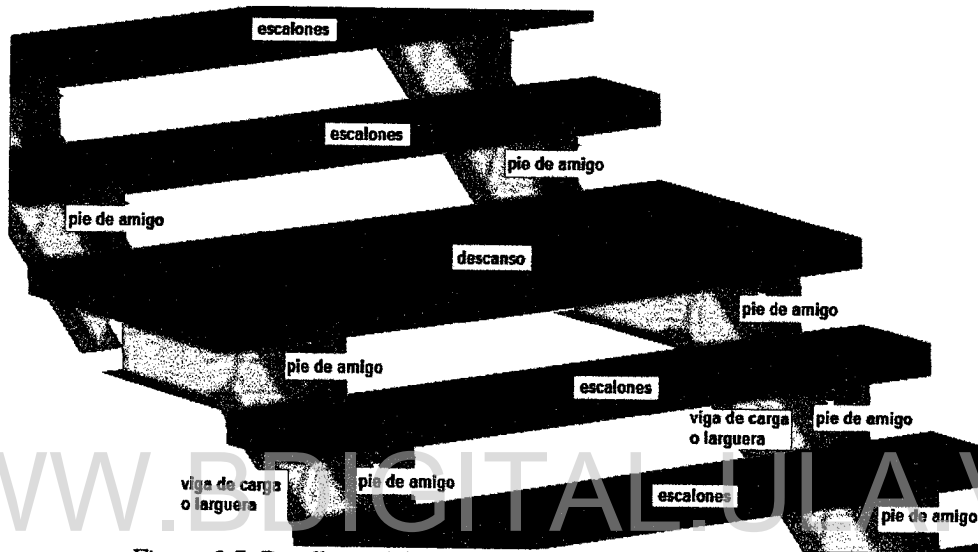


Figura 3.7, Detalle modelado de escalera metálica y sus elementos.

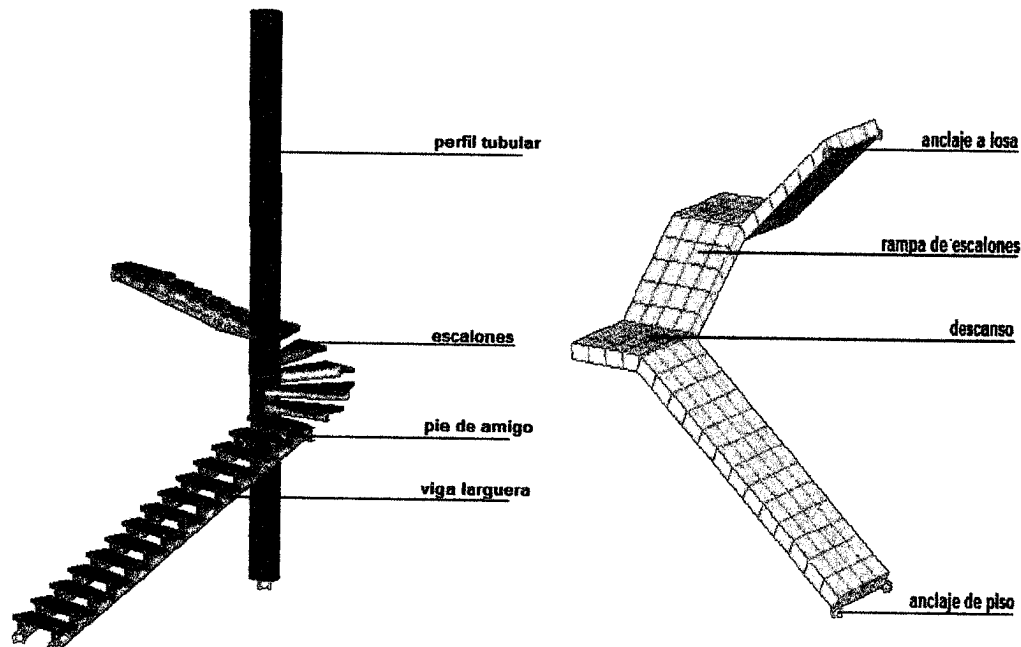


Figura 3.8, Detalle modelado de escalera metálica tipo caracol y de concreto armado.

Estos elementos tipo escalera se modelaron en el nivel de sótano en sus diversas formas y tipos (concreto armado y acero con escalones de concreto).

3.1.6 MODELADO DE VIGAS PUENTE GRUA:

Además se incluye en el nivel sótano en la cota +5,95m las vigas longitudinales para el puente grúa con 10m de luz y carga máxima de 5ton (figura 3.9). Se incluyó en la base de datos para los perfiles metálicos las vigas importadas del tipo HEA, HEB y HEM con la finalidad de incorporar vigas se sección grande no producidas en la industria nacional (figura 3.10).

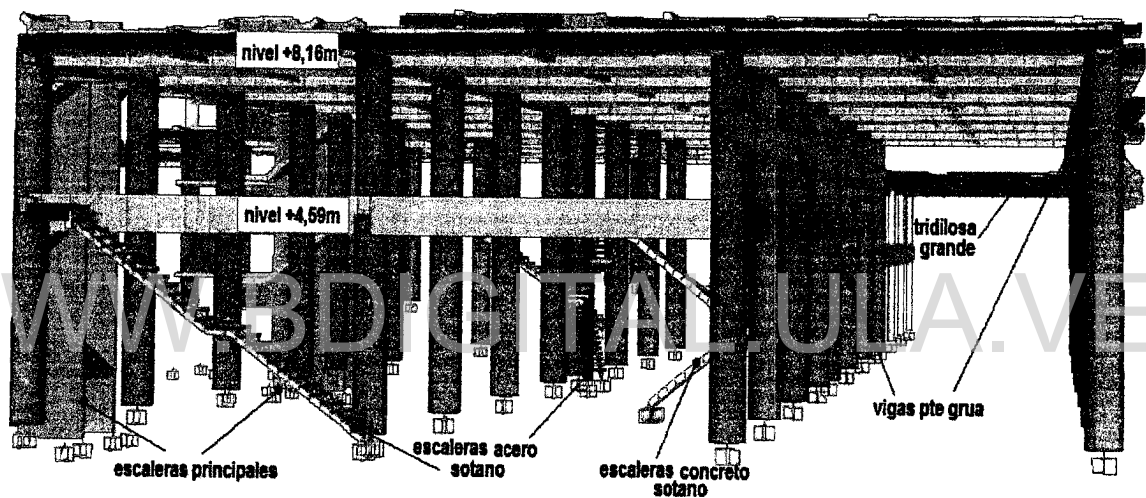


Figura 3.9, Detalle modelado de escalera en sótano y viga izquierda de puente grúa en eje C.

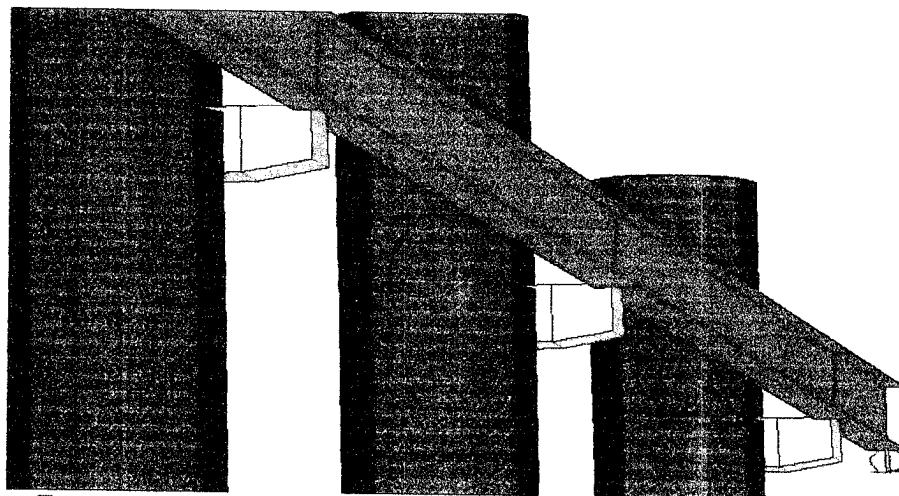


Figura 3.10, Detalle modelado de viga del puente grúa apoyada sobre ménsulas.

3.1.7 MODELADO DE CUBIERTAS LIVIANAS NIVEL SOTANO:

Los elementos integrantes de las estructuras metálicas portantes de las cubiertas livianas en techos frontales de nivel sótano se modelaron con perfiles nacionales tipo L, simples o dobles, además de perfiles IPN en correas y prolongaciones de columnas.

Se modelan las cerchas Warren y Fink según requerimiento arquitectónico. Se incluyen algunos elementos tipo arriostramiento a fin de mejorar la estabilidad de la estructura metálica (figura 3.11).

Para las tridilosas se modelaron los elementos “frames” con perfiles circulares macizos tipo cabilla lisa de diversos diámetros en una sección básica que se replica varias veces hasta completar el área requerida en el proyecto arquitectónico (figuras 3.12 y 3.13).

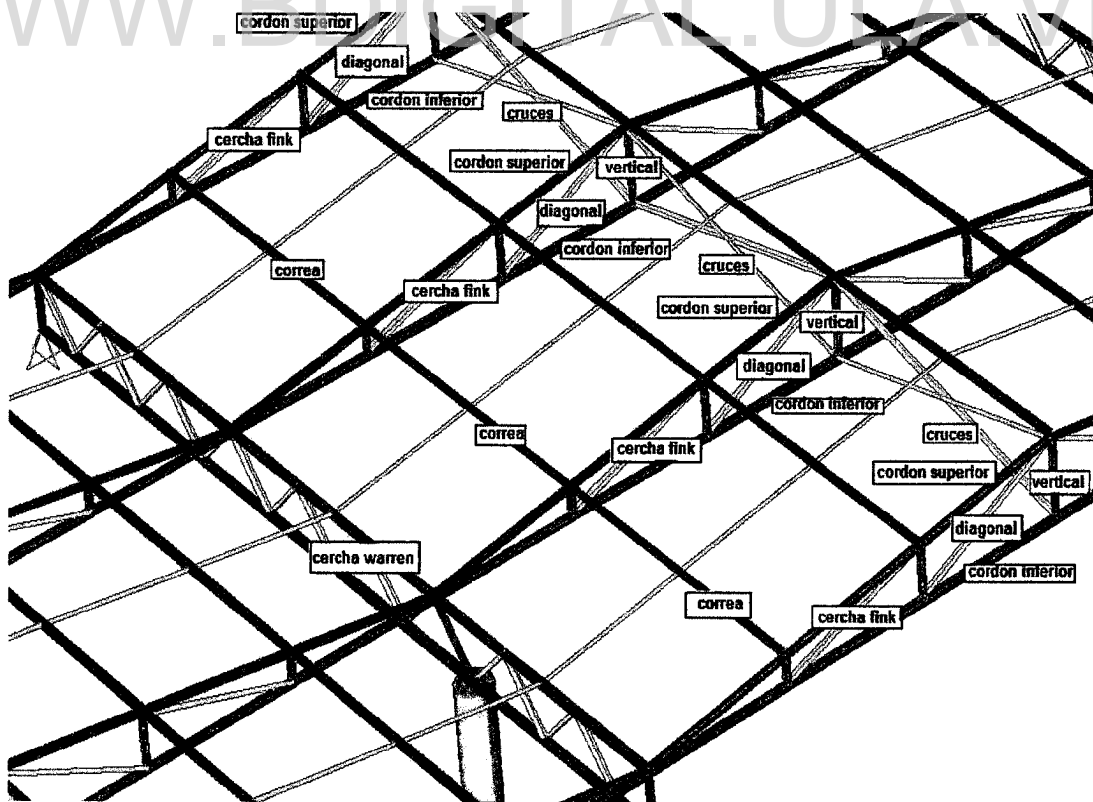


Figura 3.11, Detalle modelado de estructura metálica para techo liviano frontal entre ejes A y B.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

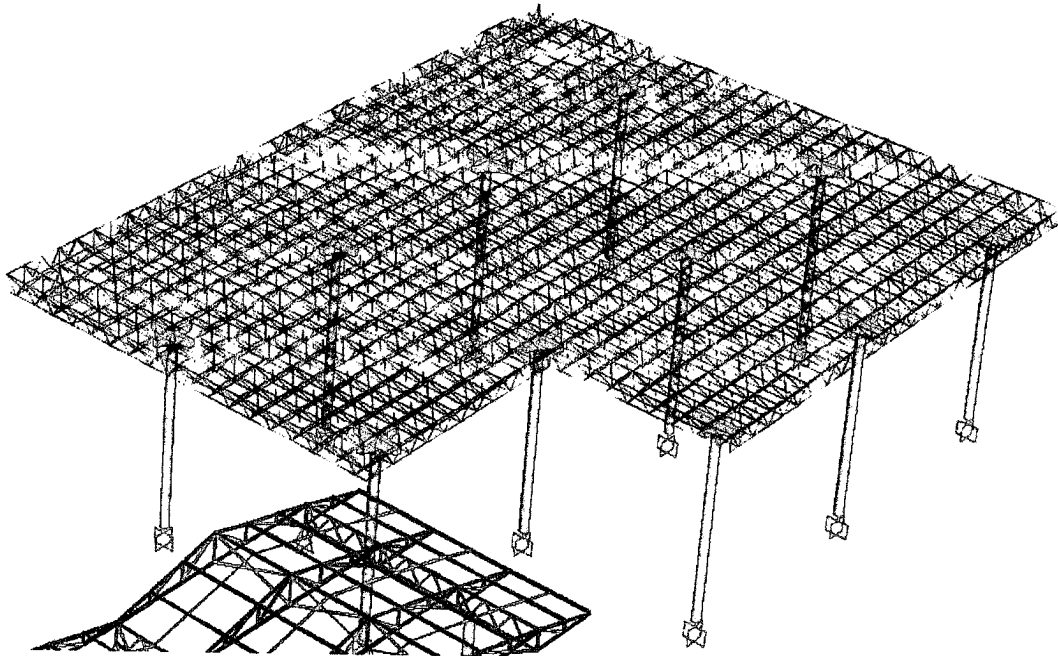


Figura 3.12, Detalle modelado de estructura metálica tipo tridilosa grande.

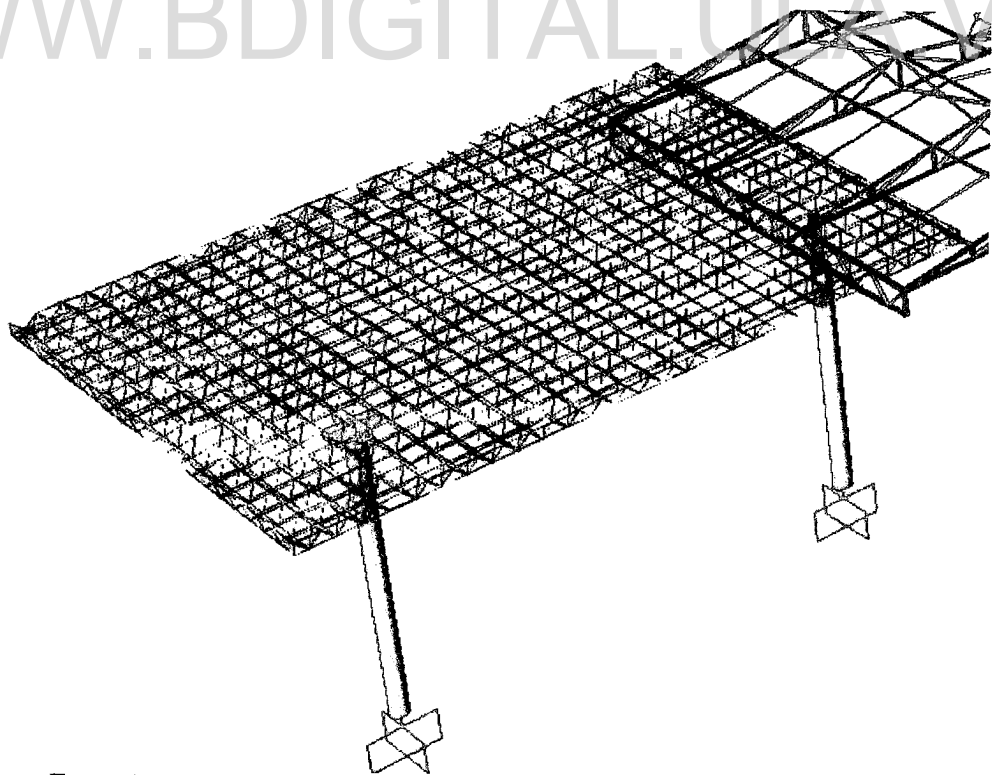


Figura 3.13, Detalle modelado de estructura metálica tipo tridilosa pequeña.

Aquí se debe citar la incorporación de columnas circulares de concreto armado que poseen elementos tipo cruz o ménsulas en 4 direcciones (extremo superior), que generan el apropiado apoyo a los elementos tipo Tridilosa con soporte desconcentrado en cuatro o más puntos (detalle en figuras 3.12 y 3.13).

3.1.8 MODELADO DE ESCALERAS PRINCIPALES:

Se modelan los tres núcleos de escaleras principales ubicadas en fachada posterior, mediante áreas finas y gruesas, “shell thin” y “shell thick” en losas para escalones y descansos, y muros centrales, respectivamente. Colocando en los vértices de las áreas correspondientes las columnas de concreto armado de sección L de alas desiguales y con sección no-prismática en la altura según esquema arquitectónico (figura 3.15).

Dos de estas escaleras son iguales (entre ejes 2'-2'' y ejes 6'-6'') con altura total de 28,05m y la tercera (entre ejes H'-H'') es ligeramente diferente en niveles bajos debido a altura de entrepiso de edificio 3, posee altura total de 32,13m dando acceso a los techos de los tres edificios (figura 3.14).

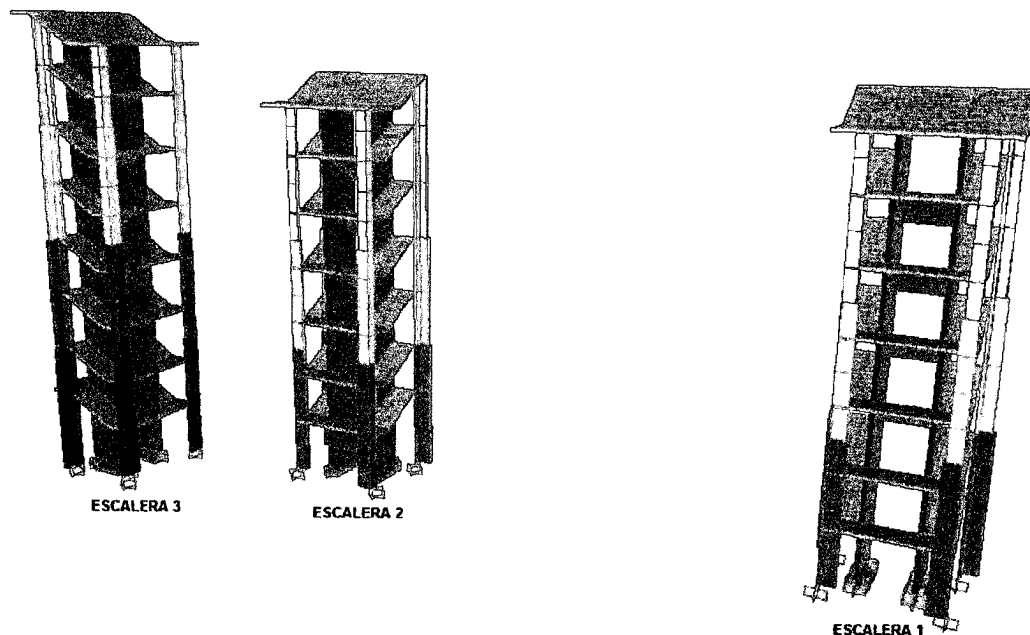


Figura 3.14, Detalle modelado de 3 estructura de escaleras principales.

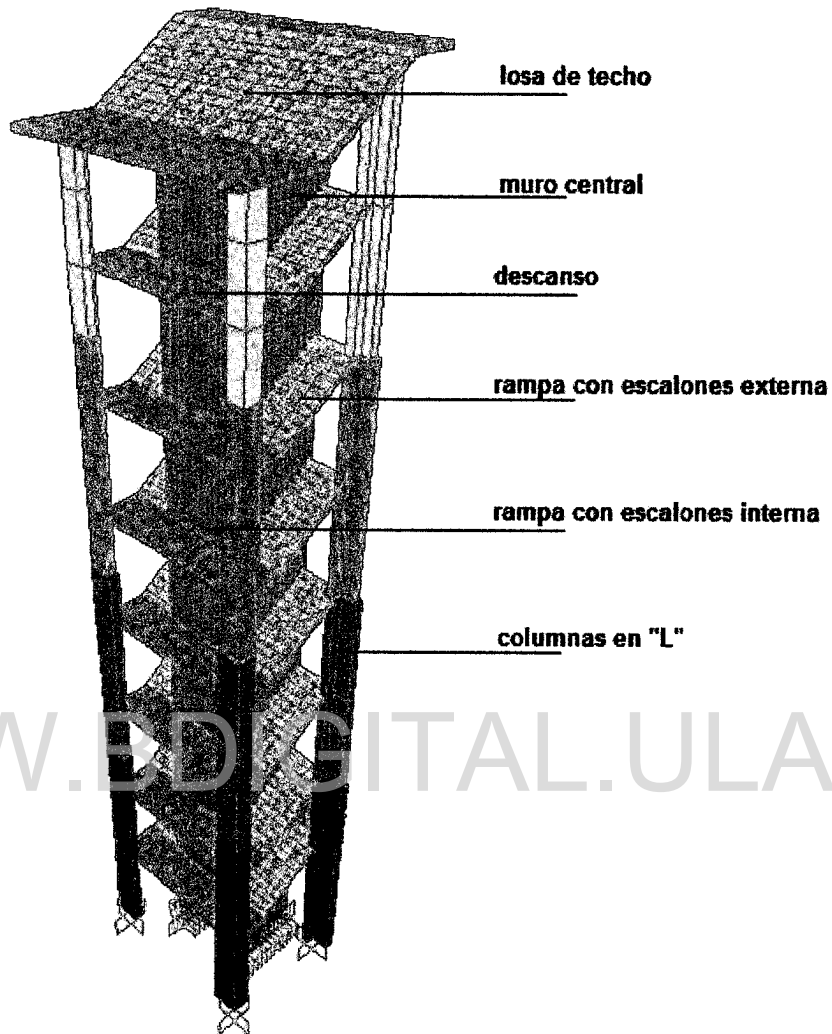


Figura 3.15, Detalle modelado de escalera concreto armado, columnas "frames" y áreas "shell".

3.1.9 DEFINICIÓN DE MATERIALES:

Se definen los diversos tipos de materiales, concreto de $R_{cc}=250\text{kg/cm}^2$, aceros de refuerzo $F_y=4200\text{kg/cm}^2$ y aceros estructurales PS.25 $F_y=2530\text{kg/cm}^2$. Asignándolos a las diversas secciones de los elementos "frames y shells".

3.1.10 OTRAS DEFINICIONES EN SAP2000:

Igualmente se introducen las restricciones de piso mediante una función aplicada a las juntas con terreno, “joint restraint” con restricciones de traslaciones y rotaciones tanto en X, Y, Z. Tanto en columnas como en las bases de escaleras y muros.

Todas las losas de entrepiso y losas de techo poseen la función “constraint” tipo diafragma, con la finalidad de otorgar propiedades de rigidez de piso y obligar a cada junta integrante de la losa a comportarse como un diafragma planar. Cada junta se conecta a las cercanas, mediante un conector virtual “link” rígido en el plano horizontal que no afecta las deformaciones fuera del plano de la losa. Estos “constraint” de diafragma deben ser definidos individualmente para cada losa horizontal. Esta función aminora los grados de libertad de las juntas de cada losa reduciendo los tiempos de procesamiento del programa.

A los elementos lineales, vigas y nervios de todas las losas se les aplica la función “insertion point” del tipo 8, “top center” o arriba central, para desplazar el centroide de la sección rectangular de la viga de tal manera de que se conecten por la parte superior con la loseta de concreto. Así las inercias de las vigas y nervios con loseta superior se definen como una sección T.

Las vigas principales y secundarias, integrantes de cada nivel, poseen intersección con los nervios propios de la losa. Pero estas vigas deben ser unidas mediante la función “automatic frame mesh” para generar juntas virtuales con los nervios que generen efecto de carga en los nodos de cruce sin seccionar las vigas citadas en innumerables tramos.

Igualmente, a las vigas principales se les aplica la función “end length offsets” con el fin de definir la zona de luz libre o fuera de cara de las columnas que conecta, como longitud real de análisis y posterior diseño estructural.

Para las columnas de las escaleras principales, elementos perimetrales de cada núcleo de escalera de acceso a los diversos pisos de la edificación, que poseen forma de L asimétrica y sección no prismática con la altura, se emplea el mecanismo de creación de secciones de concreto armado “section designer”. Logrando crear la sección deseada para cada tramo de columna. Se simula la sección variable con la altura, con 4 cambios de sección, desde sección de 110x70 hasta sección de 70x70, tanto del tipo derecha como izquierda (asumir asimetría de alas de la sección).

Las vigas longitudinales que soportan el puente grúa se modelan como elementos “frame”, con perfiles importados tipo H, apoyados sobre ménsulas (vigas cortas) que nacen en las columnas del sótano. Estas vigas poseen desplazamiento del centroide mediante “insertion point” del tipo 2, “bottom center” o abajo central, forma en que la inercia del perfil actuará al estar apoyada sobre la ménsula. A estas vigas se le realiza un análisis por líneas de influencia con ayuda del SAP2000, a fin de determinar las fuerzas y momentos en la viga para las diversas posiciones del carro grúa o trolley.

Se efectúa el proceso de exportación de archivos y se importan posteriormente en un archivo único general de edificios, donde se incorporan la totalidad de elementos modelados individualmente, quedando integrado por:

69.865 elementos tipo juntas o “Joint”

104.687 elementos tipo lineal o “Frame”

61.263 elementos tipo áreas o “Shell”.

El modelo general del conjunto con todos los edificios, escaleras, techos livianos, puente grúa, tridilosas y escaleras internas queda como sigue (figuras 3.16 a 3.19):

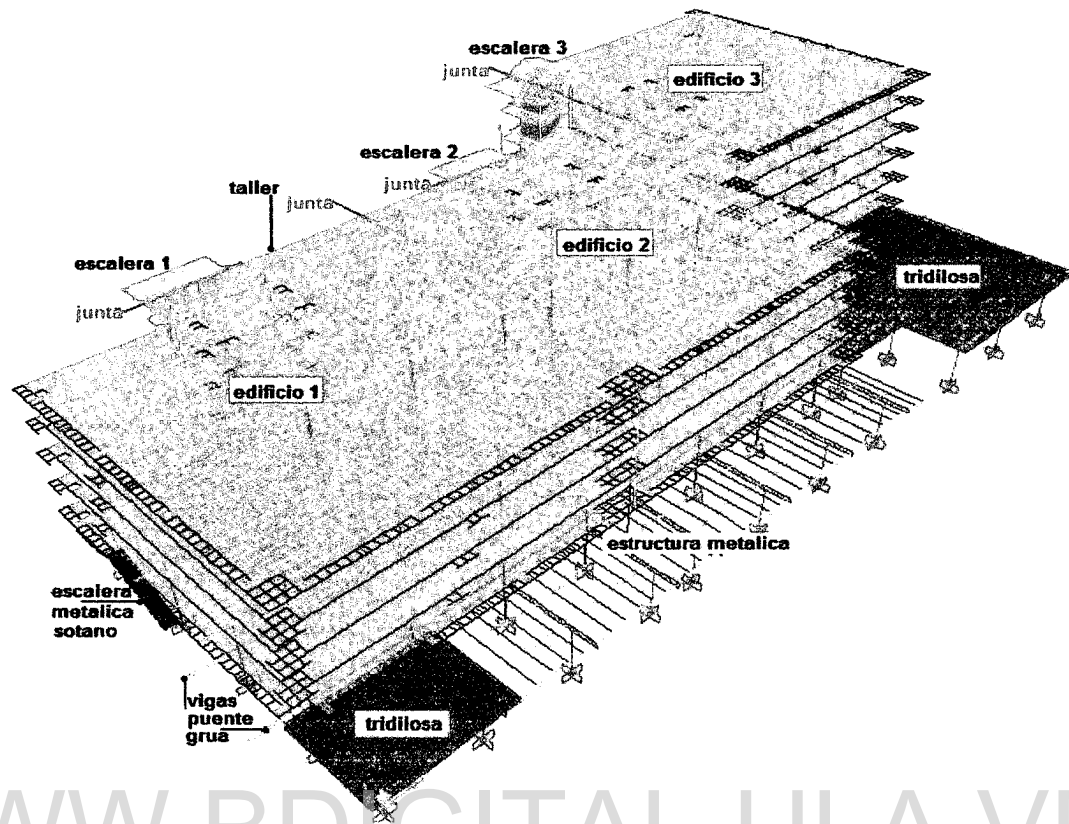


Figura 3.16, Detalle modelado general de la estructura y sus partes.

