



PROYECTO FIN DE CARRERA

ESTUDIO DINÁMICO EN EDIFICACIÓN

Ingeniería Técnica Industrial Especialidad Mecánica

Alumno: Frédéric Decuyper Bartolomé

Director: José Manuel Franco Gimeno

Convocatoria: Junio 2010

INDICE

1. Antecedentes y presentación.....	5
2. Aspectos de sismología	6
2.1. Introducción	6
2.2. Principales parámetros de los terremotos	7
2.2.1. Magnitud sísmica.....	8
2.2.2. Intensidad sísmica	10
2.2.3. Aceleración, velocidad y desplazamiento	12
2.2.4. Duración efectiva de un sismo	13
2.2.5. Sismicidad.....	13
3. Diseños sismorresistentes.....	14
3.1. Introducción	14
3.2. Conceptos.....	16
3.2.1. Ductilidad	16
3.2.2. Amortiguamiento estructural	20
3.2.3. Aceleración máxima del suelo	21
3.2.4. Coeficiente sísmico	21
3.3. Diseño de sistemas estructurales.....	22
3.3.1. Introducción	22
3.3.2. Tendencias actuales.....	23
3.4. Sistemas de control estructural ante acciones sísmicas. Diseños sismorresistentes avanzados	24
3.4.1. Orígenes de los sistemas de control estructural.....	24
3.4.2. Clasificación de los sistemas de control estructural.	25
3.4.2.1. Sistemas de control activo	26
3.4.2.2. Sistemas de control Híbrido.....	28
3.4.2.3. Sistemas de control Semiactivos.....	30
3.4.2.4. Sistemas de control Pasivos.....	31
3.4.2.4.1. Aisladores de Base.....	32
3.4.2.4.2. Control Pasivo con sistemas inerciales acoplados (TMD)	36
3.4.2.4.3. Control Pasivo con disipadores de energía	37
3.4.2.4.3.1. Disipadores histeréticos	39
3.4.2.4.3.2. Disipadores con comportamiento viscoelástico	48
4. Modelación y cálculo de la Estructura	51
4.1 Estructura a evaluar.....	51
4.2. Espectro sísmico aplicado.	54
4.3. Modelación y cálculo de la estructura mediante SAP2000.	55
4.3.1. Geometría de la estructura.....	55
4.3.2. Definición de los materiales y de los elementos.	58
4.3.2.1. Definición de los materiales.	58
4.3.2.2. Definición de los elementos tipo Frame.	59
4.3.2.3. Definición de los elementos tipo Shell.....	63
4.3.3. Definición de las hipótesis y combinaciones de carga.	69
4.3.3.1. Clasificación de las acciones.	69
4.3.3.2. Análisis Lineal. Cálculo, definición y asignación de las acciones en la estructura.	70

4.3.3.3. Cálculo y definición de las cargas sísmicas.	82
4.3.4. Análisis de la estructura. Resultados.	94
4.3.4.1. Análisis.	94
4.3.4.2. Gráficas de las solicitaciones, reacciones en los apoyos, gráficas de deformadas.	97
4.3.4.3. Listados de los Resultados.	103
4.4. Tablas y gráficas de los resultados de nuestra estructura.	105
4.4.1. Peso Propio.....	105
4.4.1.1. Deformada y Tabla de desplazamientos.	105
4.4.1.2. Reacciones en los apoyos.	107
4.4.2. Peso Propio+Viva+VientoA-B.....	109
4.4.2.1. Deformada y Tabla de desplazamientos.	105
4.4.2.2. Reacciones en los apoyos	110
4.4.3. Peso Propio+Viva-VientoA-B.....	111
4.4.3.1. Deformadas.....	111
4.4.3.2. Reacciones en los apoyos.	112
4.4.4. Peso Propio+Viva+VientoC-D.....	113
4.4.4.1. Deformadas.....	113
4.4.4.2. Reacciones en los apoyos.	114
4.4.5. Peso Propio+Viva-VientoC-D.....	115
4.4.5.1. Deformadas.....	115
4.4.5.2. Reacciones en los apoyos.	116
5. Análisis dinámico	117
5.1. Modal	117
5.1.1. Tabla periodos de la estructura.	117
5.1.2. Deformadas de modos de la estructura.	118
5.2. Hipótesis de Sismo.....	119
5.2.1. Sismo X-X.....	119
5.2.1.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.	119
5.2.1.2. Deformadas y Tabla Desplazamientos	121
5.2.1.3. Desplazamientos Inter-Story	123
5.2.2. Sismo Y-Y	124
5.2.2.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.	124
5.2.2.2. Deformadas.....	126
5.2.2.3. Desplazamientos Inter-Story	128
6. Análisis dinámico con brazos en “V” invertida	129
6.1. Geometria	129
6.2. Resultados	134
6.2.1. Modal	134
6.2.1.1. Tabla Periodos de la estructura.	134
6.2.1.2. Deformadas de los modos de la estructura.	135
6.2.2. Hipótesis de sismos	135
6.2.2.1. Sismo X-X	135
6.2.2.1.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.	135
6.2.2.1.2. Deformadas.....	138
6.2.2.1.3. Desplazamientos Inter-Story	139
6.2.2.2. Sismo Y-Y.....	141
6.2.2.2.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.	141
6.2.2.2.2. Deformadas.....	143
6.2.2.2.3. Desplazamientos Inter-Story	144