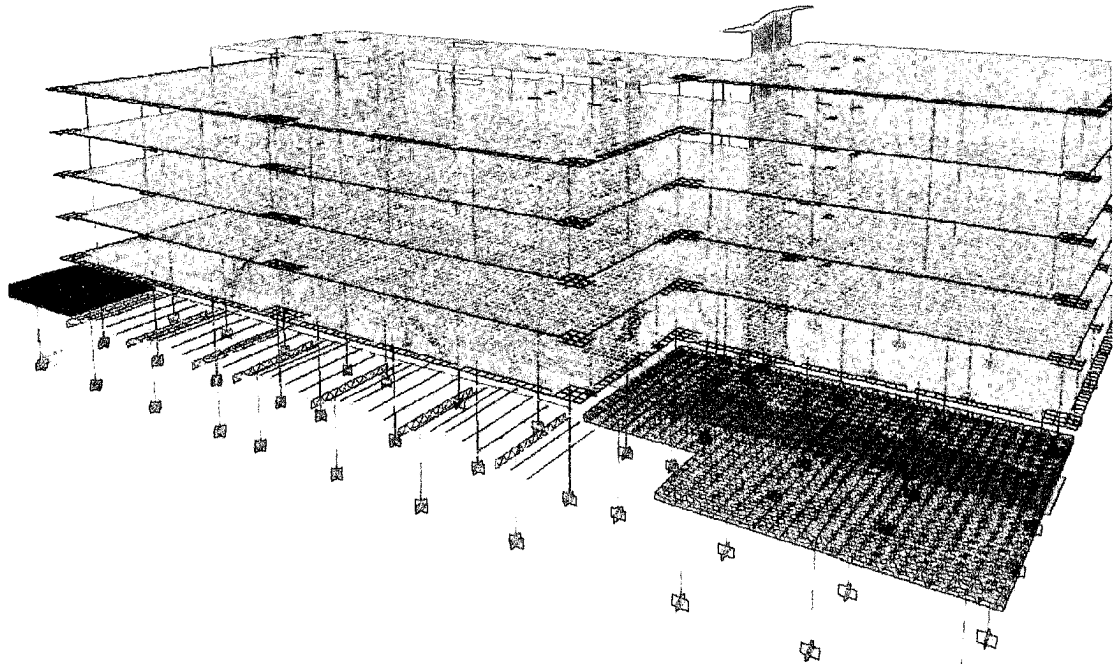


Figura 3.17, Detalle modelado general vista frontal izquierda.

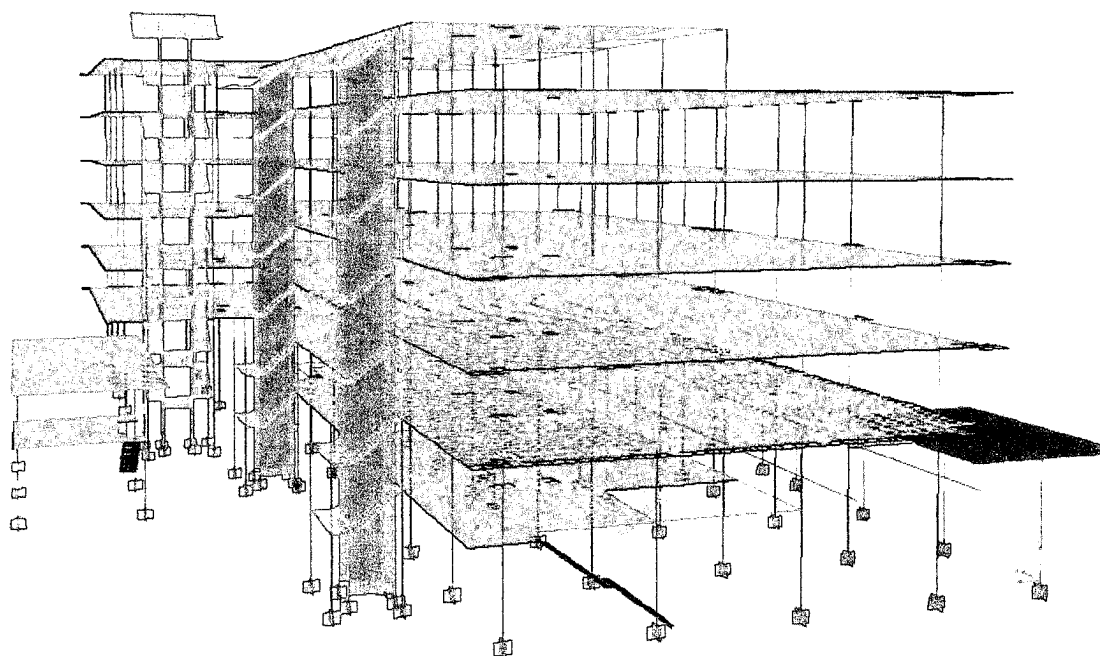


Figura 3.18, Detalle modelado general vista posterior izquierda.

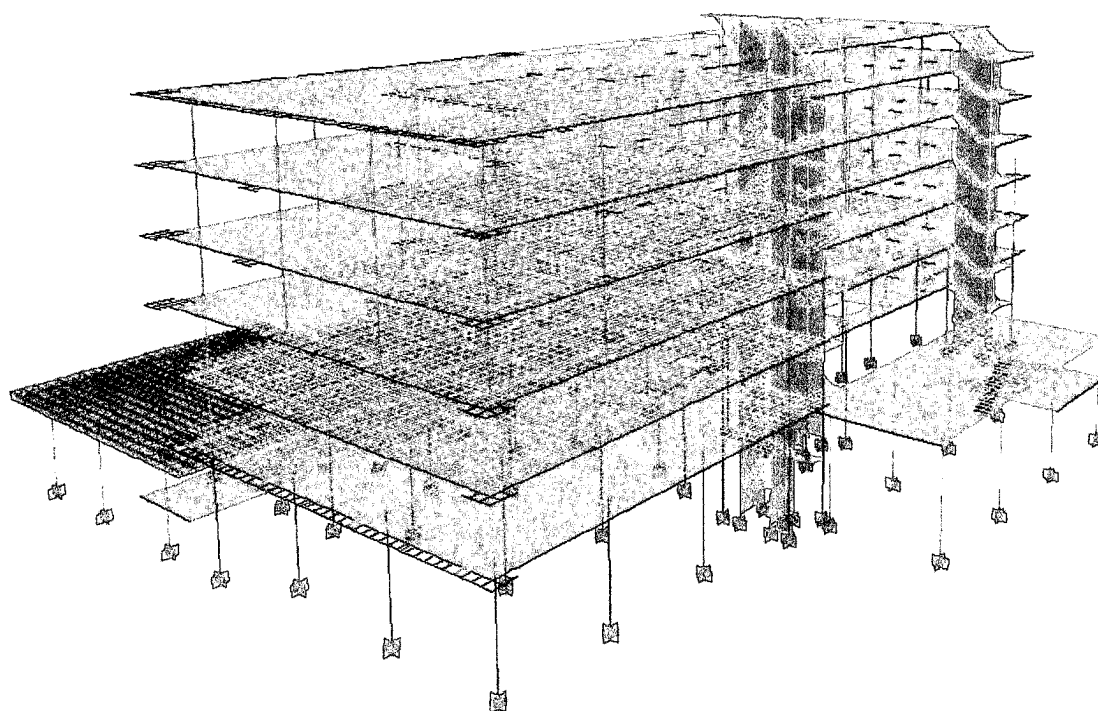


Figura 3.19, Detalle modelado general vista posterior derecha.

3.2 ANALISIS ESTRUCTURAL:

Es importante indicar en el comienzo de esta etapa del trabajo que al haber modelado todos los módulos y apéndices estructurales en un solo modelo estructural con SAP2000, se obtiene una macro-estructura con diferentes periodos de vibración en sus partes y diversidad de rigideces en cada modulo, haciendo poco práctico el proceso de Análisis Estructural por lo complejo del sistema, lo difuso de identificación de propiedades dinámicas y las demoras propias de la cantidad de datos a procesar.

Se decide en acuerdo con el Tutor la realización del proceso de análisis de cada modulo por separado y acoplado finalmente sus comportamientos en conjunto mediante los controles de desplazamientos estipulados por Norma.

El proceso de análisis estructural involucra varios pasos importantes que engloban actividades como: Determinación de método de análisis, definición del espectro de diseño, predimensionado de elementos principales, cuantificación de cargas actuantes, análisis de cargas de equipos especiales; a demás de la incorporación de los requerimientos de la Norma Covenin Sismorresistente 1756-2001 tales como: Control de derivas, verificación de deflexiones, incorporación de la torsión adicional, chequeo de efecto P- Δ , porcentaje de participación modal, control del cortante basal mínimo, consideración de cargas variables en las masas, efectos de la tabiquería, combinación de efectos y combinación de cargas, entre otros.

Todos estas partes dentro del proceso de análisis, conllevan a la etapa de Diseño Estructural con suficiente seguridad de haber agotado las posibilidades de falla temprana de algunos elementos, sin comprometer la estabilidad estructural de la edificación.

3.2.1 METODO DE ANALISIS:

Con el fin de considerar los efectos traslacionales y torsionales en cada una de las estructuras analizadas individualmente, se considera el Método Dinámico Espacial, específicamente METODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL, mediante el empleo del Espectro de Diseño como demanda sísmica.

Esto lo determinan los lineamientos de la Norma Covenin 1756-2001 en su capítulo 9 sobre “Métodos de Análisis”, donde de acuerdo a la configuración estructural presentada por los edificios 1, 2 y 3 en cuanto a Irregularidad Vertical, manifiesta en niveles inferiores definida como Entrepiso Blando (doble altura entre nivel sótano y PB) además de Irregularidad Horizontal manifiesta en las aberturas en nivel +4,59 (espacio para puente grúa y vacíos para escaleras).

En cuanto a los núcleos de escaleras principales 1, 2 y 3, es importante señalar la existencia de Irregularidad Vertical pero expuesta como Esbeltez Excesiva, lo que representa la aplicación de similar método de análisis que en los edificios.

3.2.2 ESPECTRO DE DISEÑO:

Se plantea la definición de la demanda sísmica en forma de un espectro de diseño, fundamentado en formas espectrales establecidas para diversos tipos de suelo y originadas del análisis para espectros elásticos con amortiguamiento del 5% referido al crítico, resultantes de estudios geotécnicos y registros sísmicos de movimientos de terrenos.

La elaboración del “Espectro de Diseño” está indicado en el Capítulo 7, sección 2 de la Norma Covenin 1756-2001 y se presenta a continuación el resumen de la información introducida en Hoja de Cálculo tipo Excel (figura 3.20) para la obtención del Espectro de Diseño empleado en este Trabajo Especial de Grado:

Parametros:	
Zona Sísmica =	5.00
Grupo (clasific.) =	A
Tipo de Estructura =	I
Perfil del suelo =	S2
Factor de corrección (ϕ) =	0.90
ND =	ND3
Estructura =	1
Coefficiente de uso (α) =	1.30
Factor de reducción (R) =	6.00
β =	2.60
ρ =	1.00
A_0 =	0.30
T^* =	0.70 seg
c =	1.23
T^+ =	0.40 seg

	FACTORES REDUCCIÓN DE RESPUESTA "R"		
	Concreto	Acero	Mixta
ND3	6	6	6
ND2	1	1	1
ND1	1	1	1

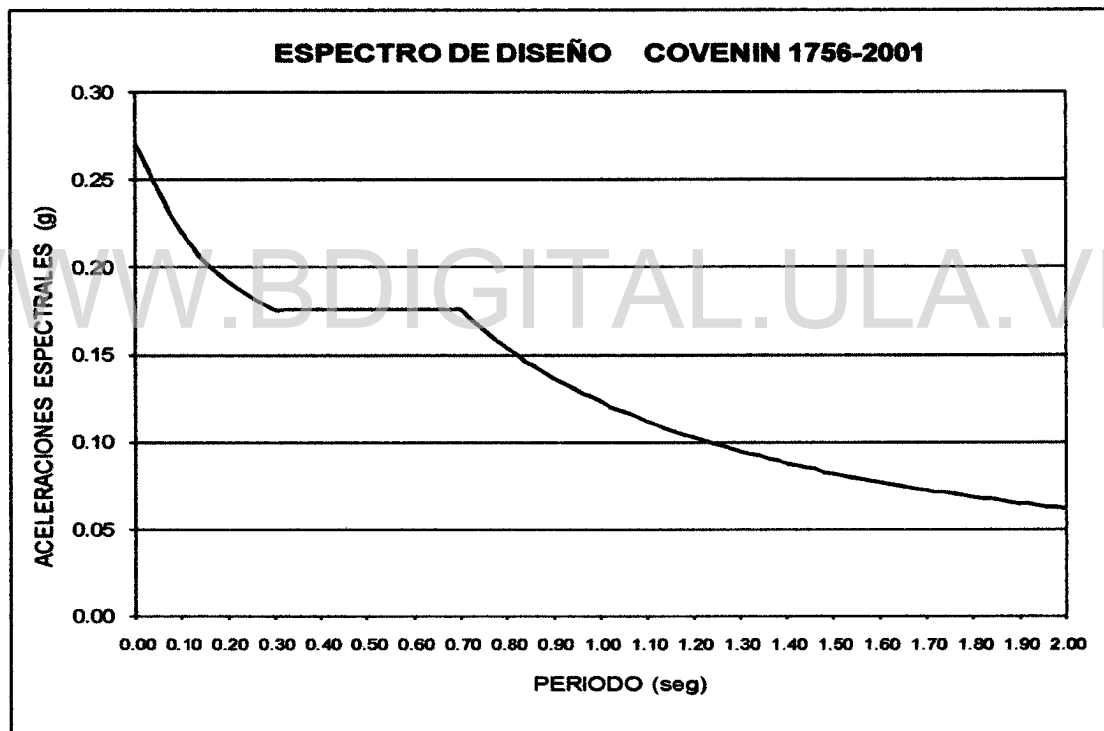


Figura 3.20, Espectro de Diseño para Mérida, incluye factor de reducción R.

Estos datos, ordenadas y abscisas del espectro, son introducidos en el SAP2000 con el fin de considerar el Espectro de Diseño según la Norma Venezolana y determinar la ubicación del Periodo Estructural dentro del Espectro de Diseño, mediante un archivo de datos (*.txt) de periodos vs pseudo-aceleraciones (figura 3.21).

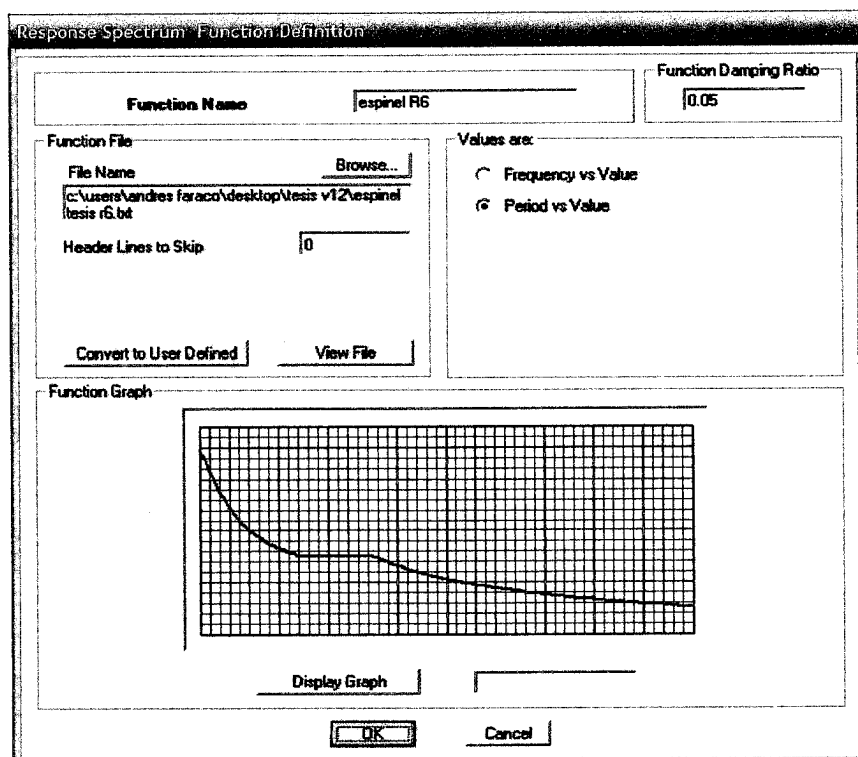


Figura 3.21, Espectro de Diseño incluido en SAP2000.

Las estructuras se diseñan para incursionar mas allá de su capacidad elástica, bajo sismos severos, con fuerzas laterales elásticas reducidas que se desarrollan bajo los efectos sísmicos, si la estructura se comporta como dúctil. Esto se implementa mediante el factor de reducción R, en este caso de valor 6 según Norma Covenin.

Es opcional el criterio del proyectista de disminuir este valor de $R=6$ (Estipulado por Norma), de tal manera de incrementar las demandas sísmicas para obtener a cambio una estructura más segura pero menos económica. En este trabajo se determinó el empleo del valor establecido según Norma, $R=6$.

3.2.3 PREDIMENSIONADO:

Continuando con el proceso de análisis y diseño, se deben establecer secciones para todos los elementos de concreto armado y acero estructural, con el fin de conseguir concurrencia expedita entre el modelo propuesto y el diseño óptimo, logrando una

aproximación en cuanto a peso propio de la estructura mediante el empleo de cargas gravitatorias. Algunas secciones, como las presentadas en nervios y espesores de losas y muros se plantean originariamente con dimensiones apegadas con rigurosidad al proyecto arquitectónico propuesto, debido a especificaciones de encofrados (por ejemplo tipo Casetón) o lineamientos referidos a aspecto visual (por ejemplo columnas de escaleras principales o espesores de losas).

Para las columnas se plantea un método simplificado basado en la aplicación simple de cargas permanentes más un porcentaje de cargas variables para la determinación de un área requerida a compresión, que en el caso de los edificios 1, 2 y 3, nivel sótano, resulta cercano a 1,20m de diámetro. Posteriormente se plantean transiciones suaves entre grupos de columnas por niveles con la altura.

Para las vigas se emplea la relación: $h \cong Luz/10$ la cual puede reducirse en vigas tipo volados o vigas secundarias hasta $h \cong Luz/15$. La relación de altura y ancho se rige por las recomendaciones de la Norma Covenin 1753-2006 capítulo 18, requisitos sección 18.3.2.2, 3, 4, 5.

De similar manera para los espesores de muros o losas se emplean los valores recomendados por la Norma Covenin 1753-2006, en el capítulo 9.6, referido a estados límites de servicio.

Finalmente el buen criterio profesional y experiencia influye en la definición de las secciones de predimensionado para el resto de las secciones de concreto o acero en análisis.

3.2.4 CARGAS ACTUANTES:

Para cada una de las secciones de la edificación y debido a los usos contemplados en los diversos niveles, así como los diversos acabados, las cargas actuantes se dividen en: Acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales. Distribuidas como cargas de área, lineales o puntuales según el requerimiento.

3.2.4.1 ACCIONES PERMANENTES:

Carga aplicadas en siguientes áreas (figura 3.22):

Losa entrepiso edificios 1, 2 niveles: +4,59, +8,16, +12,24, +16,32, +20,40, +24,48.

Losa entrepiso edificio 3 niveles: +8,16, +12,24, +16,32, +20,40, +24,48.

Losa entrepiso edificio taller nivel: +4,08.

PAREDES BLOQUES DE ARCILLA 15 cms frisada.....	250kg/m ²
REVESTIMIENTO DE PISOS CON BALDOSAS + MORTERO.....	75kg/m ²
TOTAL.....	<u>325kg/m²</u>

Carga aplicada en siguientes áreas (figura 3.22):

Losa entrepiso edificios 1, 2 niveles: terraza +24,48.

Losa entrepiso edificio taller nivel: terraza +7,17.

SOBREPISO DE CONCRETO e=5cms.....	40kg/m ²
MANTO ASFALTICO.....	6kg/m ²
REVESTIMIENTO PISOS CON LOSETAS DE CONCRETO.....	150kg/m ²
TOTAL	<u>196kg/m²</u>

Carga aplicada en siguientes áreas (figura 3.22):

Losa techo edificios 1, 2 niveles: +28,05.

Losa techo edificio 3 niveles: +28,56.

Losa techo escaleras 1, 2, 3

SOBREPISO DE CONCRETO e=5cms.....	40kg/m ²
MANTO ASFALTICO.....	4kg/m ²
MANTO REAL ASFALTICO.....	5kg/m ²
TOTAL	<u>49kg/m²</u>

Carga aplicada en siguientes áreas:

Losa inclinadas escaleras 1, 2, 3 y escaleras menores.

VOLUMEN DE CONCRETO PARA ESCALONES.....	65kg/m ²
TOTAL.....	65kg/m ²

Carga aplicada en siguientes áreas:

Descansos escaleras 1, 2, 3 y escaleras menores.

SIN REVESTIMIENTO ESPECIAL.....	0kg/m ²
---------------------------------	--------------------

Carga puntual aplicada en perímetros de siguientes áreas (figura 3.24):

Descansos y losas inclinadas escaleras 1, 2, 3:

Perímetro aproximado: 3,30m+1,60m+6,70m+3,30m+1,60m=16,50m

Peso de pasamano O.L: 16,50m x 0,10m x 1,00m x 2.450kg/m³ = 4.042,50kg

Numero de juntas "joints" en el perímetro = 15 + 15 + 13 = 43 joint

Carga por junta "joint" = 4.042,50kg / 43 joint = 94kg/joint

PASAMANO DE CONCRETO O.L.....	94kg/joint
-------------------------------	------------

Carga lineal aplicada en elementos de siguientes áreas (figura 3.24):

Elementos tipo nervio en fachadas principales de edificios:

LAMINA GALVANIZADA CAL 14.....	16kg/m ²
--------------------------------	---------------------

MARCO TUBULAR Y ELEMENTOS DE FIJACION.....	14kg/m ²
--	---------------------

TOTAL.....	30kg/m ²
------------	---------------------

VIDRIO 8mm.....	22kg/m ²
-----------------	---------------------

Ancho tributario de pantalla 1: 2,20 ml

Ancho tributario de pantalla 2 y fachada de vidrio: 4,08 ml

Carga lineal:

30kg/m ² x 2,20ml.....	66 kg/ml
-----------------------------------	----------

30kg/m ² x 4,08ml.....	122,4kg/ml
-----------------------------------	------------

22kg/m ² x 4,08ml.....	89,76kg/ml
-----------------------------------	------------

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Carga lineal aplicada en elementos de siguientes áreas:

Techos livianos en nivel sótano:

LAMINA TIPO ACEROLIT + GANCHOS.....7kg/m²

Carga lineal:

7kg/m² x ancho tributario según sea el caso.

Carga puntual aplicada en elementos de siguientes áreas:

Tridilosas en nivel sótano:

LAMINA PLÁSTICO POLICARBONATO + FIJADORES.....5 kg/m²

Carga puntal:

5kg/m² x área tributaria según sea el caso.

Carga aplicada en siguientes áreas:

Techos edificios 1, 2, 3:

(Se incluyen antenas, equipos de comunicación, sensores y otros equipos)

ANTENAS DIVERSAS, BASE 0,70m x 0,70m.....200kg

Cantidad de antenas y otros equipos supuesta: 30 unds.

Área de aplicación de la carga:

Área techo Edificio 1 + Edificio 2: 1.064m²

Área techo Edificio 3: 1.190m²

Total áreas de techo: 1.064m² + 1.190m² = 2.254m²

Área útil de techo (supuesto): 50% x 2254m² = 1127m²

Carga por área:

30 antenas x 200kg / 1127m² ≈6kg/m²

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

3.2.4.2 ACCIONES VARIABLES:

Uso de la edificación: EDIFICACIONES EDUCACIONALES, UNIVERSIDADES.

Carga aplicadas en siguientes áreas (figura 3.23):

Losa entrepiso edificios 1, 2 niveles: +4,59, +8,16, +12,24, +16,32, +20,40, +24,48.

Losa entrepiso edificio 3 niveles: +8,16, +12,24, +16,32, +20,40, +24,48.

Losa entrepiso edificio taller nivel: +4,08.

ENTREPISOS, AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS....600kg/m²

Carga aplicada en siguientes áreas (figura 3.23):

Losa entrepiso edificios 1, 2 niveles: terraza +24,48.

Losa entrepiso edificio taller nivel: terraza +7,17.

TERRAZAS.....400kg/m²

Carga aplicada en siguientes áreas (figura 3.23):

Losa techo edificios 1, 2 niveles: terraza +28,05.

Losa techo edificio 3 niveles: +28,56.

Losa techo escaleras 1, 2, 3

TECHOS.....100kg/m²

Carga aplicada en siguientes áreas:

Losa inclinadas escaleras 1, 2, 3 y escaleras menores.

Descansos escaleras 1, 2, 3 y escaleras menores.

ESCALERAS.....500kg/m²

Carga lineal aplicada en elementos de siguientes áreas:

Techos livianos en nivel sótano:

Tridilosas en nivel sótano:

TECHOS LIVIANOS PESO PROPIO<50kg/m².....40 kg/m²

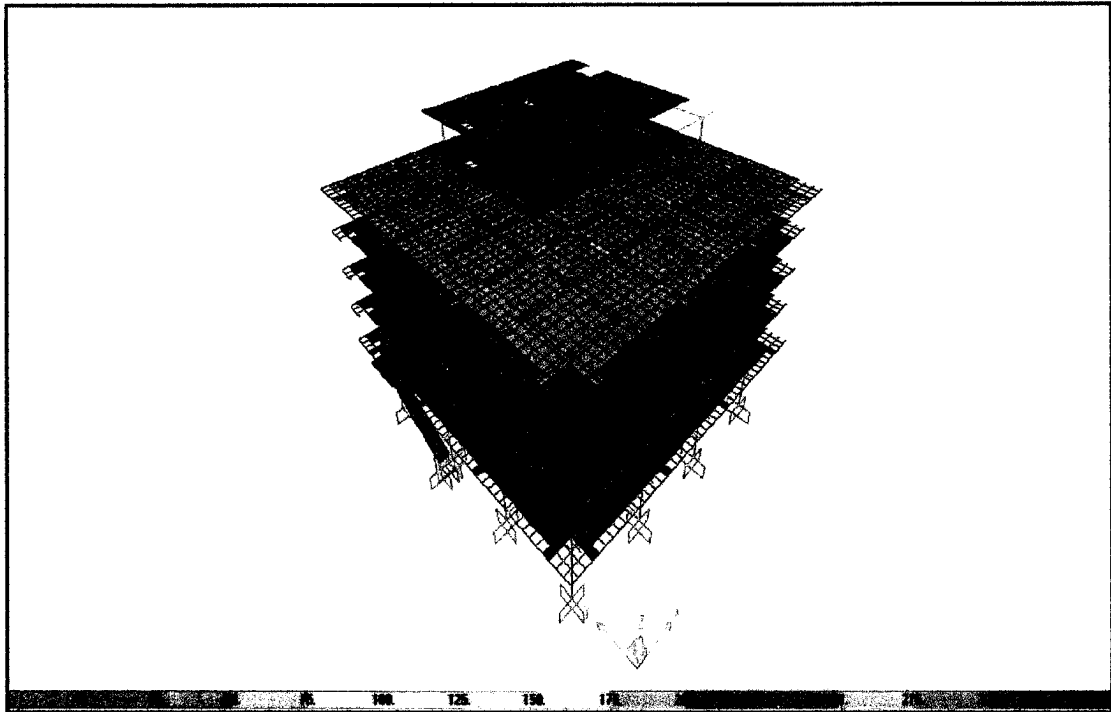


Figura 3.22, Acciones permanentes por área (acabados) en edificio 1.

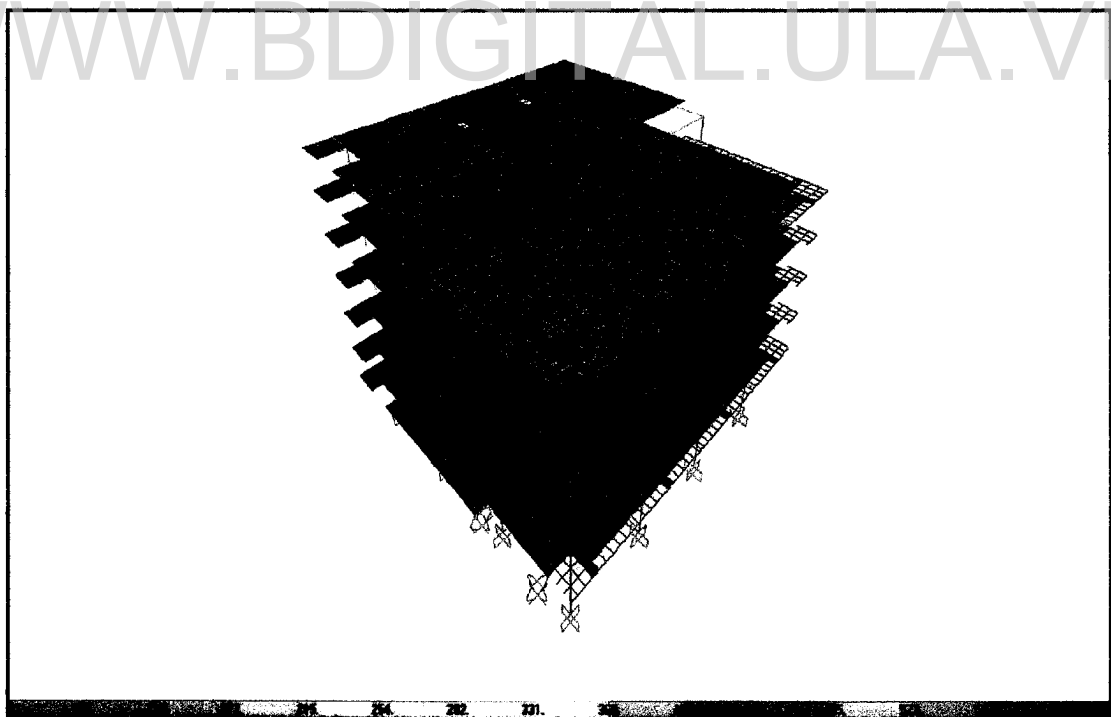


Figura 3.23, Acciones variables por área en edificio 2.

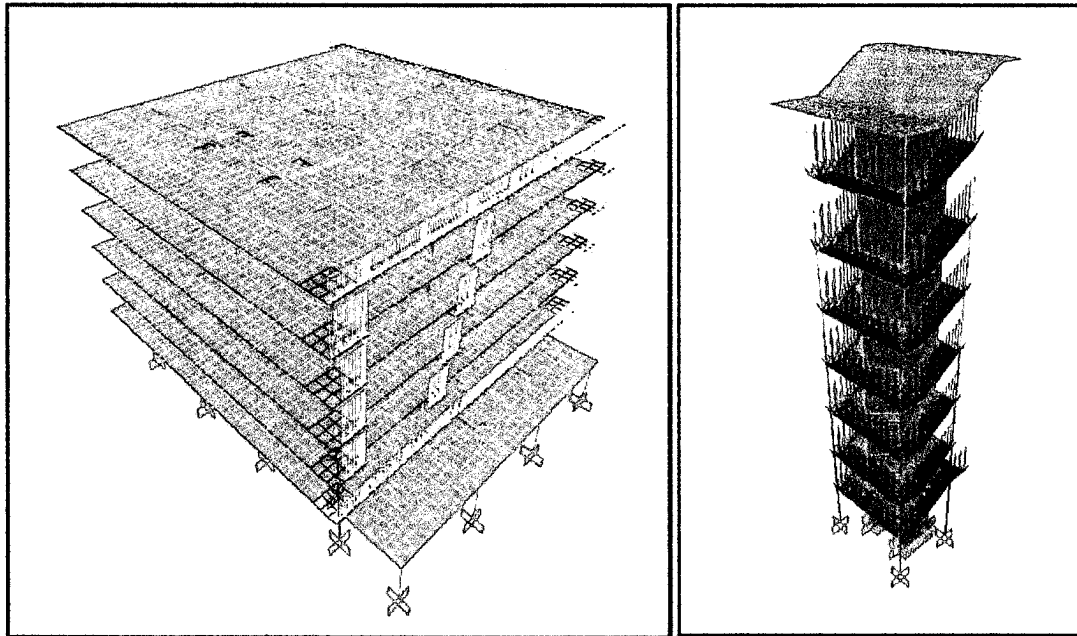


Figura 3.24, Acciones permanentes lineales (Pantalla) en edificio 3 y puntuales (Baranda) en escalera 3.

3.2.4.2.1 ACCION VARIABLE ESPECIAL: PUENTE GRUA.

Especificaciones técnicas del equipo propuesto:

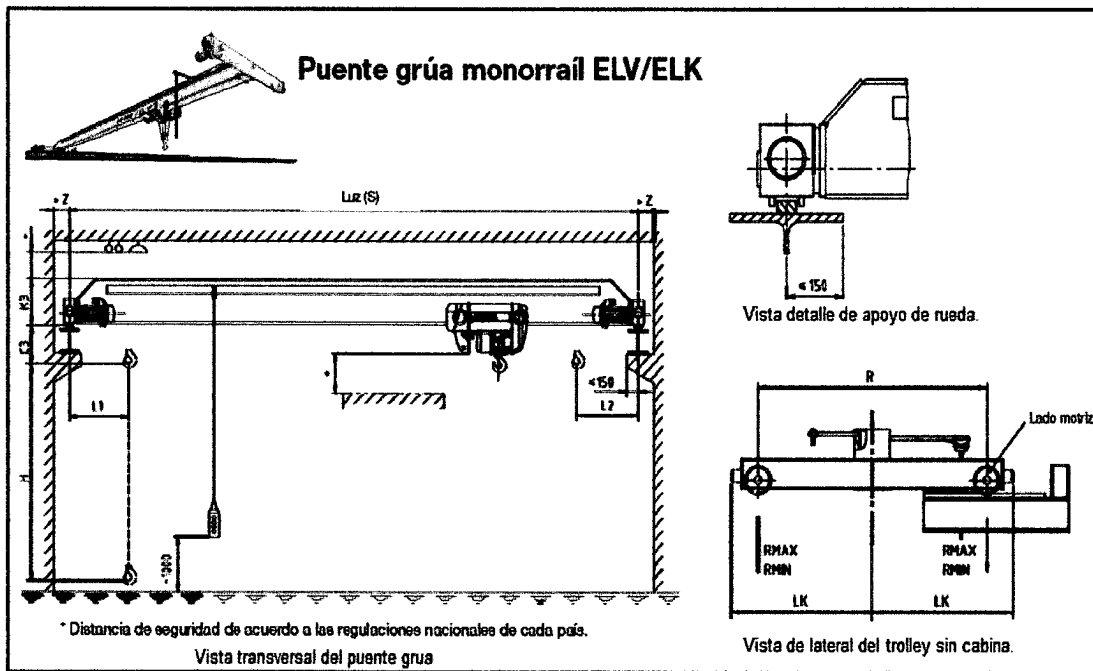


Figura 3.25, Esquema de puente grúa 5ton.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Carga, Polipasto ¹⁾	DIMENSIONES:									Carga rueda kN	
	S ¹⁾ m	K3 mm	C3 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax ¹⁾ mm	R mm	LK mm	R max	R min
5000 kg	5	330	490	1030	710	140	9000	1900	1165	25.1	6.2
Polipasto de cable GM 1050 H6 FEM 2m	10	410	490	1030	710	140	9000	1900	1185	29.3	6.6
Polipasto V = 0.8/5 m/min	15	550	490	1030	710	140	9000	2200	1335	32.4	8.5
	18	660	480	1060	840	150	9000	2700	1605	33.3	9.3
	20	660	480	1060	840	150	9000	3200	1880	35.0	10.9
	22	760	480	1060	840	150	9000	3200	1880	36.5	12.1
	24	860	530	1060	840	170	9000	3800	2195	38.9	14.4
	26	1060	530	1060	840	170	9000	3800	2195	41.4	16.7

Peso Trolley o polipasto solo: 400kg

Tabla 3.1, Especificaciones técnicas de puente grúa 5ton.

Análisis de cargas para el lado más cargado del puente grúa:

Carga vertical máxima por rueda (figura 3.25 y tabla 3.1):

$$29,3\text{KN} \approx 2.990\text{kg}$$

Según Norma Covenin 2002-88 Capítulo 5.4.1 se debe incrementar las cargas verticales por efecto de Impacto un 10%.

$$R_{\text{max,impact}} = 1,10 \times 2.990\text{kg} = 3.289\text{kg}$$

Carga Horizontal (frenado del carro o trolley lateral):

Según Norma Covenin 2002-88 Capítulo 5.4.2 se debe considerar el 20% de la sumatoria del peso de la carga a levantar mas el peso de las partes móviles de la grúa.

$$P_{\text{horiz,max}} = 0,20 \times (400\text{kg} + 5000\text{kg}) / 4 \text{ ruedas} = 270\text{kg}$$

Carga Horizontal (frenado longitudinal):

Según Norma Covenin 2002-88 Capítulo 5.4.2 se debe considerar el 10% de la carga máxima por rueda sin incluir impacto.

$$P_{\text{long,max}} = 0,10 \times 2.990\text{kg} = 299\text{kg}$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Análisis de cargas para el lado menos cargado del puente grúa:

Carga vertical mínima por rueda (figura 3.25 y tabla 3.1):

$$6,6\text{KN} \approx 680\text{kg}$$

Según Norma Covenin 2002-88 Capítulo 5.4.1 se debe incrementar las cargas verticales por efecto de Impacto un 10%.

$$R_{\text{min impact}} = 1,10 \times 680\text{kg} = 748\text{kg}$$

Carga Horizontal (frenado del carro o trolley lateral):

Según Norma Covenin 2002-88 Capítulo 5.4.2 se debe considerar el 20% de la sumatoria del peso de la carga a levantar mas el peso de las partes móviles de la grúa.

$$P_{\text{horiz min}} = 0,20 \times (400\text{kg} + 5000\text{kg}) / 4 \text{ ruedas} = 270\text{kg}$$

Carga Horizontal (frenado longitudinal):

Según Norma Covenin 2002-88 Capítulo 5.4.2 se debe considerar el 10% de la carga mínima por rueda sin incluir impacto.

$$P_{\text{long min}} = 0,10 \times 680\text{kg} = 68\text{kg}$$

Se realiza el análisis de líneas de influencia según el esquema siguiente (SAP2000 ver10) donde se consideran las posiciones más desfavorables de la carga máxima por rueda, en el volado izquierdo o en el tramo, las cuales generan los máximos Momentos (ejes locales 3-3). Determinándose que la posición en el volado, cercano al apoyo, es la que genera mayores Momentos flectores (figura 3.26).

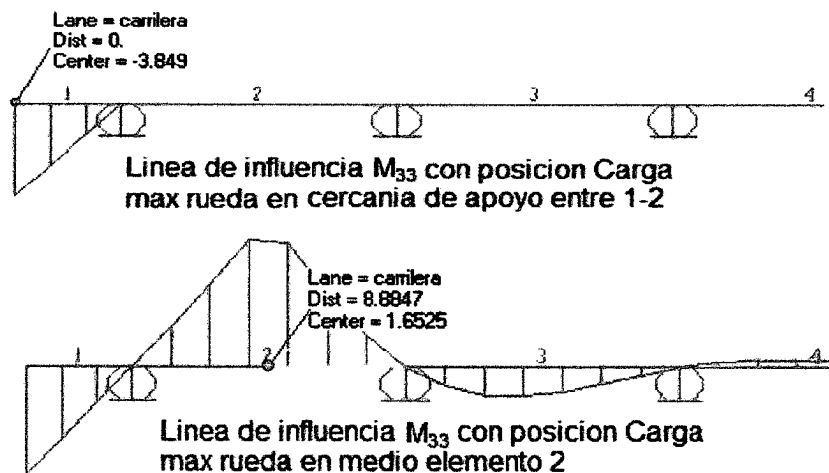


Figura 3.26, Líneas de influencia viga longitudinal puente grúa, modelo SAP2000.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Al aplicar dichas cargas sobre la viga longitudinal del puente grúa en la posición del volado se determina el prediseño de la viga (figura 3.27) cumpliendo con las limitantes de deflexión contempladas en la Norma Covenin 1618-98 tabla C-8.1: Deflexión Vertical = $L/600$ y Deflexión Lateral = $L/400$, para puentes grúas.

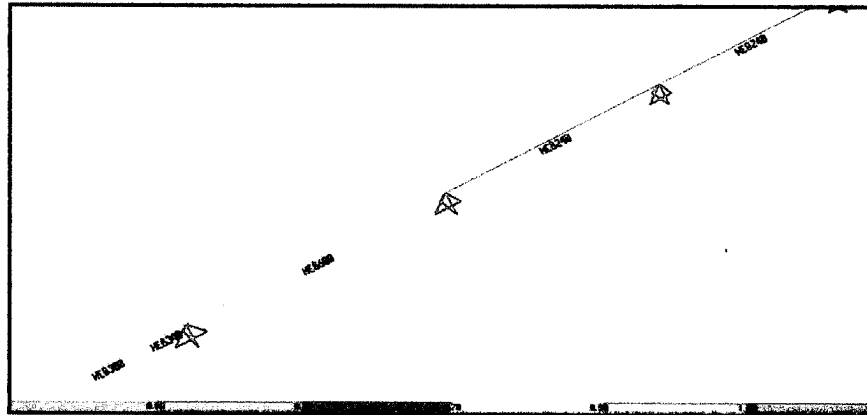


Figura 3.27, Relación demanda-capacidad, prediseño viga longitudinal puente grúa.

Esto permite aplicar las cargas $R_{\max imp}$, $P_{\text{horiz max}}$, $P_{\text{long max}}$ y $R_{\min imp}$, $P_{\text{horiz min}}$, $P_{\text{long min}}$ en posiciones centradas de los apoyos y volados de la viga longitudinal (figura 3.28) como casos de acciones variables para el análisis de los edificios 1 y 2.

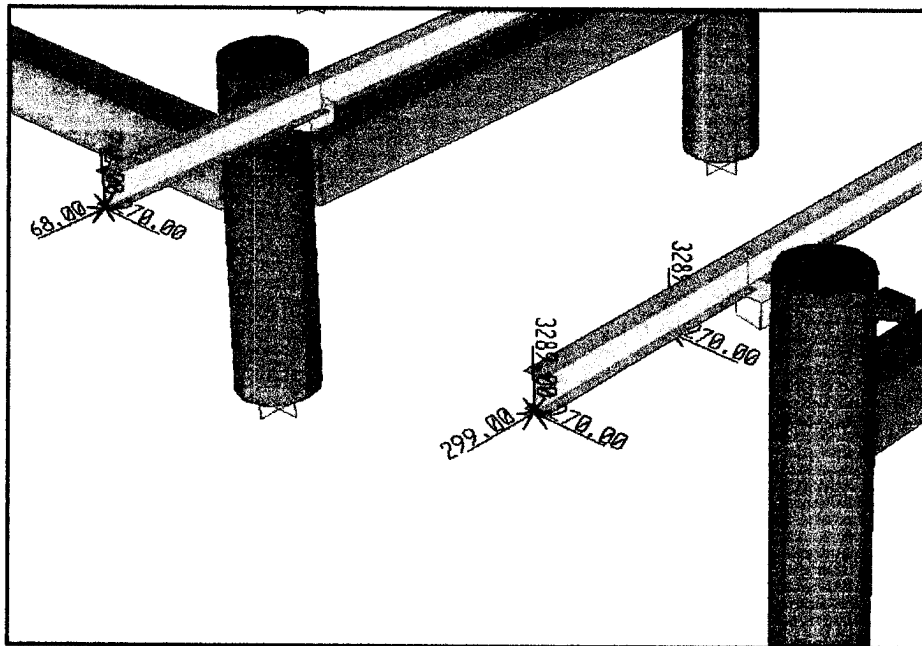


Figura 3.28, Acciones variables actuantes en modelo "posición cero derecha, PG0DER" viga longitudinal del puente grúa en edificio 1.

3.2.4.3 ACCIONES ACCIDENTALES:

3.2.4.3.1 ACCIONES SISMICAS:

Estas acciones o demandas sísmicas se incluyen en el modelado mediante la aplicación del espectro de diseño, el cual representa la envolvente de registros sísmicos máximos ocurridos en función de los periodos.

3.2.4.3.2 ACCIONES DEL VIENTO:

Según lo contempla la Norma Covenin 2003-1989: Valores mínimos de carga por viento sobre cubiertas livianas30kg/m²
Carga transformada en lineal o puntual (sobre correas o nodos de tridilosa) mediante producto con ancho tributario o área tributaria respectivamente.

3.2.5 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS:

Una vez realizado el modelado de las diversas partes de la edificación, asignado las secciones por predimensionado, aplicados las condiciones de apoyo, implementadas las cargas, creadas las diversas combinaciones de acciones, involucradas las demandas sísmicas en X e Y, se procede al análisis en 3D mediante el software SAP2000 ver12, primeramente con el fin de resolver diversos aspectos de advertencia y errores propios de la complejidad de la estructura y posteriormente con la finalidad de verificar su comportamiento dinámico y realizar el diseño de los elementos.

Es importante citar que este proceso se realiza varias veces hasta conseguir un modelo limpio de errores y con aceptable comportamiento ante las demandas. Al ajustar ciertas secciones que fallan en el diseño por concreto armado o acero estructural, se consigue el objetivo deseado, continuando con un proceso de análisis mediante diversos controles establecidos en la Norma Covenin Sismorresistente 1756-2001, entre los que se encuentra el CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

La citada Norma, establece que para todos los métodos de análisis estructural, el desplazamiento lateral total de cualquier nivel, en cada plano resistente, se calculará mayorando el desplazamiento elástico por 0,8R. En estos desplazamientos deben ser considerados los efectos traslacionales y torsionales además del efecto P-Delta (evaluado más adelante). Para posteriormente compararlos con los valores límites que dependen del Grupo de estructura en análisis (tabla 3.2), limitando los daños en los elementos no estructurales y aumentando la protección de vidas.

NORMA COVENIN 1756-2001
LÍMITES PARA CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS
TABLA 10.1

VALORES LÍMITES DE: $\frac{\delta}{(h_i - h_{i-1})}$

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Tabla 3.2. Valores Límites Índice de Deriva, Control Desplazamientos, Covenin 1756-2001.

Al determinar los desplazamientos laterales totales (desplazamientos elásticos obtenidos en SAP2000) y afectar por 0,8.R (0,8 x 6 = 4,8) se calcula la deriva δ como la resta de dos desplazamientos totales de niveles consecutivos. Lo que permite hallar el valor de comparación con el límite como cociente entre la deriva y diferencia de nivel o Índice de Deriva de piso.

Para cada edificación modelada (edificio 1, edificio 2, edificio 3, taller, escaleras) se realizó este proceso de control en los puntos de techo, tanto en sentidos X e Y, determinando la combinación de cargas que lo genera y escogiendo resto desplazamientos de puntos, verticalmente inferiores, con este combo.

Los primeros chequeos determinaron que algunos niveles de los edificios 1, 2 y 3, superaban el límite establecido para las edificaciones del Grupo A, debiendo mejorar la rigidez parcial del entrepiso con el incremento de secciones de columnas y vigas de

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

los pórticos, hasta que se obtiene el modelo con valores aceptables para los límites de la Norma Covenin 1756-2001. El modulo de taller y las escaleras superaron el control de desplazamientos con las dimensiones propuestas en el predimensionado en el primer análisis realizado.

Mediante el manejo de tablas en Excel, establecimiento de valores límites y gráficos de dispersión de puntos, representados como “derivadas/ Δh vs alturas” se realiza un acertado proceso de verificación de los Controles de Desplazamientos (Figura 3.29 y 3.30). Estos controles permiten establecer también separaciones mínimas entre edificaciones adyacentes y linderos, según Norma Covenin 1756-2001, Capítulo 10.3.

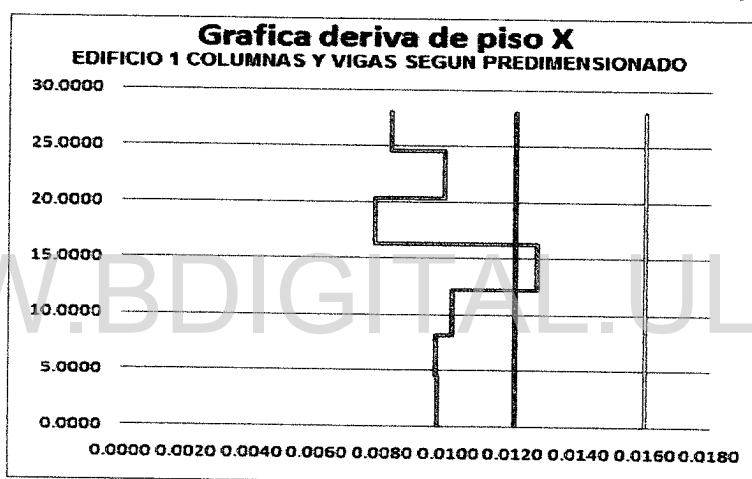


Figura 3.29, Ejemplo Índice de derivas de piso, edificio 1 dirección X.

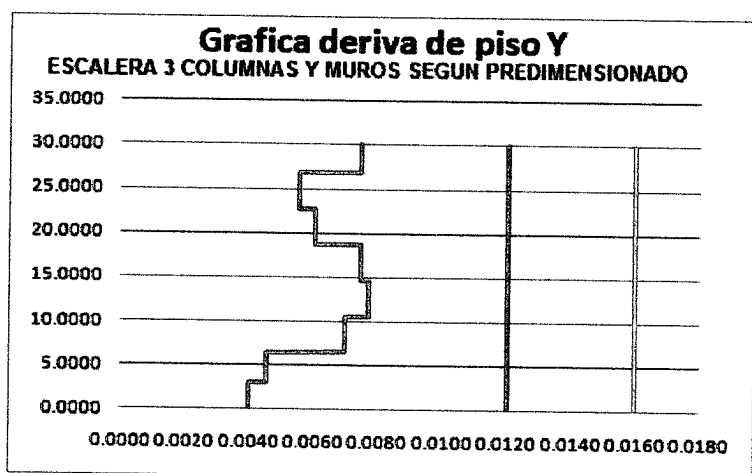


Figura 3.30, Ejemplo Índice de derivas de piso, escalera 3 dirección Y.

3.2.6 VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES:

El control de flechas para los elementos de Concreto Armado está establecido en la Norma Covenin 1753-2006 Capítulo 9.6.2 (tabla 3.3) y se implementa mediante chequeos en las vigas de mayor luz de los entrepisos y techos, para todas las edificaciones.

TABLA 9.6.2 FLECHAS MÁXIMAS PERMISIBLES

TIPO DE MIEMBRO	FLECHA A CONSIDERAR	FLECHAS LÍMITES
Techos planos con pendiente mínima que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Flecha instantánea debida a la carga variable.	L/180 ⁽¹⁾
Pisos que no soportan ni están unidos a miembros no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/360
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Aqueña parte de la flecha total que se produce después de colocar los componentes no estructurales (suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas permanentes) y la flecha instantánea debida a cualquier carga variable adicional aplicada después de colocar los miembros no estructurales ⁽³⁾ .	L/480 ⁽²⁾
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales no susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/240 ⁽⁴⁾

(1) Este límite no toma en consideración la posible formación de lagunas o charcos, porque se cumple la Norma Venezolana 3400.
(2) Se puede exceder este límite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño de los miembros unidos o soportados.
(3) La flecha a largo plazo debe determinarse de acuerdo con la Subsección 9.6.2 pero puede reducirse deduciendo la parte de la flecha que se produce antes de la colocación de los miembros no estructurales. Esta última puede determinarse con base en los datos técnicos referentes a las características de variación con el tiempo de las flechas de miembros similares a los considerados.
(4) Este límite no será mayor que la tolerancia prevista para los miembros no estructurales. El valor puede ser excedido cuando la contra flecha proporcionada es tal que la diferencia entre ésta y la flecha total no supere el límite estipulado.

Tabla 3.3, Control de flechas para concreto armado.

El control de flechas para los elementos de Acero Estructural está contemplado en la Norma Covenin 1618-1998 Capítulo 8.4.1 (tabla 3.4 y 3.5) y se implementa mediante incorporación de dichos valores límites en las Preferencias de Diseño para acero en SAP2000 ver12.

TABLA C-3.1
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS
A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO [CSA, 1989]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Acción	Tipo de Miembro	Flecha recomendada
INDUSTRIAL	VERTICAL	Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse.	L/360
		Variable	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse.	L/300
		Viento	Pisos (desplazamiento total debido a todos los efectos).	L/400
OTROS EDIFICIOS	VERTICAL	Viento	Pisos (desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos) con revestimientos metálicos y tabiques sin precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	L/500
		Viento	El mismo caso anterior, pero con pisos con precauciones especiales para permitir deformaciones de la estructura	L/400

Tabla 3.4, Control de flechas para acero estructural.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA C-8.1 (continuación)
FLECHAS MÁXIMAS RECOMENDADAS DEBIDAS
A LAS ACCIONES VARIABLES Y DE VIENTO [CSA, 1989]

Edificación	Tipo de Flecha	Tipo de Acción	Tipo de Miembro	Flecha recomendada
EDIFICIOS INDUSTRIALES	VERTICAL	Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos no flexibles	L/240
		Variable	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimientos flexibles	L/180
		Variable	Tramos de miembros que soportan pisos	L/300
		Máxima por rueda, sin impacto	Tramos de vigas para grúas móviles con capacidad: a) igual o mayor a 25000 kgf b) menor de 25000 kgf	L/800 L/600
	LATERAL	Fuerzas laterales debidas a grúas	Tramos de vigas que soportan grúas móviles	L/600
		Fuerzas laterales debidas a grúas o viento	Columnas ² (desplazamiento total de su parte superior)	L/400 ^a
				L/200

Tabla 3.5, Continuación control de flechas para acero estructural.

3.2.7 TORSION ADICIONAL:

La Norma Covenin 1756-2001, Capítulo 9.6, contempla que para el método de análisis “METODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL”, se debe incorporar la torsión adicional como un momento estático añadido al análisis dinámico con el fin de incluir los efectos de la componente rotacional del terreno además de las incertidumbres existentes en la localización de los centros de masa y centros de rigidez.

$$\text{Para el sismo en X: } Mt_{kx} = \pm V_{kx} \cdot (0,06B_{ky})$$

$$\text{Para el sismo en Y: } Mt_{ky} = \pm V_{ky} \cdot (0,06B_{kx})$$

Se realiza el análisis de cada estructura (edificios, escaleras y taller) sin el efecto de la torsión adicional, pero separando cada nivel de entrepiso en grupos (comando “section cut” en SAP2000) para determinar posteriormente los valores de cortante (fuerzas en direcciones F_1 y F_2) del nivel en dirección X e Y, solo para las demandas de sismos analizados en X e Y respectivamente.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Como procedimiento, la información es extraída en planillas de Excel, para poderlas manipular y calcular los valores del Momento Torsor en sentido X e Y (ver tabla 3.6).

SEÑO LOSAS												
SectionCut	OutputCase	CaseType	StatType	F1	F2	bx	bx*0.06	by	by*0.06	M3=F1by	M3=F2bx	M3 total
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m	m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
MZPG	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	522073.69	221231.21	31.23	1.87	7.00	0.42	219,270.95	414,543.04	633,813.99
MZPG	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	337869.11	358090.29	31.23	1.87	7.00	0.42	141,905.03	670,989.59	812,894.61
N1	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	2170363.8	1460354.65	35.85	2.15	35.00	2.10	4,557,763.98	3,141,222.85	7,698,986.83
N1	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1462071.55	2166822.62	35.85	2.15	35.00	2.10	3,070,350.26	4,660,835.46	7,731,185.71
N2	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1787545.69	1207679.08	35.00	2.10	34.15	2.05	3,662,681.12	2,536,126.07	6,198,807.19
N2	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1207704.12	1787674.06	35.00	2.10	34.15	2.05	2,474,585.74	3,754,115.53	6,228,701.27
N3	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1534208.96	1016447.15	35.00	2.10	34.15	2.05	3,143,594.16	2,134,539.02	5,278,133.17
N3	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1016251.79	1530034.53	35.00	2.10	34.15	2.05	2,082,299.92	3,213,072.51	5,295,372.43
N4	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1333281.42	895157.64	35.00	2.10	34.15	2.05	2,731,893.63	1,879,831.04	4,611,724.67
N4	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	894462.24	1334656.69	35.00	2.10	34.15	2.05	1,832,753.13	2,802,779.05	4,635,532.18
N5	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1058618.73	713796.64	35.00	2.10	34.15	2.05	2,169,109.78	1,498,972.94	3,668,082.72
N5	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	714397.74	1056671.9	35.00	2.10	34.15	2.05	1,463,800.97	2,219,010.99	3,682,811.96
NTECHO	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	587779.98	383607.34	35.85	2.15	35.00	2.10	1,234,337.96	825,139.39	2,059,477.35
NTECHO	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	385091.21	582912.93	35.85	2.15	35.00	2.10	808,691.54	1,253,845.71	2,062,537.25

Tabla 3.6, Ejemplo de cálculo de momentos torsores adicionales en edificio 3.

Dichos momentos torsores serán aplicados en los respectivos Centros de Rigidez de cada nivel y añadidos a las combinaciones de cargas con demandas sísmicas (sismo X y sismo Y) del modelo en SAP2000 como $\pm MT_x$ o $\pm M_y$ correspondientes.

La determinación de la ubicación del centro de rigidez se realiza mediante un procedimiento aproximado que considera solo la rigidez de los elementos tipo columna o muros, cuantificando y ponderando la rigidez individual con la general del conjunto de columnas y/o muros (ver tabla 3.7).

Calculo del Centro de Rigidez

Rigidez de Columna Circular

$$I = (\pi r^4) / 4$$

$$K = 12 E I / h^3$$

$$E = 15000 * f_c^{1/2}$$

con 3 pisos 140 - 2 pisos 110 - 1 piso 90 - 1 piso 80										
Nivel de Planta	Sección Ø Columna	H col m	K columna kg/cm	?Kx kg/cm	?Ky kg/cm	?Kx*xi kg	?Ky*yi kg	X _{cr} =?Kx*xi/?Kx m	Y _{cr} =?Ky*yi/?Ky m	
N5 - TECHO	80	4.08	82551.98	1320831.65	1320831.65	19812474.70	30379127.88	15.000000	23.000000	
N4 - N5	90	4.08	132232.31	2115716.90	2115716.90	31735753.55	48661488.78	15.000000	23.000000	
N3 - N4	110	4.08	295078.98	4721263.71	4721263.71	70818955.60	108589065.26	15.000000	23.000000	
N2 - N3	110	4.08	295078.98	4721263.71	4721263.71	70818955.60	108589065.26	15.000000	23.000000	
N1 - N2	140	4.08	774247.26	12387956.19	12387956.19	185819342.83	284922992.35	15.000000	23.000000	
O - N1	140	8.16	96780.91	1548494.52	1548494.52	23227417.85	35615374.04	15.000000	23.000000	
O - Mzpg	40	3.57	7701.64	30806.57	30806.57	462098.54	0.00			
O - Mzpg	140	3.57	1155727.69	4622910.76	4622910.76	69343661.47	32360375.35	15.000000	6.953662	

Tabla 3.7, Ejemplo de cálculo centro de rigidez edificio 3.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Estos momentos torsores adicionales deben introducirse al modelo en el Centro de Rigidez respetando los signos en referencia al centro de masas, ubicado explícitamente por el software SAP2000, en sus tablas de resultados.

3.2.8 VERIFICACIÓN DE EFECTO P-Δ:

La Norma Covenin 1756-2001, Capítulo 8.5, establece la verificación de la seguridad de las estructuras en el análisis, mediante el chequeo de la existencia de efectos de segundo orden (P-Δ) y la posibilidad de incorporarlos al análisis, comparando el Coeficiente de Estabilidad θ con límites preestablecidos por Norma.

$$\text{Coeficiente de estabilidad: } \theta_i = \frac{\delta_{ei} \cdot \sum_{j=1}^N W_j}{V_i \cdot (h_i - h_{i-1})}$$

$$\text{Valor máximo: } \theta_{max} = \frac{0,625}{R} \leq 0,25$$

Si $\theta_i \geq \theta_{max}$, redimensionar la estructura

Si $0,08 < \theta_i < \theta_{max}$, se considera efecto P – Δ mayorando δ_i y F_{vi}

Si $\theta_i \leq 0,08$, no se considera importante el efecto P – Δ

Para las estructuras en estudio solo se verifica el efecto P-Δ cuando poseen altura considerable, es decir edificios 1, 2 y 3, escaleras 1, 2 y 3.

El análisis se inicia con la obtención del peso propio de la estructura (tabla 3.8), separándolo por niveles o entrepisos. Esto se consigue con la creación de la salida de SAP2000 de los pesos y masas de los “sections cuts”, previamente creados.

TABLE: Group 3 - Masses and Weights		
GroupName	SelfMass	SelfWeight
Text	Kgf-s2/m	Kgf
nivel techo	6127.17	60096.32
nivel 5	5907.32	57939.97
nivel 4	6117.24	59998.86
nivel 3	6117.24	59998.86
nivel 2	6327.15	62057.75
nivel 1	6327.15	62057.75
nivel mez	5861.57	57491.71
nivel tablero	8703.84	85102.73
nivel sot + mez	14567.81	142883.46
	SUMA:	

Tabla 3.8, Ejemplo salida SAP2000, masas y pesos propios por niveles, escalera 3.

También se deben determinar las cargas permanentes (tabla 3.9) y las cargas variables (tabla 3.10) como porcentaje de acciones variables a adicionar al peso, Norma Covenin 1756-2001, capítulo 7.1.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis				
SectionCut	Output Case	F3	SUMA F3	REACCION TOTAL
Text	Text	Kgf	POR NIVEL	44863.47
N SOT+MEZ	CP TECHO	-3122.05		
N SOT+MEZ	CP ESCALONES	-8236.82		
N SOT+MEZ	CP BARANDA	-25714.33	-37073.2	7790.27
N1	CP TECHO	-3293.2		
N1	CP ESCALONES	-6154.48		
N1	CP BARANDA	-18373.7	-27821.38	9251.82
N2	CP TECHO	-3262.56		
N2	CP ESCALONES	-4369.26		
N2	CP BARANDA	-14293.87	-21925.69	5895.69
N3	CP TECHO	-3101.6		
N3	CP ESCALONES	-3152.5		
N3	CP BARANDA	-10667.67	-16921.77	5003.92
N4	CP TECHO	-2957.02		
N4	CP ESCALONES	-1493.86		
N4	CP BARANDA	-6551.68	-11002.56	5919.21
N5	CP TECHO	-3384.22		
N5	CP ESCALONES	64.7		
N5	CP BARANDA	-3930.18	-7249.7	3752.86
N TECHO	CP TECHO	2.87E-10		
N TECHO	CP ESCALONES	5.896E-10		
N TECHO	CP BARANDA	4.69E-13	8.77069E-10	7249.7
			SUMA:	

Tabla 3.9, Ejemplo de cargas permanentes por niveles, escalera 3.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis			
SectionCut	OutputCase	F3	REACCION TOTAL
Text	Text	Kgf	
N SOT+MEZ	CV	-90611.66	49911.14
N1	CV	-71521.61	19090.05
N2	CV	-52617.06	18904.55
N3	CV	-38752.14	13864.92
N4	CV	-19833.29	18918.85
N5	CV	-6154.37	13678.92
N TECHO	CV	6.777E-09	6154.37
SUMA:			

Tabla 3.10, Ejemplo de cargas variables por niveles, escalera 3.

Para hallar las fuerzas cortantes de diseño por nivel (“section cuts”), se extrae del SAP2000 los valores de fuerzas F_1 y F_2 , para los niveles de la escalera en sus diversas combinaciones de cargas mayoradas (diseño). Escogiendo posteriormente, por medio del Excel, solo las combinaciones de cargas que generan las fuerzas cortantes de diseño mayores por nivel. Igualmente se deben determinar los desplazamientos elásticos en los centros de masa (CM) para cada nivel del modulo analizado y combinación de cargas de diseño (ver tabla 3.11).

CORTANTES DE DISEÑO POR SECTION CUT				DESPLAZAMIENTO ELASTICO CM:				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m
					24739.83	0.002443	0.001598	-0.000307
N SOT+MEZ	0.9CP+SI-mta	Combination	Min	26637.08		0.000525	0.005048	-0.000473
N SOT+MEZ	0.9CP+SI-mta	Combination	Min	-84492.88	-24044.53	-0.002876	-0.001598	-0.000545
N SOT+MEZ	0.9CP+SI-mta	Combination	Min	-26181.36	-77511.56	-0.000958	-0.005048	-0.00038
N1	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max		19109.95	0.005593	0.002854	-0.000514
N1	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max	20562.06	58646.54	0.001127	0.009865	-0.000736
N1	0.9CP+SI-mta	Combination	Min	-62761.45	-19117.83	-0.006741	-0.002854	-0.00079
N1	0.9CP+SI-mta	Combination	Min	-20506.17		-0.002275	-0.009865	-0.000568
N2	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max		10109.13	0.00928	0.004038	-0.000695
N2	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max	55083.25	10109.13	-0.004633	-0.01623	-0.001141
N2	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max	-16639.76		-0.011355	-0.004038	-0.000939
N2	0.9CP+SI-mta	Combination	Max		58081.12	0.002559	0.01623	-0.000493
N2	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	16092.9	58081.12	-0.017581	-0.007673	-0.001566
N2	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	-16069.92	-24544.73	-0.006805	-0.022252	-0.00131
N3	0.9CP+SI-mta	Combination	Max		24322.51	0.014394	0.007673	-0.00329
N3	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	47110.23	24322.51	0.003617	0.022252	-0.000585
N3	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	15973.34	53783.37	0.017062	0.00563	-0.000926
N4	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max		41272.03	0.002998	0.023769	-0.001201
N4	1.2CP+CV-SI+	Combination	Max	13816.05	41272.03	0.018704	0.009665	-0.000374
N4	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	42668.35	11848.84	-0.007416	-0.023769	-0.000885
N4	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	-13294.94		-0.028692	-0.011456	-0.001828
N5	1.2CP+CV-SI+	Combination	Min		9858.75	0.003521	0.027218	-0.001265
N5	1.2CP+CV-SI+	Combination	Min	-37755.88	9858.75	0.022986	0.011456	-0.000382
N5	1.2CP+CV-SI+	Combination	Min	11697.88		0.005641	0.031713	-0.000685
N5	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	11699.07	33990.48	0.02685	0.007719	-0.001084
N5	0.9CP+SI-mta	Combination	Max		7840.39	0.004571	0.032438	-0.001279
N TECHO	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	7774.01	7840.39	0.029545	0.013136	-0.000539
N TECHO	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	25912.85	7840.39	0.007266	0.037077	-0.000733
N TECHO	0.9CP+SI-mta	Combination	Max	7774.01	26134.2			

Tabla 3.11, Ejemplo cálculo cortantes diseño y desplazamientos elásticos CM, por niveles, escalera 3.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Finalmente, al incorporar la totalidad de la información recabada de los resultados del análisis mediante el SAP2000 para el modelo de la escalera 3: Diferencias de desplazamientos elásticos entre dos pisos consecutivos hallados en el CM, Peso hasta el nivel en consideración, Cortantes de diseño del nivel y la altura del nivel, se halla el Coeficiente de Estabilidad θ (tabla 3.12) que debe ser controlado con los valores establecidos por la Norma Covenin 1756-2001, capítulo 8.5.

Group/Name Text	H m	GlobalKcm m	GlobalYcm m	PesoPropio Kgf	CargaMuerta Kgf	TotalMuerta Kgf	50%CargaViva Kgf	PesoNivel Kgf
nivel techo	33.15	20.61388	31.04424	60096.32	7249.7	67,346.02	3,077.19	70,423.21
nivel 5	29.58	14.92717	22.94010	57939.97	3,752.86	61,692.83	6,839.46	68,532.29
nivel 4	25.50	15.17696	23.25625	59998.86	5,919.21	65,918.07	9,459.43	75,377.50
nivel 3	21.42	15.16729	23.25401	59998.86	5,003.92	65,002.78	6,932.46	71,935.24
nivel 2	17.34	15.17311	23.26015	62057.75	5,895.69	67,953.44	9,452.28	77,405.72
nivel 1	13.26	14.93290	22.82304	62057.75	9,251.82	71,309.57	9,545.03	80,854.60
nivel sot + mez	9.18	16.66037	30.64591	142883.46	7,790.27	150,673.73	24,955.57	175,629.30

Cortante X Kgf	Cortante Y Kgf	Deflex X m	Deflex y m	θ_x	θ_y
		0.02685	0.032438	0.003	0.004
		0.022986	0.027218	0.005	0.050
		0.017062	-0.023769	0.042	0.002
		-0.017581	-0.022252	0.009	0.008
		-0.011355	-0.01623	0.027	0.010
		0.005593	-0.009865	0.005	0.028
		0.002443	0.005048	0.002	0.002
$\theta_{max} =$					0.10
$\theta_{min} =$					0.08

Tabla 3.12, Ejemplo cálculo de COEFICIENTE DE ESTABILIDAD θ , por niveles, escalera 3.

3.2.9 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN MODAL:

Debido a que el análisis en proceso es de tipo dinámico, la Norma Covenin 1756-2001, Capítulo 9.6 sección 9.6.2.1, contempla la Respuesta dinámica con cantidad de modos que aseguren la sumatoria de las masas participativas (análisis dinámico), en más del 90% de la masa total del edificio para cada dirección de análisis.

Para las diversas edificaciones en análisis se comprueba este porcentaje mediante la salida de resultados de la información modal del SAP2000. De no conseguirse el

porcentaje con cierto número de modos se debe incrementar razonablemente el número de modos a analizar hasta lograrlo.

3.2.10 CORTANTE BASAL MINIMO:

La Noma Covenin 1756-2001, Capítulo 9.6 sección 9.6.2.1, establece que en cada dirección del análisis, el cortante basal V_0 obtenido de la correspondiente combinación modal (análisis dinámico) debe ser mayor que el mínimo establecido por el análisis estático equivalente (Capítulo 9.3 sección 9.3.1) con un periodo de $T=1,6T_a$. Cuando este valor sea mayor se debe afectar proporcionalmente al cociente de ambos cortantes basales.

Según Capítulo 9.3 el cortante basal posee la expresión: $V_0 = \mu \cdot A_d \cdot W$, donde el peso total de la edificación se obtiene del SAP2000 y se le añade la porción de cargas variables según lo establecido en el Capítulo 7.1.

3.2.11 CONSIDERACIÓN DE ACCIONES VARIABLES EN MASAS:

Debido al tipo de ocupación establecido para la edificación, que comprende la incorporación de personas y maquinarias livianas en entrepisos ($CV=600\text{kg/cm}^2$) aunado al hecho de que la ocurrencia del sismo no presupone la ausencia de cargas variables, la Noma Covenin 1756-2001, Capítulo 7.1, establece porcentajes de acciones variables a ser incorporados en las masas.

Para el caso del presente trabajo especial donde se trata edificaciones con más de 200 personas de concentración de público, del tipo: educacionales, comerciales, cines o industrias, se establece 50% de la carga variable incorporadas a las masas sísmicas.

Esta variable de análisis estructural es simple de incorporar en el software SAP2000, con el menú “mass source”, donde al definir las masas como pesos propios, cargas o ambas, en forma de porcentaje, se considera el requerimiento (ver figura 3.31).

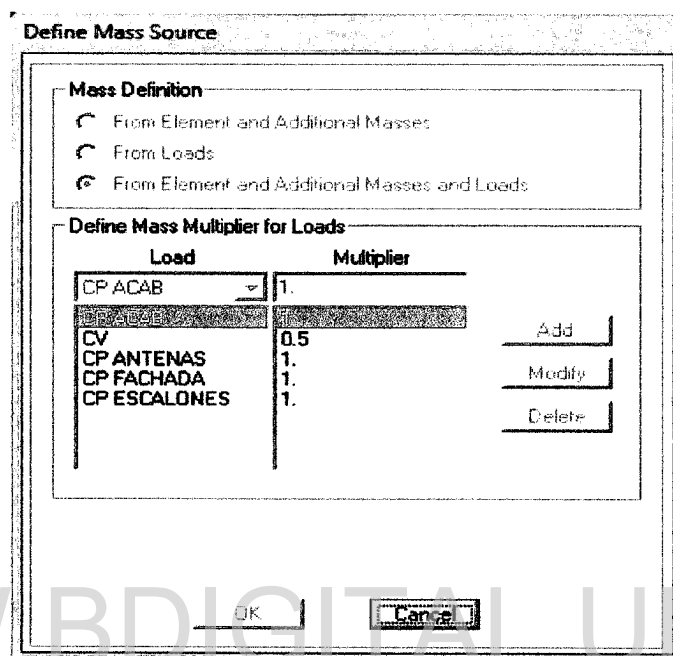


Figura 3.31, Ejemplo de incorporación de CV en masas SAP2000, edificio 2.

3.2.12 EFECTOS DE LA TABIQUERIA:

En los análisis estructurales recientes, existe la forma de incorporar la tabiquería en el modelado de una estructura, por ejemplo mediante el Método de la Biela Equivalente, que se resume en suplantar la pared o tabique principal por una barra diagonal biarticulada, que trabaja solo a compresión y que se desactiva al ocurrir el sismo (desprendimiento del tabique de la zona confinada dentro del pórtico).

Para este trabajo no se contemplo dicho efecto debido al incremento en la torsión que se produciría al modelar solo tabiquería en la fachada posterior e internas entre edificios, generando irregularidad de rigidez en planta, además de incrementar el tiempo de modelado y la cantidad de nodos y elementos a analizar.

El resto de las fachadas externas (pantallas metálicas con vidrios) no se comportan como tabiquería común, debido a que estas descansan o cuelgan de las losas respectivas, no ofreciendo un incremento de la rigidez ante movimientos laterales y contribuyendo solo con las cargas permanentes gravitacionales.

3.2.13 COMBINACION DE EFECTOS SISMICOS:

Todas las estructuras deben analizarse y diseñarse para la acción simultánea de los dos componentes horizontales de la demanda sísmica. Estas componentes se podrán determinar por varios métodos según lo establece la Norma Covenin 1756-2001 capítulo 8.6, pero en este trabajo especial se considera el criterio del valor absoluto de las solicitaciones del sismo en una dirección más el 30% del valor absoluto de las solicitaciones del sismo en la dirección ortogonal y viceversa (ver figura 3.32).

Ambas componentes ortogonales deben poseer la misma intensidad y ser alternantes (signos + y -) en sus combinaciones con las acciones gravitacionales.

No se considera la componente vertical del sismo como se establece en la Norma Covenin 1756-2001 capítulo 8.6 sección IV, ya que en estudios de investigación se demuestra que las derivas de piso y los desplazamientos laterales no se afectan con incorporación de la componente vertical del sismo.

Aunado a esto, la componente vertical del sismo afecta la respuesta dinámica de la estructura dependiendo principalmente de la cercanía a la fuente y de la relación aceleración máxima vertical/horizontal.

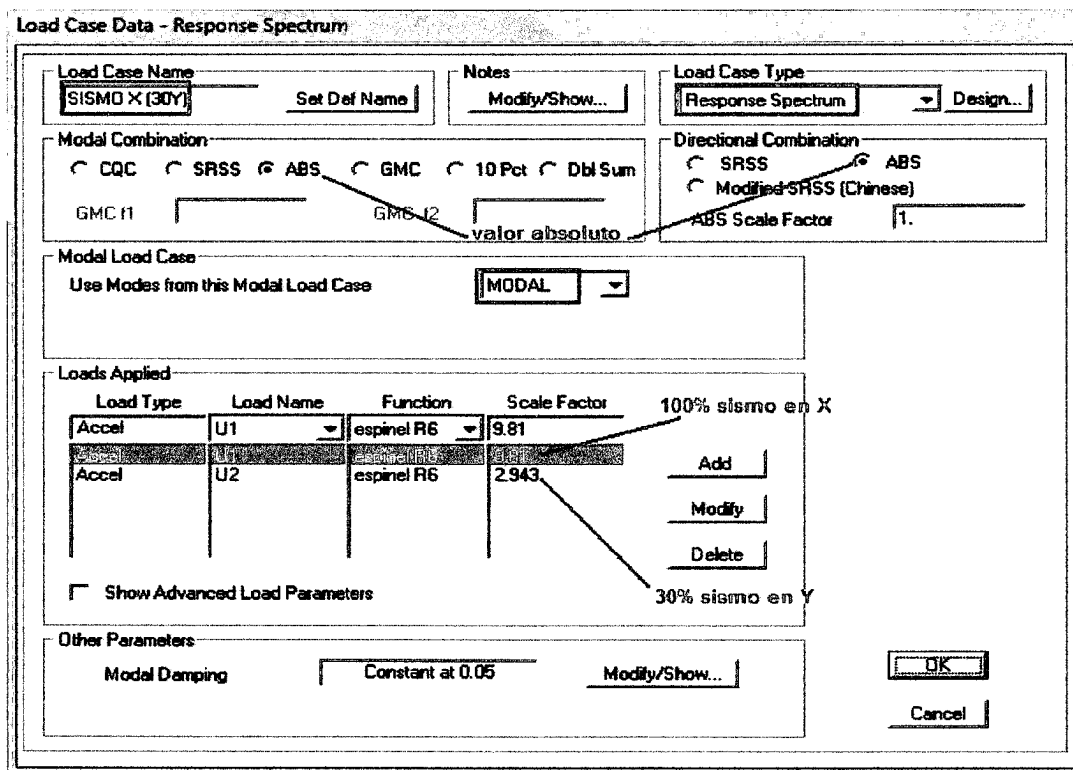


Figura 3.32, Ejemplo de combinación de efectos sísmicos SAP2000, sismo x, edificio 2.

3.2.14 COMBINACION DE CARGAS:

En la determinación del estado límite de agotamiento resistente para análisis y diseño de elementos de concreto armado, se considera que las solicitaciones mayoradas generen el efecto más desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o más de estas solicitaciones estén actuando simultáneamente.

La Norma Covenin 1753-2006 Capítulo 9.3, establece las combinaciones de solicitaciones para este estado límite de agotamiento resistente:

$$U = 1.4CP$$

$$U = 1.2CP + 1.6CV$$

$$U = 1.2CP + CV \pm S_x$$

$$U = 1.2CP + CV \pm S_y$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$U = 0,9CP \pm S_x$$

$$U = 0,9CP \pm S_y$$

Las cargas provenientes del Puente Grúa se consideran Acciones Variables (CV), ya que no poseen una magnitud constante en el tiempo, están afectadas por los mayores factores en las combinaciones otorgando más seguridad ante las incertidumbres y además están contempladas en la Norma Covenin 2002-1988 capítulo 5.1.

Estas cargas se discretizan en diferentes posiciones (Carga Máxima de rueda a la derecha y Carga Mínima de rueda a la izquierda, y viceversa) combinada con la posición relativa al avance dentro de los pórticos de la estructura en sí. Generando así las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.2CP + 1.6CV + 1.6PGnL; \text{ con: } n = 0,1,2,3,4,5,6,7,8 \text{ y } L = \text{Der. e Izq.}$$

$$U = 1.2CP + CV + PGnL \pm S_x; \text{ con: } n = 0,1,2,3,4,5,6,7,8 \text{ y } L = \text{Der. e Izq.}$$

$$U = 1.2CP + CV + PGnL \pm S_y; \text{ con: } n = 0,1,2,3,4,5,6,7,8 \text{ y } L = \text{Der. e Izq.}$$

Se añade a las combinaciones las acciones provenientes de la Torsión Adicional, en forma de cargas estáticas, alternantes y aplicadas en la dirección correspondiente de la demanda sísmica.

$$U = 1.2CP + CV + PGnL \pm S_x \pm M_{tax}.$$

$$U = 1.2CP + CV + PGnL \pm S_y \pm M_{tay}.$$

$$U = 0,9CP \pm S_x \pm M_{tax}.$$

$$U = 0,9CP \pm S_y \pm M_{tay}.$$

En cuanto al análisis y diseño de elementos de acero estructural, se aplican los criterios establecidos en la Norma Covenin 1618-1998 capítulo 10.3, para el estado límite de agotamiento resistente.

Solo se considera el efecto de la acción accidental del Viento (W) y se desprecia la acción sísmica sobre estos elementos metálicos, debido a la poca masa de los mismos en comparación con las estructuras de concreto armado colindantes (edificios de laboratorios).

$$U = 1.4CP$$

$$U = 1.2CP + 1.6CV$$

$$U = 1.2CP + 0.5CV \pm 1.3W$$

$$U = 0.9CP \pm 1.3W$$

Para el análisis y diseño de los elementos de acero estructural, se considera también el estado límite de servicio el cual se centra en controlar las desviaciones (verticales y laterales) de los elementos y así mejorar el nivel de daño de la estructura, mejorando implícitamente el desempeño estructural de la edificación.

$$U = CP$$

$$U = CP + CV$$

$$U = CP + CV \pm W$$

Estos criterios se fundamentan esencialmente en las Normas Covenin citadas anteriormente y en sus pares norteamericanas, ACI 318-2005 y AISC LRFD-1993.

CAPITULO IV:

PRESENTACION Y ANALISIS DE RESULTADOS.

Se presentan a continuación los resultados del proceso de modelado y análisis de la Estructura del Edificio de Laboratorios de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes:

4.1 RESULTADOS DEL MODELADO MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS EMPLEANDO SAP2000:

Luego de realizar en detalle todos los pasos explicados en la metodología de trabajo correspondiente al modelado mediante elementos finitos utilizando el software especial SAP2000 se logran los siguientes resultados:

Se observan las deformadas predecibles locales y globales de las estructuras modeladas ante las acciones estáticas y dinámicas impuestas, evidenciando su actuación y por tanto la generación de solicitaciones internas (figuras 4.1 a 4.9):

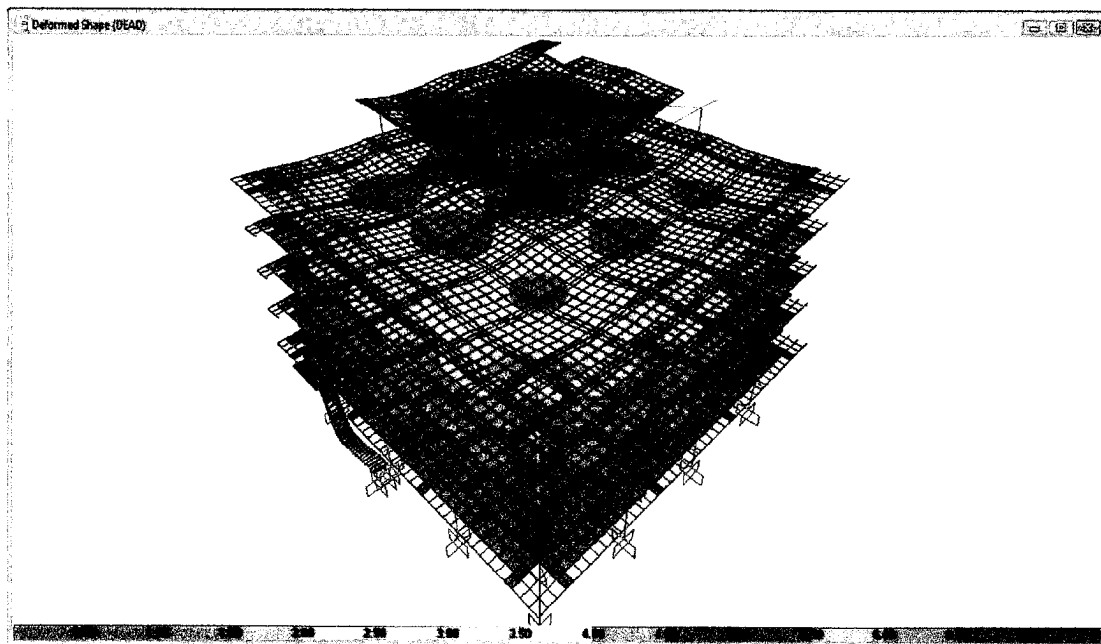


Figura 4.1, Contornos de deformadas para peso propio edificio 1 (unds=mm).

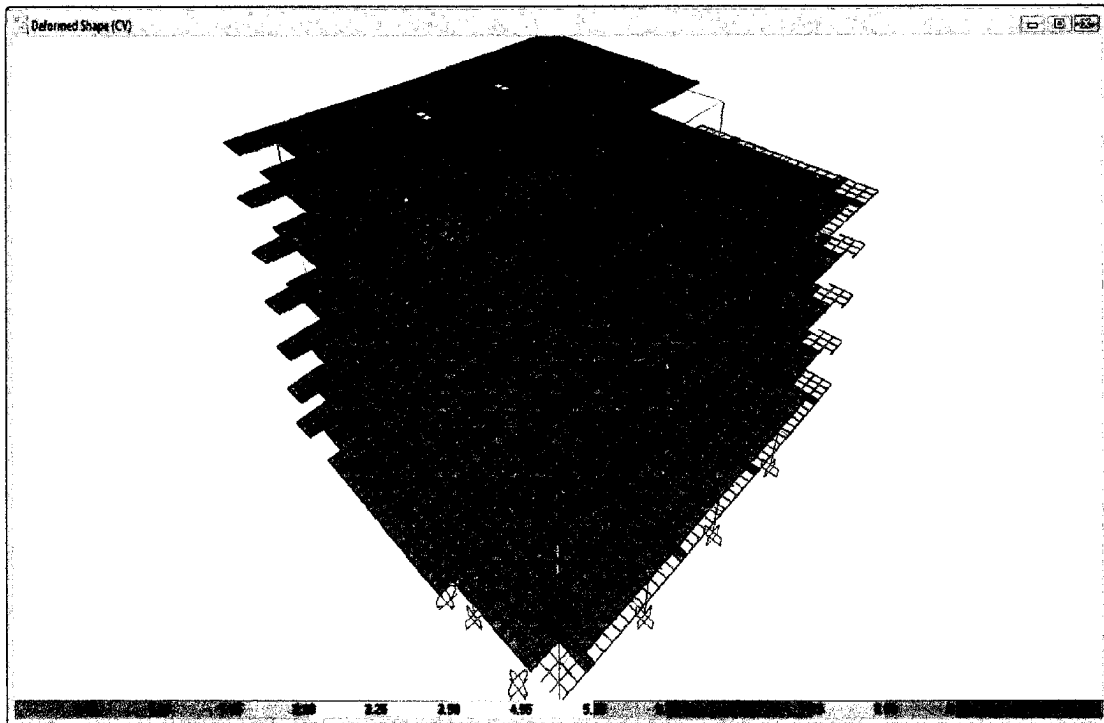


Figura 4.2, Contornos de deformadas para carga variable edificio 2 (unds=mm).

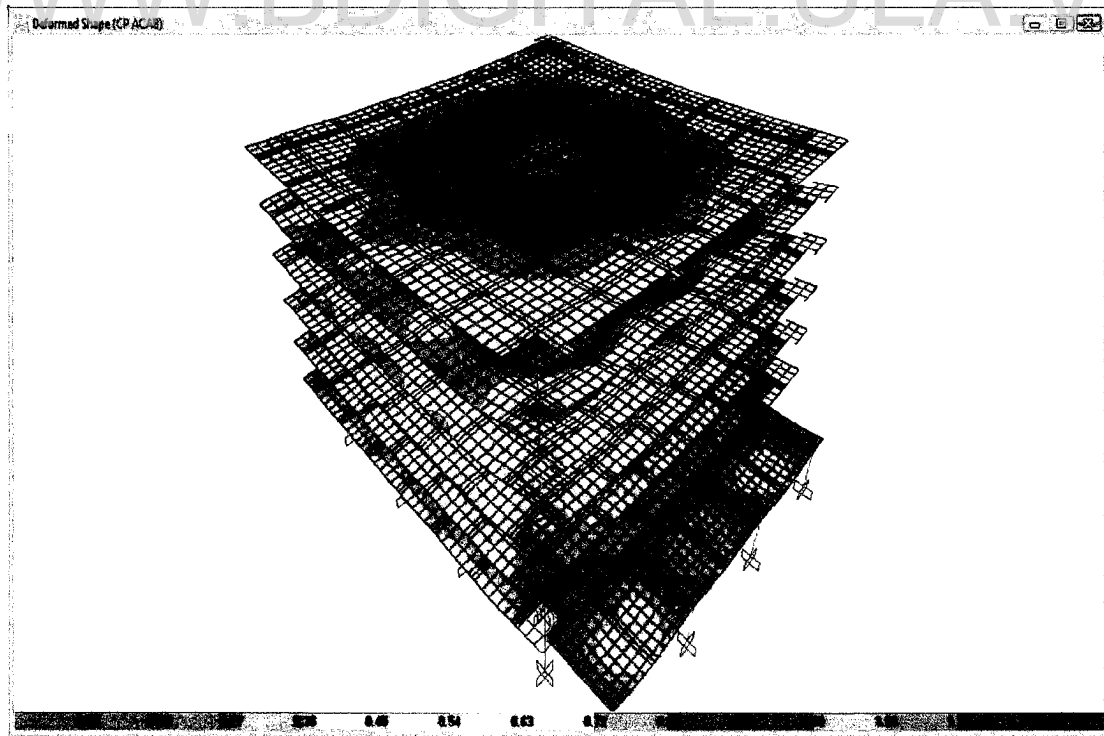


Figura 4.3, Contornos de deformadas para carga permanente tipo acabado edificio 3 (unds=mm).

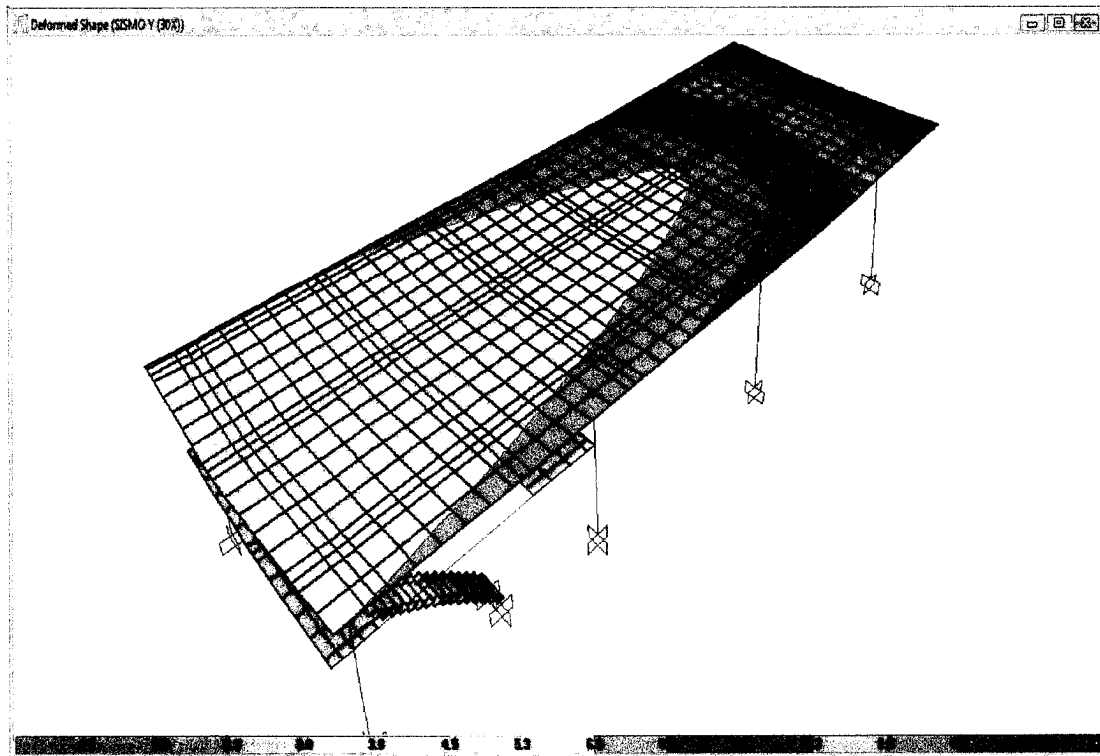


Figura 4.4, Contornos de deformadas para sismoY+30%sismoX edificio taller (unds=mm).

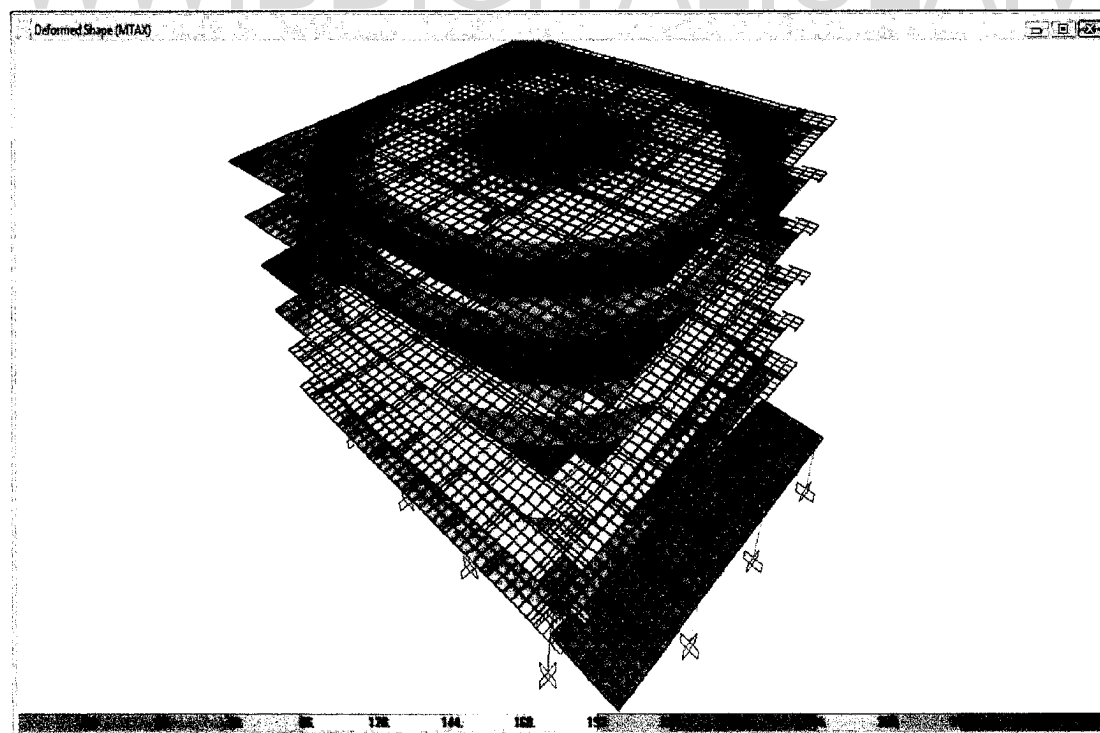


Figura 4.5, Contornos de deformadas, momento torsor adicional sentido X, edificio 3 (unds=mm).

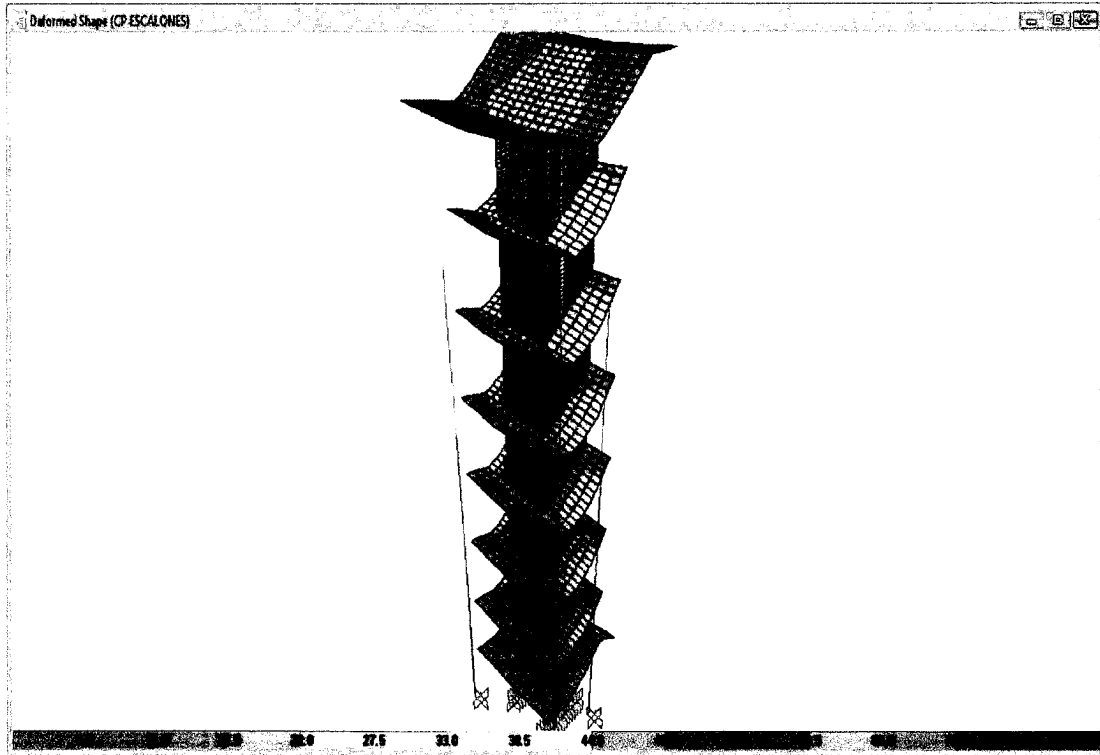


Figura 4.6, Contornos de deformadas para cargas permanentes tipo escalón, escalera 3 (unds=mm).

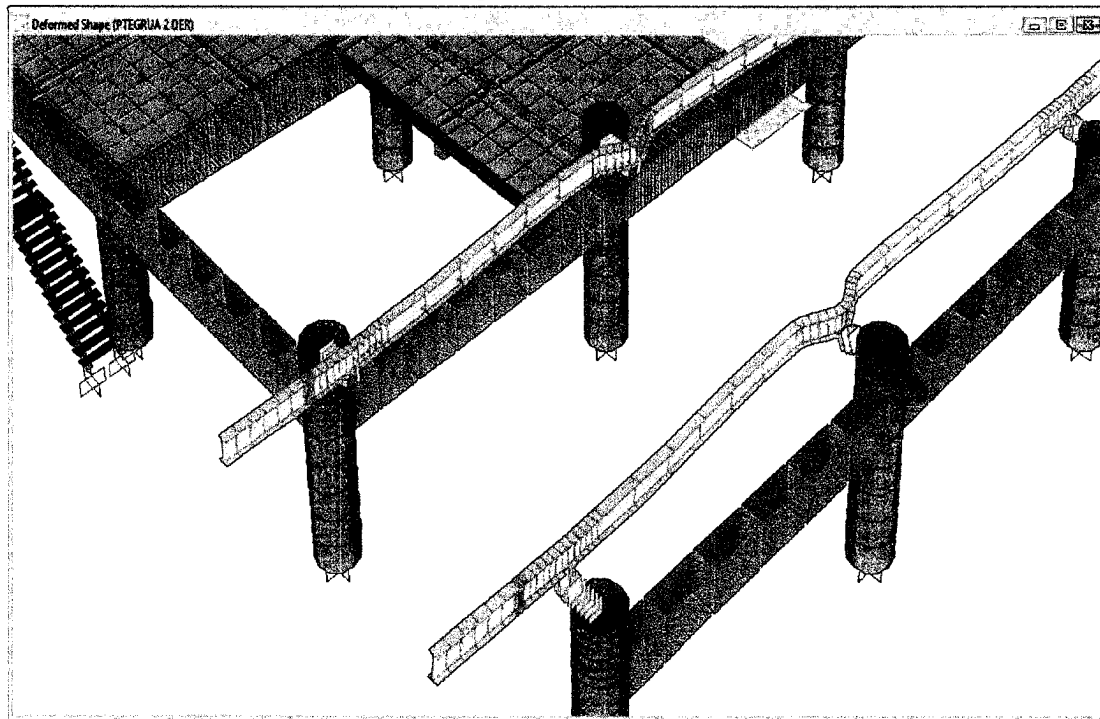


Figura 4.7, Deformada de viga puente grúa con posición 2 derecha en edificio 1.

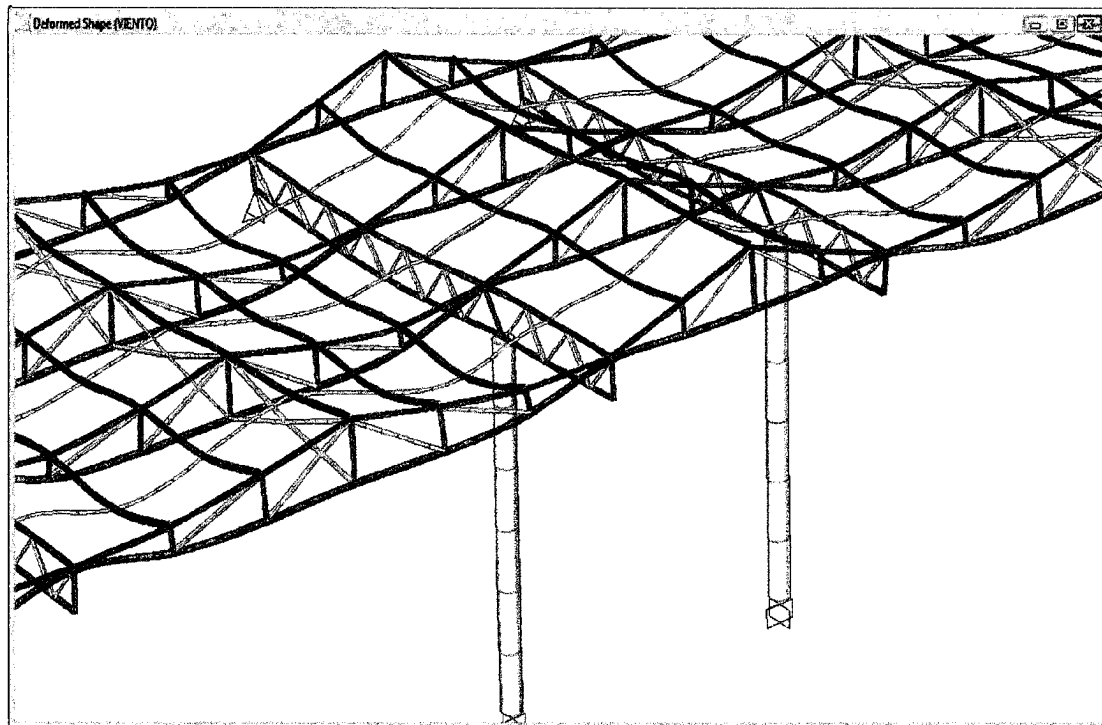


Figura 4.8, Deformadas por viento de elementos metálicos en cerchas nivel sótano.

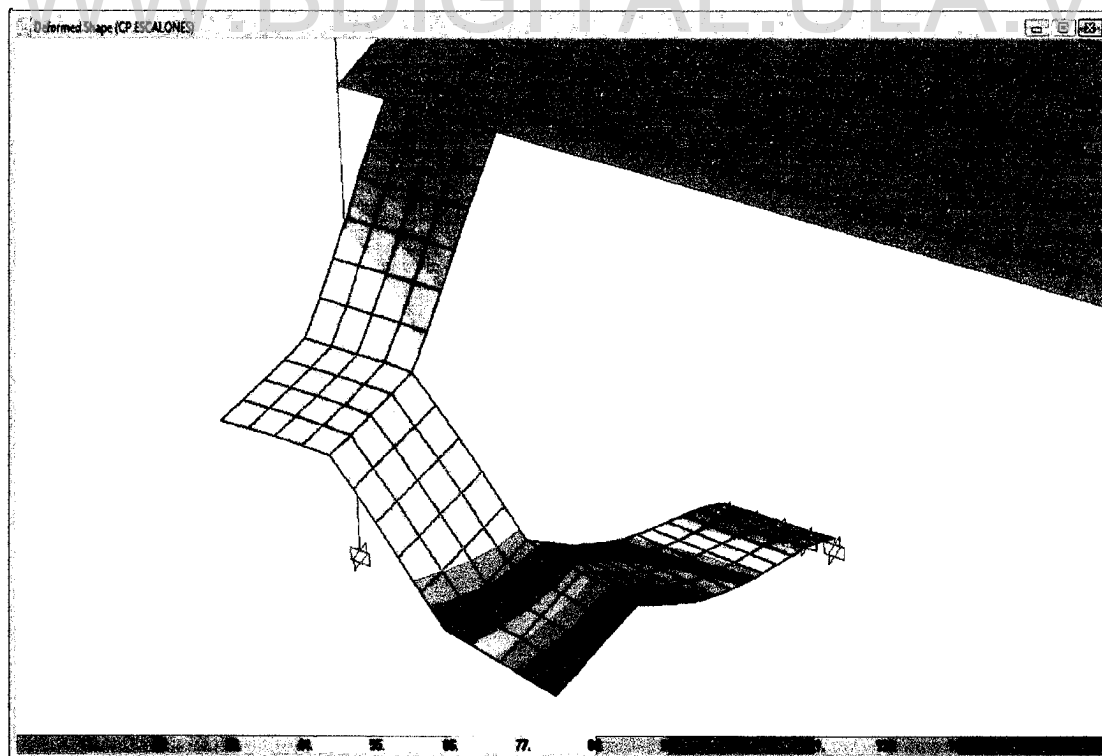


Figura 4.9, Contorno de deformadas en losa de escalera menor de concreto edificio 2 (unds=mm).

Cada deformada de acuerdo a la carga de servicio o combinación de diseño actuante, habilita la obtención de las FUERZAS INTERNAS y los DESPLAZAMIENTOS de los nodos, para cualquier elemento del modelo a través de la salida del SAP2000. Lo que permitirá en la fase de Análisis estructural verificar los Estados Limites de Resistencia así como los controles de desplazamientos (Estado Limite de Servicio) respectivamente. Se detalla a continuación solo la viga 24331, modelo del edificio 1 a manera de ejemplo de información obtenida del SAP2000 (figuras 4.10 y 4.11):

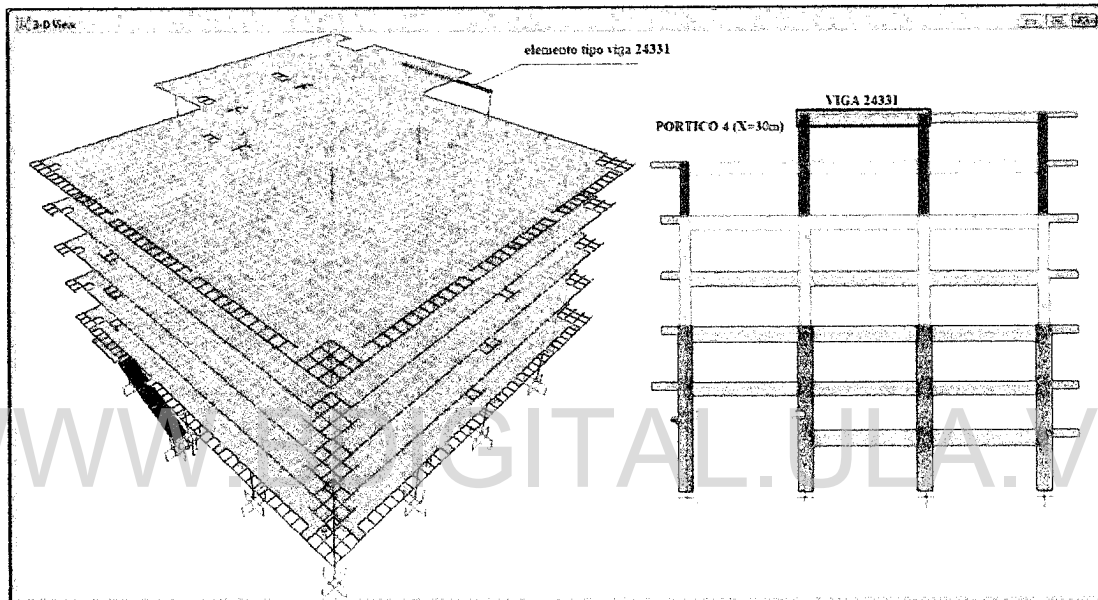


Figura 4.10, Esquema de ubicación de viga de techo Nro.24331, edificio 1.

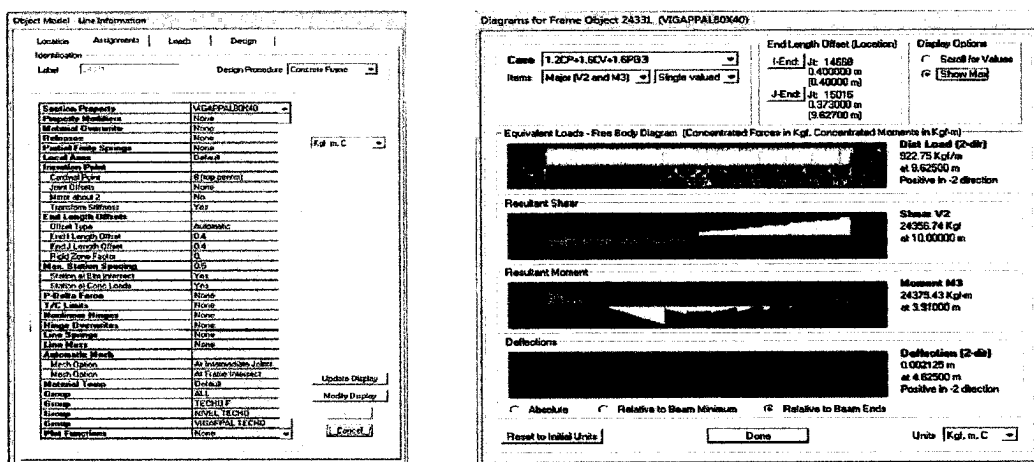


Figura 4.11, Datos de asignación al elemento tipo viga Nro.24331, fuerzas internas y deflexiones del elemento tipo viga Nro.24331 para el combo de cargas 1,2CP+1.6CV+1.6PG3I

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

También están disponibles en las tablas de resultados de SAP2000, las propiedades dinámicas de las estructuras modeladas y analizadas, pudiéndose identificar los periodos para cada modo de vibración, así como los porcentajes de participación modal de las masas.

Al realizar los primeros procesos de chequeo del Diseño con las secciones de predimensionado, en concreto armado mediante ACI.318-2002 (normas equivalentes a Covenin 1753-2006), se consiguen verificaciones suficientemente seguras sobre la resistencia estructural de cada elemento involucrado tanto en columnas (controladas por flexo-compresión) como en vigas y nervios (dominadas por flexión), producto de la acción de las Cargas Gravitatorias únicamente.

Caso distinto se evidencia ante la ocurrencia de las acciones sísmicas en X y Y, con la adición de los momentos estáticos como torsores adicionales donde las solicitaciones actuantes evidencian fallas estructurales en el diseño mediante SAP2000, principalmente en los elementos horizontales o vigas, donde sus extremos fallan por corte. Lo que origina la necesidad de incrementar la sección efectiva del elemento para prevenir el colapso individual.

Luego de varias modificaciones en las vigas de los niveles inferiores se logra la conformidad con las condiciones de Resistencia de los elementos en todos los edificios según la normativa vigente.

Para las estructuras metálicas, el SAP2000 simplifica el proceso de Prediseño (Acero estructural AISC-LRFD-1993 equivalente a Covenin 1618-1998) mediante la representación de la relación Demanda/Capacidad referida e escalas de colores, mostrando los elementos sobre-esforzados y permitiendo modificaciones sin cancelar el diseño original (cambios interactivos de secciones sin salir del proceso de diseño). Esto otorga una ventaja en ahorro de tiempo mediante la simplificación y agilización de las revisiones.

4.2 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL:

Ejecutado los procesos de modelado mediante elementos finitos, chequeo de la estructura mediante el control de advertencias y errores del software SAP2000, incorporado los aspectos previos para el análisis según Normas Venezolanas y chequeado la propuesta de pre-dimensiones de las secciones (concreto armado y acero) mediante la ejecución de proceso de pre-diseño según las preferencias de las normas en el software SAP2000 para Resistencia y Deflexiones locales, se procede a la ejecución del Análisis Estructural adecuado a la Norma Venezolana Edificaciones Sismorresistentes Covenin 1756-2001 con los resultados obtenidos.

Se incorpora la torsión adicional (Capítulo 9.6 sección 9.6.2.2), se verifica la influencia del efecto P- Δ (Capítulo 8.5), se comprueban los porcentajes de participación modal y el chequeo de cortante basal mínimo (Capítulo 9.6 sección 9.6.2.1), se consideran las cargas variables en los pesos estructurales (Capítulo 7.1), se realiza la combinación de efectos sísmicos (Capítulo 8.6) y se plantea la mayor cantidad de combinaciones de carga, con el control de desplazamientos de la estructura mediante el índice de derivas de piso (Capítulo 10).

Se presentan las tablas (ver tablas 4.1 a 4.5) con las fuerzas de Corte por Piso para el cálculo de los momentos torsores adicionales aplicados en el CR de cada diafragma con el fin de cumplir el requisito normativo, en cada edificio modelado y analizado:

SectionCut	OutputCase	F1	F2	bx	bx*0.06	by	by*0.06	M3=F1by	M3=F2bx	M3 total
Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m	m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
N MEZ	SISMO X (30X)	2048988.44	1335789.89	34.93	2.10	22.93	1.38	2,818,998.30	2,799,548.45	5,618,546.75
N MEZ	SISMO Y (30X)	1348547.96	2031841.57	34.93	2.10	22.93	1.38	1,855,332.28	4,258,333.56	6,113,665.85
N1	SISMO X (30X)	1877500.79	1216463.85	35.78	2.15	35.85	2.15	4,038,504.20	2,611,504.59	6,650,008.79
N1	SISMO Y (30X)	1225003.09	1871985.3	35.78	2.15	35.85	2.15	2,634,981.65	4,018,778.04	6,653,759.69
N2	SISMO X (30X)	1572335.72	981882.68	34.93	2.10	35.00	2.10	3,301,905.01	2,057,829.72	5,359,734.73
N2	SISMO Y (30X)	997529.79	1568468.94	34.93	2.10	35.00	2.10	2,094,812.56	3,287,197.20	5,382,009.76
N3	SISMO X (30X)	1381799.72	889022.28	34.93	2.10	35.00	2.10	2,901,779.41	1,863,212.89	4,764,992.31
N3	SISMO Y (30X)	872934.93	1399767.23	34.93	2.10	35.00	2.10	1,833,163.35	2,933,632.16	4,766,795.51
N4	SISMO X (30X)	1131919.16	754427.35	34.93	2.10	35.00	2.10	2,377,030.24	1,581,128.84	3,958,159.08
N4	SISMO Y (30X)	756016.98	1127986.46	34.93	2.10	35.00	2.10	1,587,635.66	2,364,034.02	3,951,669.68
N5	SISMO X (30X)	789268.81	549638.78	35.78	2.15	35.85	2.15	1,697,717.21	1,179,964.53	2,877,681.74
N5	SISMO Y (30X)	555071.86	782180.62	35.78	2.15	35.85	2.15	1,193,959.57	1,679,185.36	2,873,144.93
N TECHO	SISMO X (30X)	258401.53	166455.51	23.42	1.41	19.14	1.15	296,748.32	233,903.28	530,651.60
N TECHO	SISMO Y (30X)	191736.84	238595.86	23.42	1.41	19.14	1.15	220,190.59	335,274.90	555,465.49

Tabla 4.1, Cortes de piso y calculo de momentos torsores adicionales EDIFICIO 1.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

SectionCut	OutputCase	F1	F2	bx	bx*0.06	by	by*0.06	M3=F1by	M3=F2bx	M3 total
Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m	m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
N MEZ	SISMO X (30Y)	2075236.66	1228024.42	32.85	1.97	22.93	1.38	2,855,110.60	2,420,436.13	5,275,546.73
N MEZ	SISMO Y (30X)	1247550.2	2047680.52	32.85	1.97	22.93	1.38	1,716,379.57	4,035,978.30	5,752,357.87
N1	SISMO X (30Y)	1913765.93	1137159.04	35.78	2.15	35.85	2.15	4,116,510.52	2,441,253.03	6,557,763.54
N1	SISMO Y (30X)	1134028.25	1909792.32	35.78	2.15	35.85	2.15	2,439,294.77	4,099,942.15	6,539,236.92
N2	SISMO X (30Y)	1577340.93	882140.62	34.93	2.10	35.00	2.10	3,312,415.95	1,848,790.31	5,161,206.26
N2	SISMO Y (30X)	895324.94	1574642.93	34.93	2.10	35.00	2.10	1,880,182.37	3,300,136.65	5,180,319.03
N3	SISMO X (30Y)	1382009.7	782040.54	34.93	2.10	35.00	2.10	2,902,220.37	1,639,000.56	4,541,220.93
N3	SISMO Y (30X)	754678.29	1401154.25	34.93	2.10	35.00	2.10	1,584,824.41	2,936,539.08	4,521,363.49
N4	SISMO X (30Y)	1181697.92	732274.52	34.93	2.10	35.00	2.10	2,481,565.63	1,534,700.94	4,016,266.57
N4	SISMO Y (30X)	717282.35	1185845.17	34.93	2.10	35.00	2.10	1,506,292.92	2,485,294.31	3,991,587.24
N5	SISMO X (30Y)	857310.33	571310.36	35.78	2.15	35.85	2.15	1,844,074.52	1,226,489.08	3,070,563.60
N5	SISMO Y (30X)	568940.09	854870.26	35.78	2.15	35.85	2.15	1,223,790.13	1,835,235.47	3,059,025.61
N TECHO	SISMO X (30Y)	354095.16	232016.94	34.75	2.09	19.14	1.15	406,642.88	483,755.32	890,398.20
N TECHO	SISMO Y (30X)	244277.56	339650.63	34.75	2.09	19.14	1.15	280,528.35	708,171.56	988,699.91

Tabla 4.2, Cortes de piso y calculo de momentos torsores adicionales EDIFICIO 2.

SectionCut	OutputCase	F1	F2	bx	bx*0.06	by	by*0.06	M3=F1by	M3=F2bx	M3 total
Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m	m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
MZPG	SISMO X (30Y)	522073.69	221231.21	31.23	1.87	7.00	0.42	219,270.95	414,543.04	633,813.99
MZPG	SISMO Y (30X)	337869.11	358090.29	31.23	1.87	7.00	0.42	141,905.03	670,989.59	812,894.61
N1	SISMO X (30Y)	2170363.8	1460354.65	35.85	2.15	35.00	2.10	4,557,763.98	3,141,222.85	7,698,986.83
N1	SISMO Y (30X)	1462071.55	2166822.62	35.85	2.15	35.00	2.10	3,070,350.26	4,660,835.46	7,731,185.71
N2	SISMO X (30Y)	1787545.69	1207679.08	35.00	2.10	34.15	2.05	3,662,681.12	2,536,126.07	6,198,807.19
N2	SISMO Y (30X)	1207704.12	1787674.06	35.00	2.10	34.15	2.05	2,474,585.74	3,754,115.53	6,228,701.27
N3	SISMO X (30Y)	1534208.96	1016447.15	35.00	2.10	34.15	2.05	3,143,594.16	2,134,539.02	5,278,133.17
N3	SISMO Y (30X)	1016251.79	1530034.53	35.00	2.10	34.15	2.05	2,082,299.92	3,213,072.51	5,295,372.43
N4	SISMO X (30Y)	1333281.42	895157.64	35.00	2.10	34.15	2.05	2,731,893.63	1,879,831.04	4,611,724.67
N4	SISMO Y (30X)	894462.24	1334656.69	35.00	2.10	34.15	2.05	1,832,753.13	2,802,779.05	4,635,532.18
N5	SISMO X (30Y)	1058618.73	713796.64	35.00	2.10	34.15	2.05	2,169,109.78	1,498,972.94	3,668,082.72
N5	SISMO Y (30X)	714397.74	1056671.9	35.00	2.10	34.15	2.05	1,463,800.97	2,219,010.99	3,682,811.96
NTECHO	SISMO X (30Y)	587779.98	383607.34	35.85	2.15	35.00	2.10	1,234,337.96	825,139.39	2,059,477.35
NTECHO	SISMO Y (30X)	385091.21	582912.93	35.85	2.15	35.00	2.10	808,691.54	1,253,845.71	2,062,537.25

Tabla 4.3, Cortes de piso y calculo de momentos torsores adicionales EDIFICIO 3.

SectionCut	OutputCase	F1	F2	bx	bx*0.06	by	by*0.06	M3F1=F1by	M3F2=F2bx	M3 total
Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m	m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
NT	SISMO Y	7222.19	24352.79	7.77	0.47	8.70	0.52	3,769.98	11,353.27	15,123.25
NT	SISMO X	24071.22	7306.71	7.77	0.47	8.70	0.52	12,565.18	3,406.39	15,971.57
N6	SISMO Y	10628.12	31769.9	4.90	0.29	6.70	0.40	4,272.50	9,340.35	15,123.25
N6	SISMO X	34266.66	9600.6	4.90	0.29	6.70	0.40	13,775.20	2,822.58	16,597.77
N5	SISMO Y	12174.45	37543.25	4.90	0.29	6.70	0.40	4,894.13	11,037.72	15,931.84
N5	SISMO X	38602.24	11583.93	4.90	0.29	6.70	0.40	15,518.10	3,405.68	18,923.78
N4	SISMO Y	14475.3	42768.9	4.90	0.29	6.70	0.40	5,819.07	12,574.06	18,393.13
N4	SISMO X	42414.47	14483.42	4.90	0.29	6.70	0.40	17,050.62	4,258.13	21,308.74
N3	SISMO Y	15205.15	47788.08	4.90	0.29	6.70	0.40	6,112.47	14,049.70	20,162.17
N3	SISMO X	49441.37	16580.13	4.90	0.29	6.70	0.40	19,875.43	4,874.56	24,749.99
N2	SISMO Y	17971.16	52041.68	4.90	0.29	6.70	0.40	7,224.41	15,300.25	22,524.66
N2	SISMO X	56070.83	15844	4.90	0.29	6.70	0.40	22,540.47	4,658.14	27,198.61
N1	SISMO Y	23421.43	69716.18	4.90	0.29	6.70	0.40	9,415.41	20,496.56	29,911.97
N1	SISMO X	75669.29	21065.35	4.90	0.29	6.70	0.40	30,419.05	6,193.21	36,612.27

Tabla 4.4, Cortes de piso y calculo de momentos torsores adicionales ESCALERA 3.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

SectionCut	OutputCase	F1	F2	bx	bx*0.06	by	by*0.06	M3=F1by	M3=F2bx	M3 total
Text	Text	Kgf	Kgf	m	m	m	m	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
N MEZ	SISMO X (30Y)	94143.59	37699.54	10.73	0.64	10.38	0.62	58,632.63	24,270.96	82,903.59
N MEZ	SISMO Y (30X)	41256.97	79292.26	10.73	0.64	10.30	0.62	25,496.81	51,048.36	76,545.16
N TECHO	SISMO X (30Y)	100699.06	40292.68	33.21	1.99	12.53	0.75	75,705.55	80,287.19	155,992.75
N TECHO	SISMO Y (30X)	43248.29	91171.06	33.21	1.99	12.53	0.75	32,514.06	181,667.45	214,181.52

Tabla 4.5, Cortes de piso y calculo de momentos torsores adicionales EDIFICIO TALLER.

Se aprecian las magnitudes de los momentos torsores adicionales en cada dirección del sismo y para cada edificación analizada, siendo muy importante denotar que en algunos casos estos momentos torsores eran menores que en los pisos superiores, debiendo ajustar mediante el uso del valor mayor del piso superior para así cumplir con criterio de la norma Covenin 1756-2001 Capítulo 9.6 sección 9.6.2.2.

Cuantificación del Efecto P- Δ , mediante coeficiente de estabilidad con tablas (ver tablas 4.6 a 4.9) para cada edificio analizado (no se consideró el taller por su baja altura):

Group Name	H	GlobalKcm	GlobalYcm	PesoPropio	CargaMuerta	TotalMuerta	50%CargaViva	PesoNivel
Text	m	m	m	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
nivel techo	28.05	20.61601	31.09854	423,057.76	23,671.11	446,728.87	21,519.20	468,248.07
nivel 5	24.48	14.92726	22.94021	1,130,084.78	298,468.19	1,428,552.97	157,186.09	1,585,739.06
nivel 4	20.40	15.17695	23.25633	1,253,039.95	391,266.53	1,644,306.48	359,853.75	2,004,160.23
nivel 3	16.32	15.16727	23.25407	1,351,271.41	391,262.86	1,742,534.27	359,853.75	2,102,388.02
nivel 2	12.24	15.17309	23.26021	1,410,194.73	382,354.81	1,792,549.54	360,318.71	2,152,868.25
nivel 1	8.16	14.91813	22.90129	1,450,034.02	396,456.67	1,846,490.69	368,774.62	2,215,265.31
nivel mez	4.59	16.30287	29.90659	1,075,877.75	3,650,908.43	4,726,786.18	2,895,927.79	7,622,713.97

Cortante X	Cortante Y	DefEles X	DefEles y	θ_x	θ_y
Kgf	Kgf	m	m		
		-0.040134	0.037503	-0.035	0.004
		0.029418	0.030554	0.004	0.004
		0.022703	0.023793	0.003	0.003
		0.019166	0.020264	0.005	0.005
		0.014379	0.015391	0.006	0.006
		0.009928	0.010694	0.008	0.007
		0.00503	0.006138	-0.010	-0.008
				$\theta_{max} =$	0.10
				$\theta_{min} =$	0.08

Tabla 4.6, Verificación de efecto P- Δ para EDIFICIO 1.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

TABLA: verificación EFECTO P-Δ edificio 2								
GroupName	H	GlobalKcm	GlobalYcm	PesoPropio	CargaMuerta	TotalMuerta	50%CargaViva	PesoNivel
Text	m	m	m	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
nivel techo	28.05	50.50755	31.12547	615804.66	35,515.08	651,319.74	32,286.44	683,606.18
nivel 5	24.48	50.63947	22.84895	1143568.56	322,706.46	1,466,275.02	211,998.25	1,678,273.27
nivel 4	20.40	50.54875	23.24382	1248168.76	389,792.44	1,637,961.20	359,065.15	1,997,026.35
nivel 3	16.32	50.54875	23.24382	1346155.89	389,792.44	1,735,948.33	359,065.14	2,095,013.47
nivel 2	12.24	50.54875	23.24382	1438558.67	381,297.75	1,819,856.42	361,841.53	2,181,697.95
nivel 1	8.16	50.64066	22.73306	1470260.63	591,461.75	2,061,722.38	544622.28	2,606,344.66
nivel mez	4.59	47.32435	28.28776	955207.34	3798661.19	4,753,868.53	3166592.42	7,920,460.95

Cortante X	Cortante Y	DefElas X	DefElas y	θx	θy
Kgf	Kgf	m	m		
		0.033326	0.031453	0.004	0.002
		0.025604	0.027379	0.003	0.004
		0.020597	0.021893	0.003	0.003
		0.017149	0.018402	0.005	0.005
		0.012422	0.013549	0.006	0.006
		0.008296	0.009289	0.006	0.007
		0.004484	0.005039	0.009	0.007
				θmax =	0.10
				θmin =	0.08

Tabla 4.7, Verificación de efecto P-Δ para EDIFICIO 2.

TABLA: verificación EFECTO P-Δ edificio 3								
GroupName	H	GlobalKcm	GlobalYcm	PesoPropio	CargaMuerta	TotalMuerta	50%CargaViva	PesoNivel
Text	m	m	m	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
nivel techo	28.56	85.67625	39.67015	1076290.91	70174.42	1146465.33	59366.93	1205832.26
nivel 5	24.48	85.38365	39.92821	1175641.45	386187.73	1561829.18	354673.50	1916502.68
nivel 4	20.40	85.38202	39.92664	1323933.71	386078.53	1710012.24	354673.50	2064685.74
nivel 3	16.32	85.37802	39.91712	1378478.12	386079.76	1764557.88	354673.50	2119231.38
nivel 2	12.24	85.37815	39.92271	1539877.25	386084.02	1925961.27	356336.50	2282297.77
nivel 1	8.16	85.67617	39.62262	1817111.89	1213676.97	3030788.86	1118274.00	4149062.86
nivel mez	3.57	86.56613	21.53763	355826.22	1784748.21	2140574.43	1608684.66	3749259.09

Cortante X	Cortante Y	DefElas X	DefElas y	θx	θy
Kgf	Kgf	m	m		
		0.033841	0.033956	0.003	0.003
		0.028211	0.028332	0.005	0.005
		0.020993	0.021072	0.004	0.004
		0.016869	0.016957	0.006	0.006
		0.012055	0.01214	0.005	0.005
		0.008364	0.008386	0.009	0.015
		0.002211	-0.002563	0.021	0.020
				θmax =	0.10
				θmin =	0.08

Tabla 4.8, Verificación de efecto P-Δ para EDIFICIO 3.

Group/Name Text	H m	GlobalXcm m	GlobalYcm m	PesoPropio Kgf	CargaMuerta Kgf	TotalMuerta Kgf	50% Carga Viva Kgf	Peso Nivel Kgf
nivel techo	33.15	20.61388	31.04424	60096.32	7249.7	67,346.02	3,077.19	70,423.21
nivel 5	29.58	14.92717	22.94010	57939.97	3,752.86	61,692.83	6,839.46	68,532.29
nivel 4	25.50	15.17696	23.25625	59998.86	5,919.21	65,918.07	9,459.43	75,377.50
nivel 3	21.42	15.16729	23.25401	59998.86	5,003.92	65,002.78	6,932.46	71,935.24
nivel 2	17.34	15.17311	23.26015	62057.75	5,895.69	67,953.44	9,452.28	77,405.72
nivel 1	13.26	14.93290	22.82304	62057.75	9,251.82	71,309.57	9,545.03	80,854.60
nivel sot + mez	9.18	16.66037	30.64591	142883.46	7,790.27	150,673.73	24,955.57	175,629.30

Cortante X Kgf	Cortante Y Kgf	DefEles X m	DefEles y m	θ_x	θ_y
		0.02685	0.032438	0.003	0.004
		0.022986	0.027218	0.005	0.050
		0.017062	-0.023769	0.042	0.002
		-0.017581	-0.022252	0.009	0.008
		-0.011355	-0.01623	0.027	0.010
		0.005593	-0.009865	0.005	0.028
		0.002443	0.005048	0.002	0.002
				$\theta_{max} =$	0.10
				$\theta_{min} =$	0.08

Tabla 4.9. Verificación de efecto P- Δ para ESCALERA 3.

Se identifican los valores por debajo del límite mínimo de 0,08 para el coeficiente de estabilidad (θ) en cada nivel de todas las estructuras analizadas (tablas 4.6 a 4.9), lo que indica que no deben ser considerados los Efectos de Segundo Orden en el Análisis Estructural.

En la determinación de los porcentajes de participación de las masas en la respuesta dinámica de los modelos analizados, se aprecia que los edificios principales 1, 2 y 3 se logran porcentajes superiores al 90% con los primeros cinco modos (tablas 4.10 a 4.12).

Para el edificio del taller, que solo posee 2 pisos, se ubica el 90% de participación de las masas en los tres primeros modos y para el modulo de escalera 3 se consigue con los modos superiores (modos 7 al 11), ver tablas 4.13 y 4.14 respectivamente.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios edificio 1 secciones definitivas								
OutputCase	StepType	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode1	0.694591	0.02201	0.77	0.000006743	0.02201	0.77	0.37
MODAL	Mode2	0.677869	0.75	0.03151	0.000002412	0.78	0.8	0.74
MODAL	Mode3	0.603219	0.02714	0.02173	3.336E-08	0.8	0.82	0.78
MODAL	Mode4	0.286893	0.02279	0.07921	0.000008	0.83	0.9	0.88
MODAL	Mode5	0.281815	0.08789	0.02593	0.00001382	0.91	0.92	0.91
MODAL	Mode6	0.242522	0.0077	0.004286	0.000005575	0.92	0.93	0.91
MODAL	Mode7	0.227384	0.00008438	0.0008599	0.0002893	0.92	0.93	0.91
MODAL	Mode8	0.172062	0.003053	0.03793	0.0005686	0.92	0.97	0.92
MODAL	Mode9	0.171248	0.04366	0.002164	0.00008117	0.97	0.97	0.96
MODAL	Mode10	0.163692	0.000004149	0.000000979	0.00003965	0.97	0.97	0.96
MODAL	Mode11	0.163371	0.00001666	0.00001475	5.527E-08	0.97	0.97	0.96
MODAL	Mode12	0.161216	0.000001645	0.00000181	0.00002692	0.97	0.97	0.96

Tabla 4.10, Resumen propiedades dinámicas edificio 1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios edificio 2 secciones definitivas								
OutputCase	StepType	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode1	0.673386	0.01433	0.78	0.00001069	0.01433	0.78	0.51
MODAL	Mode2	0.670256	0.69	0.01687	0.000002791	0.7	0.8	0.79
MODAL	Mode3	0.588247	0.08677	0.0000215	3.723E-07	0.79	0.8	0.8
MODAL	Mode4	0.269105	0.07222	0.04545	6.059E-08	0.86	0.85	0.8
MODAL	Mode5	0.268263	0.04229	0.07819	0.00001373	0.9	0.92	0.92
MODAL	Mode6	0.232043	0.01622	0.000004585	0.000002144	0.92	0.92	0.92
MODAL	Mode7	0.165676	0.001155	0.03782	0.00002976	0.92	0.96	0.94
MODAL	Mode8	0.163987	0.04234	0.0008904	0.000008825	0.96	0.96	0.96
MODAL	Mode9	0.158457	0.00009035	0.001025	0.000283	0.96	0.96	0.96
MODAL	Mode10	0.145991	0.00129	0.00002947	0.00002803	0.96	0.96	0.96
MODAL	Mode11	0.135815	2.125E-09	0.00004701	0.51	0.96	0.96	0.96
MODAL	Mode12	0.132849	6.712E-08	0.00001438	0.00004915	0.96	0.96	0.96

Tabla 4.11, Resumen propiedades dinámicas edificio 2.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios edificio 3 secciones definitivas								
OutputCase	StepType	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode1	0.695963	0.02595	0.76	0.000004015	0.02595	0.76	0.72
MODAL	Mode2	0.694459	0.73	0.02534	0.0000033	0.76	0.78	0.78
MODAL	Mode3	0.61379	0.01576	0.0005114	7.493E-10	0.78	0.78	0.79
MODAL	Mode4	0.301597	0.006903	0.14	0.000005517	0.78	0.92	0.92
MODAL	Mode5	0.300527	0.14	0.007086	0.000001691	0.92	0.93	0.93
MODAL	Mode6	0.26976	0.005634	0.00004566	5.395E-07	0.93	0.93	0.93
MODAL	Mode7	0.174563	0.000417	0.03426	0.00001655	0.93	0.96	0.96
MODAL	Mode8	0.174052	0.03527	0.0004351	2.975E-07	0.96	0.96	0.97
MODAL	Mode9	0.15752	0.00133	0.00002991	0.000003248	0.96	0.96	0.97
MODAL	Mode10	0.139761	8.746E-07	0.009334	0.0004376	0.96	0.97	0.97
MODAL	Mode11	0.139647	0.01059	6.542E-07	0.0002269	0.97	0.97	0.98
MODAL	Mode12	0.136287	0.000001082	0.000006935	0.58	0.97	0.97	0.98

Tabla 4.12, Resumen propiedades dinámicas edificio 3.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios taller seccion3 edificio del taller								
OutputCase	StepType	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode1	0.37387	0.001091	0.6	0.00001138	0.001091	0.6	0.28
MODAL	Mode2	0.310642	0.92	0.003982	0.00005236	0.92	0.6	0.89
MODAL	Mode3	0.255662	0.003813	0.34	0.00002164	0.92	0.94	0.93
MODAL	Mode4	0.146743	0.0007475	0.000003117	0.005482	0.92	0.94	0.94
MODAL	Mode5	0.120249	0.0002494	0.00007152	0.13	0.92	0.94	0.94
MODAL	Mode6	0.117175	0.00001343	0.000001797	0.31	0.92	0.94	0.94
MODAL	Mode7	0.112905	0.00125	0.000003005	0.19	0.92	0.94	0.94
MODAL	Mode8	0.108082	0.0002118	1.949E-07	0.01284	0.92	0.94	0.94
MODAL	Mode9	0.093046	0.000004552	0.01295	0.000148	0.92	0.96	0.94
MODAL	Mode10	0.087608	0.06186	0.006169	0.0002111	0.98	0.96	1

Tabla 4.13, Resumen propiedades dinámicas edificio del taller.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios escalera 3 seccion3 edificio del taller								
OutputCase	StepType	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode1	0.900298	7.82E-12	0.7	8.883E-16	7.82E-12	0.7	0.44
MODAL	Mode2	0.799008	0.64	8.815E-12	0.00006722	0.64	0.7	0.67
MODAL	Mode3	0.568194	3.866E-13	0.008471	8.593E-17	0.64	0.71	0.68
MODAL	Mode4	0.274214	3.775E-14	0.14	4.505E-15	0.64	0.84	0.77
MODAL	Mode5	0.179803	4.413E-14	0.0000257	7.483E-15	0.64	0.84	0.77
MODAL	Mode6	0.164582	0.19	7.281E-15	0.0001183	0.83	0.84	0.84
MODAL	Mode7	0.146076	8.898E-15	0.06717	2.339E-14	0.83	0.91	0.88
MODAL	Mode8	0.093628	2.974E-13	0.02567	3.171E-14	0.83	0.93	0.9
MODAL	Mode9	0.088573	1.798E-13	0.008541	2.569E-13	0.83	0.94	0.9
MODAL	Mode10	0.069154	0.05438	2.151E-13	0.009432	0.88	0.94	0.92
MODAL	Mode11	0.064954	0.01786	1.056E-11	0.08437	0.9	0.94	0.93
MODAL	Mode12	0.063213	2.884E-12	0.01847	8.631E-11	0.9	0.96	0.94

Tabla 4.14, Resumen propiedades dinámicas escalera 3.

La norma Covenin 1756-2001, Capítulo 9.6.2.1 establece el chequeo del cortante basal en cada dirección proveniente de la combinación modal comparándolo con el cortante basal V_o según sección 9.3.1 con un periodo de $1,6.T_a$, considerando la incorporación de los efectos P- Δ si se requiere.

Las tablas siguientes (tablas 4.15 a 4.22) permiten observar los resultados para los edificios en consideración:

EDIFICIO 1

Tabla 4.15. Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo edificio 1

Group Name Text	H m	GlobalMom m	GlobalPcm m	PesoPropio Kgf	CargaMuerta Kgf	TotalMuerta Kgf	50% Carga Viva Kgf	PesoNivel Kgf
nivel techo	28.05	20.61601	31.09854	423,057.76	23,671.11	446,728.87	21,519.20	468,248.07
nivel 5	24.48	14.92726	22.94021	1,130,084.78	298,468.19	1,428,552.97	157,186.09	1,585,739.06
nivel 4	20.40	15.17695	23.25633	1,253,039.95	391,266.53	1,644,306.48	359,853.75	2,004,160.23
nivel 3	16.32	15.16727	23.25407	1,351,271.41	391,262.86	1,742,534.27	359,853.75	2,102,388.02
nivel 2	12.24	15.17309	23.26021	1,410,194.73	382,354.81	1,792,549.54	360,318.71	2,152,868.25
nivel 1	8.16	14.91813	22.90129	1,450,034.02	396,456.67	1,846,490.69	368,774.62	2,215,265.31
nivel mez	4.59	16.30287	29.90659	1,075,877.75	3,650,908.43	4,726,786.18	2,895,927.79	7,622,713.97
Suma:								18,151,382.90

capítulo 9.3.2.2.
 $T_a = 0.07 \cdot h_n^{0.75} = 0.85$ seg
 capítulo 9.6.2.1.
 $T = 1.6 T_a = 1.37$ seg
 capítulo 9.3.2.2
 $\mu = 0.861538$
 capítulo 9.3.1.
 V_o mínimo = **1,215,385.96** KG

Tabla 4.15. Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, EDIFICIO 1.

Tabla 4.16. Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 1

Section/Crt Text	Output/Case Text	Case/Type Text	Step/Type Text	F1 Kgf	Section/Crt Text	Output/Case Text	Case/Type Text	Step/Type Text	F2 Kgf
N MEZ	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	2048792.7	N MEZ	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	2031650.81
N MEZ	MTAX	LinStatic		994.84	N MEZ	MTAY	LinStatic		7700.66
N1	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1877419.36	N1	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1871898.13
N1	MTAX	LinStatic		4.573E-07	N1	MTAY	LinStatic		6.437E-07
N2	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1572246.16	N2	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1568381.22
N2	MTAX	LinStatic		7.961E-07	N2	MTAY	LinStatic		4.262E-07
N3	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1381705.07	N3	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1399661.17
N3	MTAX	LinStatic		8.159E-07	N3	MTAY	LinStatic		2.636E-07
N4	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1131849.44	N4	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1127910.45
N4	MTAX	LinStatic		6.981E-07	N4	MTAY	LinStatic		9.575E-08
N5	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	789206.03	N5	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	782112.45
N5	MTAX	LinStatic		6.519E-07	N5	MTAY	LinStatic		1.994E-08
N TECHO	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	258376.87	N TECHO	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	238568.79
N TECHO	MTAX	LinStatic		1.015E-07	N TECHO	MTAY	LinStatic		-3.797E-07
Suma:				9,060,590.47	Suma:				9,027,823.68

ok > V_o ok > V_o

Tabla 4.16. Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 1.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

EDIFICIO 2

TABLA: Repartición CORTE BASAL mínimo edificio 2									
Group Name	H	GlobaDcm	GlobaFcm	PesoPropio	CargaMuerta	TotalMuerta	50% Carga Viva	Peso Nivel	
Text	m	m	m	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	
nivel techo	28.05	50.50755	31.12547	615804.66	35,515.08	651,319.74	32,286.44	683,606.18	
nivel 5	24.48	50.63947	22.84895	1143568.56	322,706.46	1,466,275.02	211,998.25	1,678,273.27	
nivel 4	20.40	50.54875	23.24382	1248168.76	389,792.44	1,637,961.20	359,065.15	1,997,026.35	
nivel 3	16.32	50.54875	23.24382	1346155.89	389,792.44	1,735,948.33	359,065.14	2,095,013.47	
nivel 2	12.24	50.54875	23.24382	1438558.67	381,297.75	1,819,856.42	361,841.53	2,181,697.95	
nivel 1	8.16	50.64066	22.73306	1470260.63	591,461.75	2,061,722.38	544622.28	2,606,344.66	
nivel mez	4.59	47.32435	28.28776	955207.34	3798661.19	4,753,868.53	3166592.42	7,920,460.95	
							Suma:	19,162,422.82	

capitulo 9.3.2.2.		
$T_a = 0.07 \cdot h_n^{0.75} =$	0.85	seg
capitulo 9.6.2.1.		
$T = 1.6 T_a =$	1.37	seg
capitulo 9.3.2.2		
$\mu =$	0.861538	
capitulo 9.3.1.		
V_o mínimo =	1,283,083.49	KG

Tabla 4.17, Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, EDIFICIO 2.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis X					TABLE: Section Cut Forces - Analysis Y				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F2
Text	Text	Text	Text	Kgf	Text	Text	Text	Text	Kgf
N MEZ	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	2075236.66	N MEZ	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	2047680.52
N MEZ	MTAX	LinStatic		-3.59	N MEZ	MTAY	LinStatic		137.03
N1	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1913765.93	N1	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1909792.32
N1	MTAX	LinStatic		-2.298E-08	N1	MTAY	LinStatic		1.904E-09
N2	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1577340.93	N2	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1574642.93
N2	MTAX	LinStatic		-1.773E-08	N2	MTAY	LinStatic		3.264E-09
N3	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1382009.7	N3	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1401154.25
N3	MTAX	LinStatic		-1.831E-08	N3	MTAY	LinStatic		1.978E-09
N4	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1181697.92	N4	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1185845.17
N4	MTAX	LinStatic		-1.967E-08	N4	MTAY	LinStatic		1.556E-09
N5	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	857310.33	N5	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	854870.26
N5	MTAX	LinStatic		-2.037E-08	N5	MTAY	LinStatic		2.065E-09
N TECHO	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	354095.16	N TECHO	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	339650.63
N TECHO	MTAX	LinStatic		-1.278E-08	N TECHO	MTAY	LinStatic		-4.512E-10
				Suma:					Suma:
				9,341,453.04					9,313,773.11
				ok > V _o					ok > V _o

Tabla 4.18. Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 2.

EDIFICIO 3

TABLA: Secciones Corte Basal - Análisis Z

Group/Nivel	H	Globa/Dicrs	Globa/Com	PesoPropio	CargaMuerta	TotalMuerta	SBN Carga/Viva	PesoNivel
Text	m	m	m	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
nivel techo	28.56	85.67625	39.67015	1076290.91	70174.42	1146465.33	59366.93	1205832.26
nivel 5	24.48	85.38365	39.92821	1175641.45	386187.73	1561829.18	354673.50	1916502.68
nivel 4	20.40	85.38202	39.92664	1323933.71	386078.53	1710012.24	354673.50	2064685.74
nivel 3	16.32	85.37802	39.91712	1378478.12	386079.76	1764557.88	354673.50	2119231.38
nivel 2	12.24	85.37815	39.92271	1539877.25	386084.02	1925961.27	356336.50	2282297.77
nivel 1	8.16	85.67617	39.62262	1817111.89	1213676.97	3030788.86	1118274.00	4149062.86
nivel mez	3.57	86.56613	21.53763	355826.22	1784748.21	2140574.43	1608684.66	3749259.09
							Suma:	17,486,871.78

capitulo 9.3.2.2.		
$T_a = 0.07 \cdot h_n^{0.75} =$	0.86	seg
capitulo 9.6.2.1.		
$T = 1.6 T_a =$	1.38	seg
capitulo 9.3.2.2		
$\mu =$	0.861538	
capitulo 9.3.1.		
Vo mínimo =	1,162,344.76	KG

Tabla 4.19. Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, EDIFICIO 3.

TABLA: Secciones Corte Basal - Análisis X					TABLA: Secciones Corte Basal - Análisis Y				
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F2
Text	Text	Text	Text	Kgf	Text	Text	Text	Text	Kgf
MZPG	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	517652.37	MZPG	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	343347.71
MZPG	MTAX	LinStatic		4112.14	MZPG	MTAY	LinStatic		-270.88
N1	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	2120196.76	N1	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	2116280.79
N1	MTAX	LinStatic		6.299E-08	N1	MTAY	LinStatic		3.587E-08
N2	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1745150.61	N2	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1745343.74
N2	MTAX	LinStatic		3.084E-08	N2	MTAY	LinStatic		6.818E-09
N3	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1497063.75	N3	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1492306.33
N3	MTAX	LinStatic		4.572E-08	N3	MTAY	LinStatic		6.615E-09
N4	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1301899.87	N4	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1303381.2
N4	MTAX	LinStatic		4.068E-08	N4	MTAY	LinStatic		4.041E-09
N5	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	1033989.66	N5	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	1031672.01
N5	MTAX	LinStatic		3.715E-08	N5	MTAY	LinStatic		3.33E-09
NTECHO	SISMO X (30Y)	LinRespSpec	Max	574500.97	NTECHO	SISMO Y (30X)	LinRespSpec	Max	568879.48
NTECHO	MTAX	LinStatic		3.12E-08	NTECHO	MTAY	LinStatic		3.387E-09
				Suma:					Suma:
				8,794,566.13					8,600,990.38
ok > Vo					ok > Vo				

Tabla 4.20. Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, EDIFICIO 3.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ESCALERA 3

TABLA: resultados CORTE BASAL MINIMO escalera 3

Group/Name	H	GlobalWcm	GlobePtra	PesoPropio	CargaMuerta	TotalMuerta	50% Carga Viva	Peso Nivel
Text	m	m	m	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf
nivel techo	33.15	20.61388	31.04424	60096.32	7249.7	67,346.02	3,077.19	70,423.21
nivel 5	29.58	14.92717	22.94010	57939.97	3,752.86	61,692.83	6,839.46	68,532.29
nivel 4	25.50	15.17696	23.25625	59998.86	5,919.21	65,918.07	9,459.43	75,377.50
nivel 3	21.42	15.16729	23.25401	59998.86	5,003.92	65,002.78	6,932.46	71,935.24
nivel 2	17.34	15.17311	23.26015	62057.75	5,895.69	67,953.44	9,452.28	77,405.72
nivel 1	13.26	14.93290	22.82304	62057.75	9,251.82	71,309.57	9,545.03	80,854.60
nivel sot + mez	9.18	16.66037	30.64591	142883.46	7,790.27	150,673.73	24,955.57	175,629.30
							Suma:	620,157.84

capitulo 9.3.2.2.
 $T_a = 0.07 \cdot h_n^{0.75} = 0.94$ seg
 capitulo 9.6.2.1.
 $T = 1.6 T_a = 1.51$ seg
 capitulo 9.3.2.2
 $\mu = 0.861538$
 capitulo 9.3.1.
 $V_o \text{ minimo} = 37,674.39$ KG

Tabla 4.21. Cálculo de CORTANTE BASAL mínimo, ESCALERA 3.

TABLA: Results Cut Forces - Analysis X

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1
Text	Text	Text	Text	Kgf
N SOT+MEZ	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	84165.32
N SOT+MEZ	mtax	LinStatic		479.81
N1	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	61950.15
N1	mtax	LinStatic		833.5
N2	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	54763.41
N2	mtax	LinStatic		689.2
N3	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	47086.31
N3	mtax	LinStatic		-57.94
N4	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	42569.14
N4	mtax	LinStatic		72.32
N5	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	37750.92
N5	mtax	LinStatic		-14.04
N TECHO	sismo X (30Y)	LinRespSpec	Max	25912.85
N TECHO	mtax	LinStatic		-5.456E-08
Suma:				356,200.95

ok > V_o

TABLA: Results Cut Forces - Analysis Y

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F2
Text	Text	Text	Text	Kgf
N SOT+MEZ	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	76865.39
N SOT+MEZ	mtay	LinStatic		922.68
N1	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	57169.85
N1	mtay	LinStatic		1488.95
N2	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	51509.65
N2	mtay	LinStatic		-6556.95
N3	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	45843.72
N3	mtay	LinStatic		-7996.05
N4	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	40877.29
N4	mtay	LinStatic		567.59
N5	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	34509.97
N5	mtay	LinStatic		517.74
N TECHO	sismo Y (30X)	LinRespSpec	Max	26134.2
N TECHO	mtay	LinStatic		-2.637E-08
Suma:				321,854.03

ok > V_o

Tabla 4.22. Cálculo de CORTANTE BASAL actuante en X y Y, ESCALERA 3.

Se evidencia la superación con amplitud de los valores mínimos del cortante basal requerido por norma en las estructuras analizadas con el análisis dinámico espacial.

Finalmente, al obtener los resultados de la aplicación de los controles o verificaciones anteriores, se realiza el Control de Desplazamientos de acuerdo a lo establecido en la Norma Covenin 1756-2001, Capítulo 10. Este procedimiento se realiza en varias oportunidades ajustando las secciones de las columnas y vigas principales, a partir de las originales propuestas en el predimensionado, pero en termino generales tiende a realizarse de abajo hacia arriba de la estructura con incrementos leves y graduales en estas secciones, hasta obtener un Modelo que no supere los límites del índice de deriva de piso ($\delta/\Delta h$) contemplados en Norma Covenin 1756-2001 Cap. 10.2:

NOTA: diámetros de columnas: 3 pisos 1.30 - 2 pisos 1.10 - 2 pisos 0.80 con diseño de losas

CONTROL DE DERIVAS EDIFICIO 1 NODOS VERTICES DE TECHO CON TORSION ADICIONAL vigas ajustadas en MZ y N1

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Desp. Total	Cota nivel	$\delta/\Delta h-1$	deriva ci	Limite norma 0.012	Limite norma 0.018
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sup. sufrir daños	No sup. sufrir daños
15605	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.052913	0.2539824	28.0500	0.0299	0.0084	OK	OK
14632	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.046682	0.2240736	24.4800	0.0393	0.0096	OK	OK
12042	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.038501	0.1848048	20.4000	0.0266	0.0065	OK	OK
9534	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.032954	0.1581792	16.3200	0.0416	0.0102	OK	OK
7024	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.024283	0.1165584	12.2400	0.0405	0.0099	OK	OK
4516	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.015841	0.0760368	8.1600	0.0330	0.0092	OK	OK
1866	1.2CP+CV+SX+PG0D+M	Combination	Max	0.008967	0.0430416	4.5900	0.0430	0.0094	OK	OK

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2	Desp. Total	Cota nivel	$\delta/\Delta h-1$	deriva ci	Limite norma 0.012	Limite norma 0.018
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sup. sufrir daños	No sup. sufrir daños
15264	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.050439	0.2421072	28.0500	0.0256	0.0072	OK	OK
14115	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.045105	0.216504	24.4800	0.0345	0.0084	OK	OK
11532	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.037923	0.1820304	20.4000	0.0244	0.0060	OK	OK
9024	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.032836	0.1576128	16.3200	0.0383	0.0094	OK	OK
6513	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.024865	0.119352	12.2400	0.0384	0.0094	OK	OK
3999	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.016874	0.0809952	8.1600	0.0337	0.0094	OK	OK
1365	1.2CP+CV+SY+PG4D+M	Combination	Max	0.009851	0.0472848	4.5900	0.0473	0.0103	OK	OK

Tabla 4.23, Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, EDIFICIO 1.

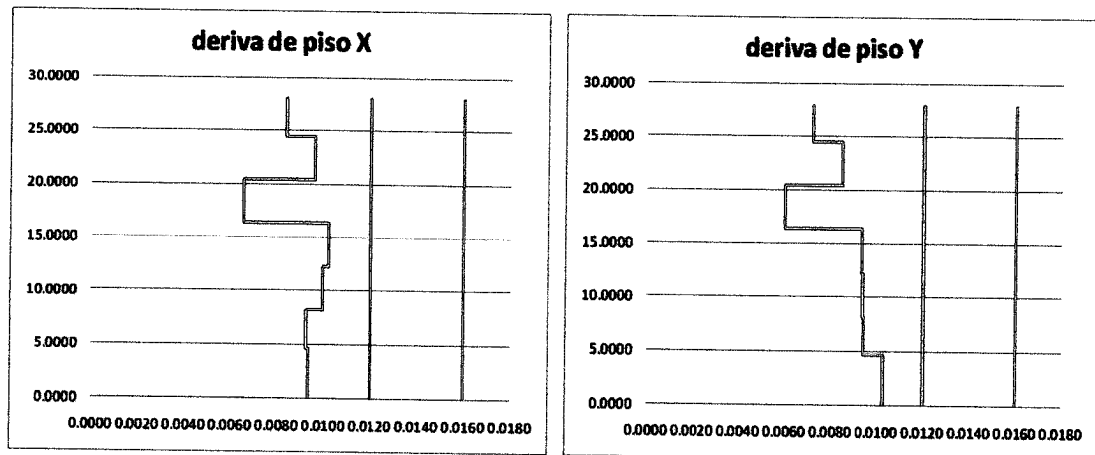


Figura 4.12, Índice de derivas de piso en dirección X e Y, EDIFICIO 1.

NOTA: diámetros de columnas 3 pisos 1,40 - 2 pisos 1,10 - 1 piso 0,90 - 1 piso 0,80 con diseño de losas AJUSTE VIGAS M2

CÁLCULO DE DERIVAS EDIFICIO 2 PISOS VERTICES DE TBCNO CON TORSON ADICIONAL vigas ejes en M2 y M1

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Desp. Total	Cota nivel	$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$	deriva α_i	Límite norma 0.012	Límite norma 0.016
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sucap. sufrir daños	No sucap. sufrir daños
15683	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.044495	0.213576	28.0500	0.0297	0.0083	OK	OK
14289	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.038301	0.1838448	24.4800	0.0369	0.0091	OK	OK
11725	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.030506	0.1469088	20.4000	0.0257	0.0063	OK	OK
9224	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.025248	0.1211904	16.3200	0.0342	0.0084	OK	OK
6723	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.018115	0.086952	12.2400	0.0293	0.0072	OK	OK
4222	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.012015	0.057672	8.1600	0.0271	0.0076	OK	OK
1630	1.2CP+CV+SK+PG8D-M1	Combination	Min	-0.006371	0.0305808	4.5900	0.0306	0.0067	OK	OK

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2	Desp. Total	Cota nivel	$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$	deriva α_i	Límite norma 0.012	Límite norma 0.016
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sucap. sufrir daños	No sucap. sufrir daños
14385	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.037415	0.179592	28.0500	0.0236	0.0066	OK	OK
12991	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.032488	0.1559424	24.4800	0.0319	0.0078	OK	OK
10427	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.025845	0.124056	20.4000	0.0210	0.0052	OK	OK
7926	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.021461	0.1030128	16.3200	0.0280	0.0069	OK	OK
5425	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.015632	0.0750336	12.2400	0.0242	0.0059	OK	OK
2924	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.010586	0.0508128	8.1600	0.0233	0.0065	OK	OK
630	1.2CP+CV-SY+PGSD+MT	Combination	Max	0.00573	0.027504	4.5900	0.0275	0.0060	OK	OK

Tabla 4.24, Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, EDIFICIO 2.

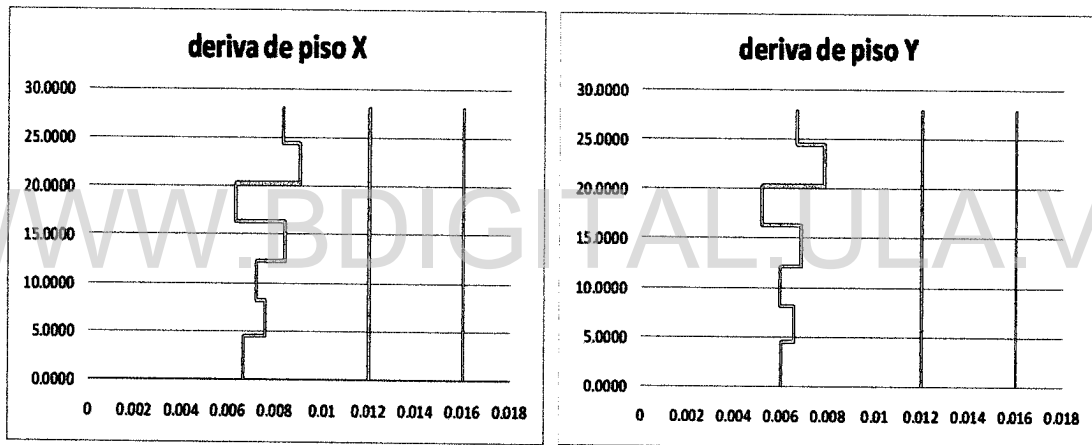


Figura 4.13, Índice de derivas de piso en dirección X e Y, EDIFICIO 2.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Desp. Total	Cota nivel	$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$	deriva α_i	Límite norma 0.012	Límite norma 0.016
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sucap. sufrir daños	No sucap. sufrir daños
48193	1.2CP+CV-SX+MTAX	Combination	Min	-0.043667	0.2096016	28.5600	0.0342	0.0084	OK	OK
43272	1.2CP+CV-SX+MTAX	Combination	Min	-0.036549	0.1754352	24.4800	0.0439	0.0108	OK	OK
35641	1.2CP+CV-SX+MTAX	Combination	Min	-0.027406	0.1315488	20.4000	0.0242	0.0059	OK	OK
28155	1.2CP+CV-SX+MTAX	Combination	Min	-0.02237	0.107376	16.3200	0.0286	0.0070	OK	OK
20666	1.2CP+CV-SX+MTAX	Combination	Min	-0.016404	0.0787392	12.2400	0.0222	0.0055	OK	OK
13180	1.2CP+CV-SX+MTAX	Combination	Min	-0.01177	0.056496	8.1600	0.0565	0.0069	OK	OK

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2	Desp. Total	Cota nivel	$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$	deriva α_i	Límite norma 0.012	Límite norma 0.016
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sucap. sufrir daños	No sucap. sufrir daños
46407	1.2CP+CV-SY+MTAY	Combination	Min	-0.039558	0.1898784	28.5600	0.0311	0.0076	OK	OK
40324	1.2CP+CV-SY+MTAY	Combination	Min	-0.033072	0.1587456	24.4800	0.0401	0.0098	OK	OK
32701	1.2CP+CV-SY+MTAY	Combination	Min	-0.024711	0.1186128	20.4000	0.0229	0.0056	OK	OK
25216	1.2CP+CV-SY+MTAY	Combination	Min	-0.019936	0.0956928	16.3200	0.0268	0.0066	OK	OK
17727	1.2CP+CV-SY+MTAY	Combination	Min	-0.014352	0.0688896	12.2400	0.0207	0.0051	OK	OK
10204	1.2CP+CV-SY+MTAY	Combination	Min	-0.010045	0.048216	8.1600	0.0482	0.0059	OK	OK

Tabla 4.25, Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, EDIFICIO 3.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

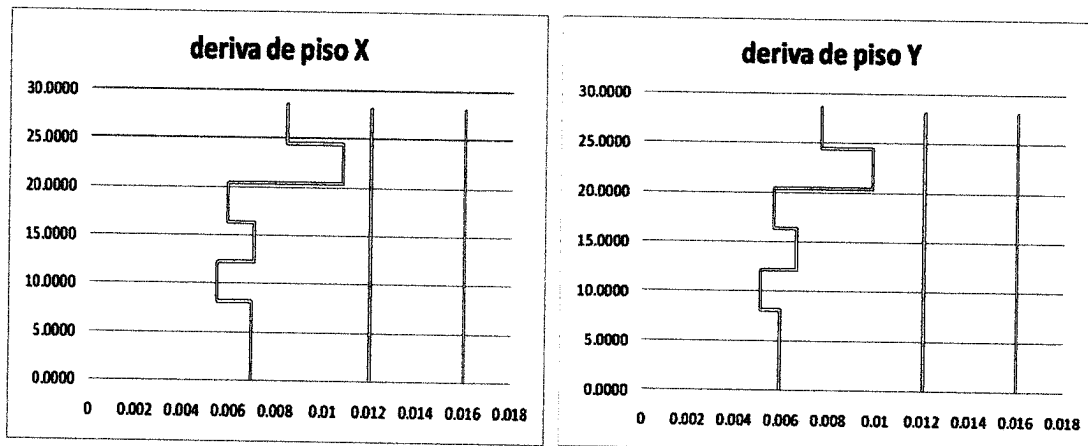


Figura 4.14, Índice de derivas de piso en dirección X e Y, EDIFICIO 3.

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	Desp. Total m	Cota nivel m	$\delta = \Delta l - \Delta l - 1$ m	deriva αl	Límite norma 0.012 Sucep. sufrir daños	Límite norma 0.018 No suscep. sufrir daños
6619	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.054845	0.263256	32.1300	0.0411	0.0115	OK	OK
5881	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.046282	0.2221536	28.5600	0.0446	0.0109	OK	OK
5078	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.036688	0.177504	24.4800	0.0340	0.0083	OK	OK
4270	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.029895	0.143496	20.4000	0.0369	0.0090	OK	OK
3462	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.022213	0.1066224	16.3200	0.0337	0.0083	OK	OK
2654	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.015199	0.0729552	12.2400	0.0316	0.0077	OK	OK
1846	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.008626	0.0414048	8.1600	0.0229	0.0064	OK	OK
1128	1.2CP+CV-SX+mtax	Combination Min	Text	-0.003851	0.0184848	4.5900	0.0185	0.0040	OK	OK

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U2 m	Desp. Total m	Cota nivel m	$\delta = \Delta l - \Delta l - 1$ m	deriva αl	Límite norma 0.012 Sucep. sufrir daños	Límite norma 0.018 No suscep. sufrir daños
6226	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.056297	0.2702256	30.0900	0.0367	0.0103	OK	OK
5492	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.048644	0.2334912	26.5200	0.0476	0.0117	OK	OK
4684	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.038719	0.1858512	22.4400	0.0321	0.0079	OK	OK
3876	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.032024	0.1537152	18.3600	0.0401	0.0088	OK	OK
3068	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.023664	0.1135872	14.2800	0.0414	0.0101	OK	OK
2260	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.015047	0.0722256	10.2000	0.0370	0.0091	OK	OK
1452	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.007335	0.035208	6.1200	0.0236	0.0066	OK	OK
683	1.2CP+CV+SY+mtay	Combination Min	Text	-0.002421	0.0116208	2.55	0.0116	0.0046	OK	OK

Tabla 4.26, Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, ESCALERA 3.

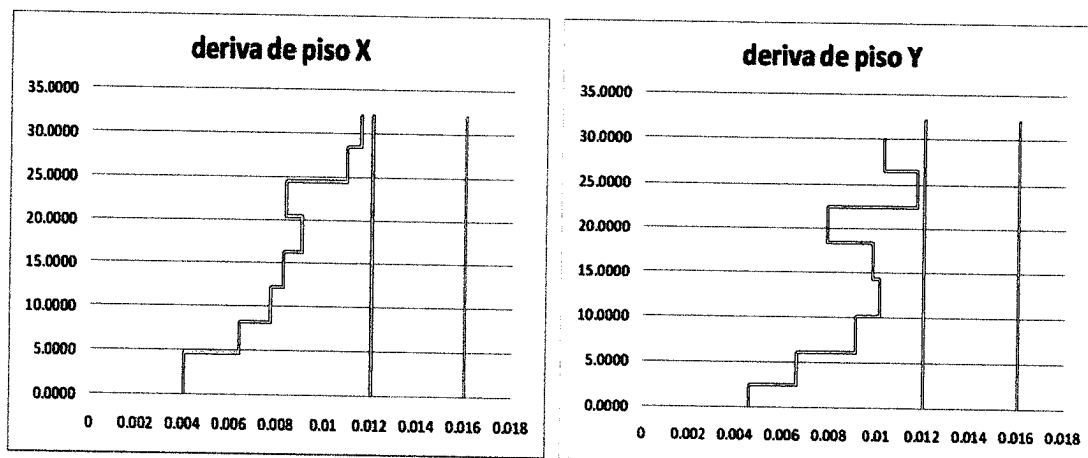


Figura 4.15, Índice de derivas de piso en dirección X e Y, ESCALERA 3.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	Desp. Total	Cota nivel	δi=δi-δi-1	deriva ci	límite norma 0.012	límite norma 0.018
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sucep. sufrir daños	No sucep. sufrir daños
6677	1.2CP+CV+SX-MTAX	Combination	Min	-0.006195	0.029736	7.1700	0.0160	0.0052	OK	OK
1470	1.2CP+CV+SX-MTAX	Combination	Min	-0.002854	0.0136992	4.0800	0.0137	0.0034	OK	OK

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2	Desp. Total	Cota nivel	δi=δi-δi-1	deriva ci	límite norma 0.012	límite norma 0.018
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m		Sucep. sufrir daños	No sucep. sufrir daños
8362	1.2CP+CV+SY-MTAY	Combination	Min	-0.012524	0.0601152	7.1700	0.0601	0.0084	OK	OK

Tabla 4.27, Cálculo de Índice de deriva de piso dirección X e Y, TALLER.

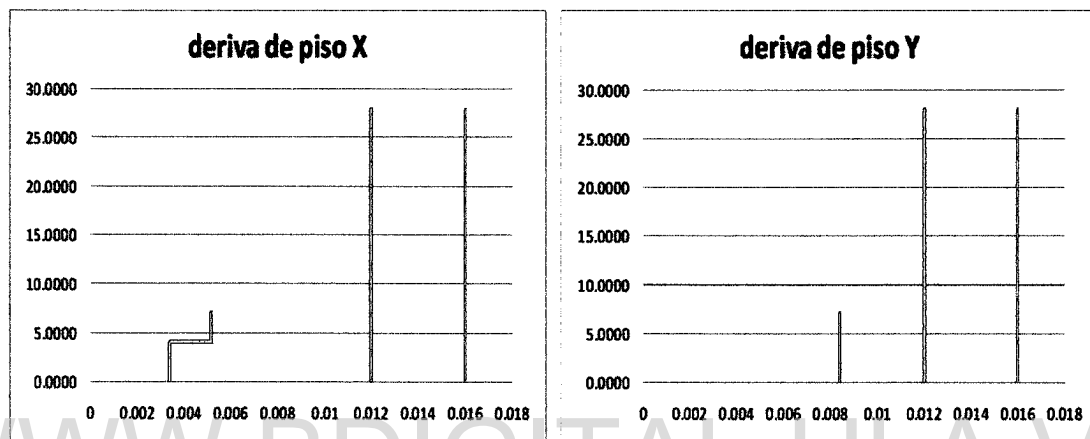


Figura 4.16, Índice de derivas de piso en dirección X e Y, TALLER.

Se aprecia que todas las estructuras en análisis, posterior al ajuste indicado, muestran valores del índice de deriva por debajo del límite normativo de 0,012 (ver Tablas 4.23 a 4.27 y Figuras 4.12 a 4.16).

Se pueden calcular las Separaciones Mínimas entre edificios según el Capítulo 10.3:

LINDEROS (retiros mínimos con vecinos) Capítulo 10.3 sección 10.3.1:

Desplazamiento elástico en techo máximo:

0,0529m = 5,29cm en edificio 1 dirección X.

$$\text{Expresión 10.4: } \left(\frac{R+1}{2}\right) \cdot \Delta_{en} = \left(\frac{6+1}{2}\right) \cdot 5,29\text{cm} = 18,52\text{cms}$$

$$\Delta_{en\text{min}} = 3,5\text{cm} + 4\% \cdot (2805\text{cm} - 600\text{cm}) = 12,32\text{cms} \rightarrow \text{controla sobre modelado (5,29cm).}$$

$$\text{Expresión 10.4: } \left(\frac{R+1}{2}\right) \cdot \Delta_{en} = \left(\frac{6+1}{2}\right) \cdot 12,32\text{cm} = 43,12\text{cms (Separación al Lindero).}$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

EDIFICACIONES ADYACENTES Capítulo 10.3 sección 10.3.2:

Aplicación de criterio anterior (Capítulo 10.3, sección 10.3.1) a cada edificación y obtener separación mínima como raíz cuadrada de la suma de los cuadrados individuales: $Separación_{mínima} = \sqrt{(43,12cm)^2 + (43,12cm)^2} = 60,98cms$

EDIFICACIONES EN CONTACTO Capítulo 10.3 sección 10.3.3:

Para el caso de los edificios y apéndices estructurales referidos en el presente trabajo se establece el criterio verificando los siguientes aspectos (figura 4.17):

Entre edificio 1 y edificio 2, losas al mismo nivel y periodos similares.

Entre edificio 2 y edificio 3, losas al mismo nivel y periodos similares.

Entre edificio 1 y escalera 1, losas al mismo nivel y periodos similares.

Entre edificio 2 y escalera 2, losas al mismo nivel y periodos similares.

Entre edificio 3 y escalera 3, losas al mismo nivel y periodos similares.

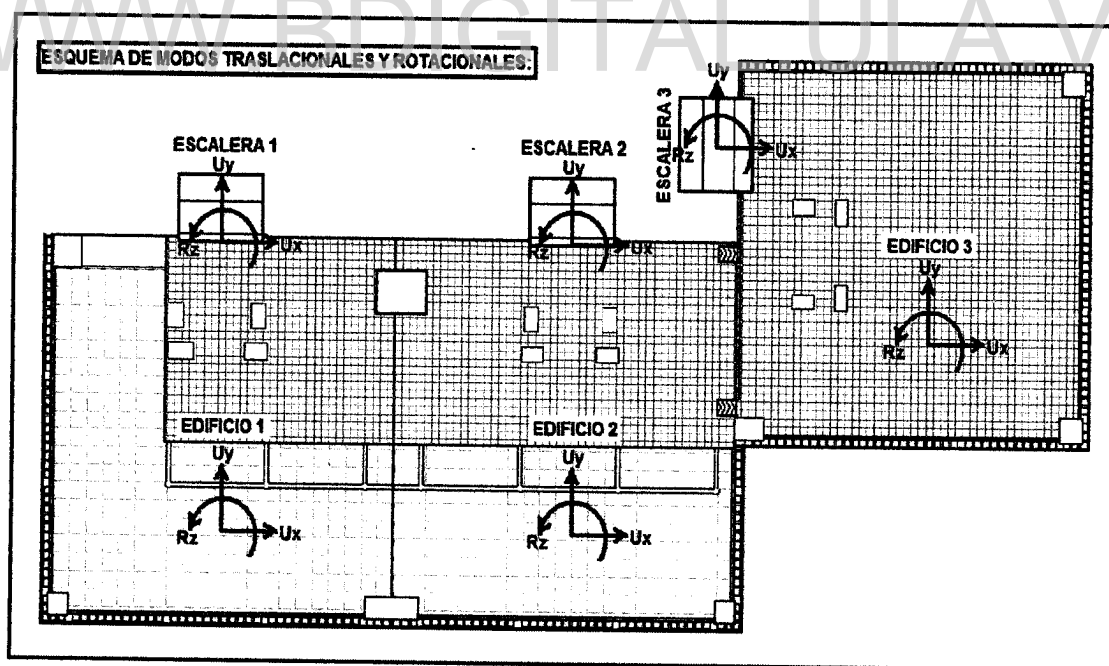


Figura 4.17, Planta de techo del proyecto de Laboratorios de Ingeniería, edificios y escaleras.

Dirección de modos traslacionales y rotacionales.

	EDIFICIO 1		EDIFICIO 2		EDIFICIO 3	
	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo
modo 1	0.6946	Uy	0.6734	Uy	0.6960	Uy
modo 2	0.6779	Ux	0.6703	Ux	0.6945	Ux
modo 3	0.6032	Rz	0.5882	Rz	0.6138	Rz
modo 4	0.2869	Uy	0.2691	Uy	0.3016	Uy
modo 5	0.2818	Ux	0.2683	Ux	0.3005	Ux
modo 6	0.2425	Rz	0.2320	Rz	0.2698	Rz

Tabla 4.28, Comparativa de Periodos entre edificios para junta estructural.

	EDIFICIO 1		ESCALERA 1		EDIFICIO 2		ESCALERA 2		EDIFICIO 3		ESCALERA 3	
	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo	Periodo (seg)	Tipo
modo 1	0.6946	Uy	0.8013	Ux	0.6734	Uy	0.8132	Ux	0.6960	Uy	0.9003	Uy
modo 2	0.6779	Ux	0.6502	Uy	0.6703	Ux	0.6568	Uy	0.6945	Ux	0.7990	Ux
modo 3	0.6032	Rz	0.5351	Rz	0.5882	Rz	0.5421	Rz	0.6138	Rz	0.5682	Rz
modo 4	0.2869	Uy	0.2477	Ux	0.2691	Uy	0.2521	Ux	0.3016	Uy	0.2742	Uy
modo 5	0.2818	Ux	0.1596	Rz	0.2683	Ux	0.1615	Rz	0.3005	Ux	0.1798	Rz
modo 6	0.2425	Rz	0.1339	Ux	0.2320	Rz	0.1363	Ux	0.2698	Rz	0.1646	Ux

Tabla 4.29, Comparativa de Periodos de edificios y escaleras para junta estructural.

Se aprecia una coincidencia en los niveles de las losas de entrepiso y techo, también en periodos y tipos hasta en los primeros seis modos (principalmente el modo fundamental) ver tabla 4.28 y se distingue una separación leve en esta similitud en el modulo de escalera 3 con edificio 3, debido a la diferencia de altura de ambas estructuras (3,57m), aunado a la gran esbeltez del modulo escalera 3 en comparación con el resto de escaleras y edificios (tabla 4.29).

Lo que indica cumplimiento de requisitos normativo, solo necesitando una separación constructiva (propuesta entre 5cms y 12cms) que proporcione espacio físico para colocar materiales propios de juntas de dilatación tales como perfiles metálicos, morteros y elastómeros especiales, en todos los niveles de entrepiso adyacentes, niveles de techo adyacentes y bordes de estos con losas de escalones en módulos de escaleras principales.

CAPITULO V:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 CONCLUSIONES:

- El modelado mediante el método de elementos finitos, permite una acertada decisión de representación estructural y análisis de comportamiento dinámico de cualquier estructura, tanto concreto armado como acero estructural, permitiendo un manejo práctico de la geometría global, diversidad de secciones, variedad de materiales, tipos de cargas con combinaciones y otorgando facilidad e inmediatez en las respuestas del análisis estructural solicitado por el proyectista estructural.
- El sistema aporticado propuesto para las edificaciones principales, presenta la ventaja de permitir grandes luces entre columnas principalmente en planta sótano, donde se requiere facilidad de tránsito para uso como laboratorios y talleres, pero limita la redundancia estructural (aumento del número de columnas) y a la vez disminuye la posibilidad de incrementar la rigidez general de la edificación mediante elementos tipo muro o diagonales en vanos.
- Aunque las secciones del predimensionado cumplen con los requisitos normativos para el diseño dentro del Estado Límite de Resistencia con generosidad, estas son insuficientes ante los controles establecidos para los desplazamientos (Estado límite de servicio), lo que indica que el sistema aporticado establecido es dominado por este estado límite debido a su flexibilidad.
- La incorporación de la torsión adicional o accidental propicia estructuras más seguras, ya que incrementa las solicitaciones en las líneas de resistentes durante el análisis estructural producto del análisis modal espectral.

- Las escaleras principales, constituidas por muros y columnas perimetrales, poseen una rigidez moderada pero manifiestan una conducta flexible debido a su gran relación de esbeltez.
- Las irregularidades presentes en planta y elevación inciden notablemente en el tiempo de convergencia para las aproximaciones hacia las secciones de columnas y vigas ideales en el análisis y diseño estructural según las Normas Venezolanas, produciendo saltos atípicos en los gráficos de índice de deriva ó trasladando alteraciones en la continuidad hacia otros niveles superiores.

5.2 RECOMENDACIONES:

- Implementar el uso de un programa basado en elementos finitos pero específico para Edificaciones de Concreto Armado o Acero, como lo es el CSI-ETABS, que permitiría la incorporación más rápida y eficiente de muchos criterios de análisis y diseño plasmados en las Normas Covenin: 1756-2001, 1753-2006 y 1618-1998.
- Debe definirse la continuidad que debe prevalecer en las vigas longitudinales por donde transita el puente grúa propuesto, ya que estas se ven interrumpidas inevitablemente por la Junta Estructural presente entre los Edificios 1 y 2 según la propuesta arquitectónica original. Se propone una estructura independiente de soporte solo para el puente grúa, de manera de aislar este mecanismo de carga en planta sótano del comportamiento independiente de los edificios 1 y 2.
- Ante los grandes volúmenes de los módulos y elevados pesos de las estructuras, se debe plantear la alternativa de disminuir dimensiones de columnas y/o vigas mediante la reducción de la demanda sísmica actuante sobre los edificios, incorporando aisladores sísmicos o disipadores de energía (involucrar necesariamente estudio de costos comparativo).

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

GLOSARIO:

Se presentan algunos términos planteados o relacionados con el desarrollo del Trabajo Especial de Grado y precisados según la Norma Covenin 2004-1998 "TERMINOLOGÍA DE LAS NORMAS VENEZOLANAS COVENIN - MINDUR DE EDIFICACIONES":

Acciones. Fenómenos que producen cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones en los elementos de una edificación. Las acciones se clasifican en permanentes, variables, accidentales y extraordinarias.

Acciones accidentales. Acciones que en la vida útil de la edificación tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia sólo durante lapsos breves de tiempo, como las acciones debidas al sismo o al viento.

Acciones permanentes. Acciones que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales: pavimentos, rellenos, paredes, tabiques, frisos, instalaciones fijas, etc. Igualmente, los empujes estáticos de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente, las deformaciones y los desplazamientos impuestos por el efecto de pretensión, los debidos a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, las acciones reológicas y de temperatura permanentes.

Acciones variables. Acciones que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual, como las cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinarias, grúas móviles, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperatura y reológicas, y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable.

Acero estructural. En las estructuras metálicas, aplicase a todo miembro o elemento que se designa así en los documentos del contrato y/o es necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura.

Altura útil. En las secciones de los miembros sometidos a flexión, la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro de las armaduras en tracción.

Análisis. Determinación, según modelos matemáticos, de las respuestas correspondientes a las acciones previstas.

Análisis de segundo orden. Análisis estructural basado en las deformaciones de segundo orden, en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura deformada y se supone un comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de la carga axial sobre la rigidez de los miembros, la inversión de deformaciones y otros efectos no lineales que se incluyen ocasionalmente.

Análisis dinámico. Análisis de superposición modal en el cual las acciones sísmicas se caracterizan mediante un espectro de diseño.

Análisis estructural. Determinación de las solicitaciones en los elementos de una estructura.

Apéndices. Partes arquitectónicas como marquesinas, antepechos y elementos de fachada.

Apéndices estructurales. Partes de la estructura anexas a las estructuras principales o fundamentales.

Cedencia. Primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se llama tensión cedente.

Centro de rigidez de un nivel. Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior.

Cercha. Viga de celosía que soporta las correas de los techos.

Coefficiente sísmico. Cociente de la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base dividida entre el peso total por encima del mismo.

Columna. Elemento estructural utilizado principalmente para soportar la carga axial de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su menor dimensión lateral.

Combinaciones de acciones. Combinaciones de las solicitaciones debidas a las acciones mayoradas especificadas en el Capítulo 9 de las Normas de Concreto.

Componentes y cerramientos. Elementos que soportan directa o indirectamente la acción eólica y la transfieren a los sistemas resistentes al viento.

Concreto armado. Concreto que contiene el refuerzo metálico adecuado, diseñado bajo la hipótesis que los dos componentes actuarán conjuntamente para resistir las solicitaciones a las cuales está sometido.

Concreto estructural. Concreto armado que cumple con los requisitos de calidad del Capítulo 4 de las Normas COVENIN 1753 "Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural".

Diafragma. Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

Diseño. En un miembro estructural, conocidas sus solicitaciones, la determinación racional y económica de sus dimensiones, así como la distribución y detallado adecuados de todos sus materiales y componentes, satisfaciendo a cabalidad las normas vigentes.

Diseño estructural. Dimensionamiento definitivo de las secciones de los elementos estructurales y detalles del refuerzo.

Diseño para los estados límites. Método de diseño consistente en determinar todos los modos potenciales de falla o inutilidad (estados límites), y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia, los cuales se establecen habitualmente con criterios probabilísticos.

Ductilidad. En general, capacidad de deformación una vez rebasado el límite de proporcionalidad. En Ingeniería Sísmica, capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente.

Edificación. Construcción cuya función principal es alojar personas, animales o cosas.

Edificaciones de uso público. Edificaciones asistenciales, administrativas, comerciales, culturales, deportivas, educacionales, religiosas o recreacionales con acceso al público.

Efecto P- Δ . Efecto de segundo orden producido por las cargas axiales y las flechas laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

Entrepiso. Parte de una edificación entre un piso y el siguiente. Conjunto de miembros y elementos de la superestructura (losas, placas, vigas y columnas) destinado a resistir las cargas verticales normales a su plano y actúa como diafragma horizontal en el sistema estructural que resiste las cargas laterales.

Esbeltez de una edificación. Cociente de dividir su altura entre su menor dimensión en planta.

Estado límite. La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

Estructura. Conjunto de miembros y elementos cuya función es resistir y transmitir las acciones al suelo a través de las fundaciones.

Excentricidad accidental o adicional. Valor agregado a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debidos a irregularidades en la distribución de las masas y de las rigideces, así como los efectos de la excitación rotacional del terreno.

Factores de mayoración. Factores empleados para incrementar las solicitaciones a fin de diseñar en el estado límite de agotamiento resistente.

Factores de minoración. Factores empleados para reducir la resistencia nominal y obtener la resistencia de diseño.

Factor de reducción de respuesta. Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

Factor de seguridad. Relación de un criterio de falla respecto a las condiciones de utilización previstas. Aplicado al criterio de resistencia, cociente de la resistencia de agotamiento dividida entre la resistencia de utilización o prevista.

Falla. Inutilidad; depende del propósito buscado y de los criterios especificados.

Fuerza cortante total o cortante basal. Fuerza cortante horizontal originada por las acciones sísmicas en el nivel de base.

Histéresis. Durante un ciclo de descarga, recuperación incompleta de las deformaciones debido al consumo de energía. Este fenómeno físico puede observarse en un gráfico esfuerzos- deformaciones, correspondiente a una fuerza aplicada que varía gradualmente en magnitud y sentido durante varios ciclos.

Implantación. Adaptación de un proyecto tipo a las condiciones locales del terreno.

Inestabilidad. Condición que se alcanza al cargar un elemento, miembro o estructura comprimida, en la cual deformaciones progresivas resultan en una disminución de la capacidad de carga.

Mampostería. Construcción realizada con elementos de piedra, ladrillo, concreto, cerámica, etc., habitualmente puestos con las manos y unidos con mortero.

Modelo matemático. Formulación de la situación real en forma idealizada, adecuada para el cálculo y con propósitos de predicción y control.

Momento torsor. En diseño sismorresistente, suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluyendo éste, más el momento torsor normal a ese nivel, producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad con respecto al centro de rigidez de ese nivel.

Nivel de diseño. Conjunto de prescripciones normativas asociadas a un determinado factor de ductilidad, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

Norma. Es una especificación técnica u otro documento a disposición del público, elaborado con la colaboración y consenso o aprobación general de todos los intereses afectados por ella, basada en resultados consolidados de la ciencia, tecnología y experiencia, dirigida a promover beneficios óptimos para la comunidad y aprobada por un organismo reconocido a nivel nacional, regional o internacional.

Pantalla. Lámina de forma variada que se coloca delante o alrededor de una fuente de luz o calor para reducir sus efectos o cambiar la dirección de los rayos.

Placa nervada. Placa construida con un reticulado ortogonal de viguetas de sección T o en doble T, vaciada en sitio, cuyos nervios están solidarizados entre sí por una losa continua o dos, una superior y otra inferior, que constituyen las alas de la sección citada

Pórtico. Sistema estructural constituido por vigas y columnas.

Pórtico diagonalizado. Sistema tipo celosía vertical o equivalente, dispuesto para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

Predimensionado. Dimensión tentativa de las secciones.

Proyecto estructural. Conjunto del análisis y el diseño estructural de una edificación.

Redistribución de momentos. Proceso que resulta en una formación sucesiva de rótulas plásticas hasta que se alcanza la carga máxima. Como un resultado de la formación de rótulas plásticas, las partes menos esforzadas de la estructura pueden absorber un incremento de momentos.

Requisitos mínimos. Condiciones necesarias para un funcionamiento seguro y adecuado de una edificación.

Resistencia cedente. Esfuerzo para el cual un material exhibe una desviación límite de la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, expresándose esta desviación en términos de deformaciones. Siempre que se especifica la resistencia cedente, es necesario citar el método de ensayo utilizado así como el porcentaje de desviación o la deformación total.

Resistencia de agotamiento. Resistencia máxima posible de una sección. Usualmente no es la carga máxima de una estructura.

Resistencia de diseño. Resistencia nominal multiplicada por un factor de minoración de resistencias.

Resistencia especificada del concreto a la compresión. Resistencia a la compresión del concreto f_c usada para el diseño y evaluada de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 4 de las Normas de Concreto Estructural, expresada en kgf/cm^2 .

Resistencia nominal. Resistencia obtenida al utilizar los principios y parámetros normativos correspondientes al estado límite del agotamiento resistente, sin aplicar factores de minoración.

Resistencia requerida. Valores de las solicitaciones mayoradas necesarias para diseñar en el estado límite de agotamiento resistente.

Rótula (articulación) plástica. Zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando alcanza el momento de agotamiento. En tal estado la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

Sistema resistente a sismos. Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez, estabilidad y tenacidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

Solicitaciones. Conjunto de fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores, momentos torsores y bi-momentos que permiten el diseño de las secciones de los elementos y miembros estructurales.

Solicitaciones mayoradas. Conjunto de las solicitaciones simultáneas combinadas de servicio o utilización previstas multiplicadas por los factores de mayoración fijados en las normas aplicables al material utilizado, necesario para diseñar las secciones de los elementos y miembros estructurales en el estado límite de agotamiento resistente.

Superestructura. Parte de la estructura de la edificación por encima de la cota superior de la base o losa de pavimento, o de la placa de fundación.

Tabique. Pared que no cumple función estructural sino la de dividir o limitar espacios.

Viga. Miembro estructural en el cual puede considerarse que los esfuerzos internos en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector.

Voladizo. Elemento con un extremo libre que sobresale de las paredes o fachadas. También se le conoce como "volado" o "cantiliver".

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

BIBLIOGRAFÍA:

ACI, (2005) **Requisitos de reglamento para Concreto Estructural y comentario-318s-2005**, Michigan USA.

AISC-LRFD, (1999) **Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings**, Illinois USA.

ALONSO, José Luis, (2007) **Vulnerabilidad sísmica de edificaciones**, Sidetur, Caracas Venezuela.

ARNAL, Eduardo, (2001) **Aplicación de la Norma COVENIN 1756-1998 a las edificaciones sismo- resistentes usuales**, Sidetur, Caracas Venezuela.

ARNAL, Eduardo, (2002) **Edificaciones sismorresistentes de concreto armado**, Sidetur, Caracas Venezuela.

ARNAL, Eduardo, (2005) **Proyecto y construcción de galpones modulares**, Sidetur, Caracas Venezuela.

COVENIN, (1988) **Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002-1988**, Caracas Venezuela.

COVENIN, (1989) **Acciones del Viento sobre las Construcciones 2003-1989**, Caracas, Venezuela.

COVENIN, (1998) **Estructuras de acero para edificaciones, método de los estados límites 1618-1998**, Caracas Venezuela.

COVENIN, (1999) **Equipos de Izamiento. Grúas Puente y Pórtico 3510-1999**, Fundonorma, Caracas, Venezuela.

COVENIN, (2001) **Edificaciones Sismorresistentes 1756-98 (Rev. 2001)**, Caracas Venezuela.

COVENIN, (2006) **Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural 1753-2006**, Caracas Venezuela.

FRATELLI, María Graciela, (1993) **Suelos, Fundaciones y Muros**, Caracas Venezuela.

FRATELLI, María Graciela, (2003) **Diseño de Estructuras Metálicas Estados Límites LRFD**, Caracas Venezuela.

FRATELLI, María Graciela, (2006) **Edificios de Concreto Armado**, Caracas Venezuela.

LANDA BARTOLÓN, Carlos A., (1997) **Interpretación de las Normas de Concreto Armado**, Sidetur, Caracas Venezuela.

NAWY, Edward G., (1988) **Concreto reforzado un enfoque básico**, Ediciones Prentice-Hall hispanoamerica, Naucalpan de Juárez, México.

NILSON, Arthur H., (1999) **Diseño de Estructuras de Concreto**, Ediciones McGraw Hill, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

PARK, R. y PAULAY T., (1997) **Estructuras de Concreto Reforzado**, Editorial Limusa, México D.F, México.