7. Comparación y análisis de los resultados obtenidos	146
7.1. Efecto en los periodos.....	146
7.2. Efecto en los Inter-Story	147
7.2.1. Efecto en “Sismo X-X”	147
7.2.2. Efecto en “Sismo Y-Y”	148
8. Conclusiones	149
9. Bibliografía.....	149

1. Antecedentes y presentación

Los terremotos son fenómenos naturales que continuamente ocasionan cuantiosos daños humanos y materiales. En muchas regiones del planeta se producen terremotos severos capaces de colapsar estructuras e interrumpir la actividad económica, las líneas de comunicación y los servicios públicos. La principal causa de estas grandes pérdidas es el comportamiento sísmorresistente inadecuado de las estructuras y especialmente de los edificios. En este sentido, debe señalarse que el 75% de las víctimas que los terremotos produjeron en el mundo entre 1900 y 1992 se debieron al colapso de edificios.

A pesar de los grandes avances en la ingeniería sísmica, numerosas construcciones diseñadas en diferentes países del mundo empleando normativas de diseño sísmorresistente han sufrido daños durante terremotos como el de 1989 en Loma Prieta, el de 1994 en Northridge California o el de 1995 en Kobe, Japón. Esto quiere decir que el avance de la investigación no se refleja tanto en la práctica, en particular en las normativas sísmorresistentes. Además, existe una necesidad importante de prevenir los efectos destructivos de los terremotos utilizando y mejorando las diferentes técnicas de diseño actual.

En consecuencia el principal objetivo de este proyecto no es solo dar a conocer varias técnicas avanzadas sobre el diseño sísmorresistente de edificios, sino realizar mediante un caso práctico un análisis dinámico de una estructura ante una acción sísmica y comprobar la mejora de respuesta del mismo edificio utilizando estas técnicas.

En este proyecto se realizara el análisis dinámico no lineal de un edificio de una estructura metálica de 80,77 m. de elevación. Para ello se ha utilizado el programa de análisis estructural SAP2000 versión 14. Inicialmente este programa fue desarrollado en la Universidad de Berkeley, pero actualmente solamente es desarrollado por Computers and Structures Inc (1984-2003).

Después de realizar el análisis dinámico no lineal del edificio y observar su comportamiento producido por una acción sísmica, se procederá a realizar otro análisis dinámico no lineal del mismo edificio aplicándole un sistema de brazos articulados en forma de V invertida para obtener su respuesta con la rigidez adicionada. Obtuvimos que con este sistema se pueden reducir los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de todos pisos del edificio.

2. Aspectos de sismología

2.1. Introducción

Se define como sismo o terremoto a las vibraciones producidas en la corteza terrestre cuando las rocas que se han ido tensando se rompen de forma súbita y rebotan. Las vibraciones pueden oscilar desde las que apenas son apreciables hasta las que alcanzan carácter catastrófico. En el proceso se generan distintos tipos de ondas de choque. Se mueven con mayor rapidez a través de rocas rígidas, y más lentamente por los materiales sedimentarios sueltos y el agua. Los dos tipos de ondas que se mueven más de prisa son las primarias (P), que hacen oscilar a las partículas desde atrás hacia adelante en la misma dirección en la que se propagan, y las secundarias (S), que producen vibraciones perpendiculares a su propagación. Las ondas P siempre viajan a velocidades mayores que las de las ondas S, así, cuando se produce un sismo, son las primeras que llegan y que se registran en las estaciones de investigación geofísica distribuidas por el mundo. Tras el paso de las vibraciones, las rocas duras no parecen haber cambiado pero los sedimentos blandos pueden comprimirse y presionarse entre sí.

Cuando las masas rocosas, sometidas a presión, acumulan energía, se fracturan y se deslizan bruscamente, la corteza tiembla y se produce un movimiento sísmico. La tensión necesaria para romper la roca puede acumularse durante mucho tiempo antes de liberarse repentinamente. La roca fracturada se mueve a lo largo de una grieta llamada falla. Aunque en su mayor parte son subterráneas, algunas fallas se abren en la superficie e incluso pueden manifestarse en el paisaje.

Los terremotos fuertes causan catástrofes naturales terribles. El número de víctimas que han producido en todo el mundo desde 1755, año en que un sismo destruyó Lisboa, se cifra en más de catorce millones de personas. Durante este siglo se produjeron más de 1100 terremotos fuertes que ocasionaron la pérdida de más de un millón y medio de vidas humanas. Ejemplos como los de Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Colombia (1985, 1994), Perú (1966, 1970, 1974) o Japón (1995) demuestran el gran potencial destructivo de los terremotos. Por todo ello, en el mundo entero se realizan investigaciones dedicadas a encontrar medidas que permitan reducir el efecto de los desastres sísmicos.



Terremoto Chile (1985)



Terremoto México (1985)



Terremoto Japón (1995)

Es comúnmente aceptado que los terremotos tienen como origen roturas bruscas de la corteza terrestre seguidas de la liberación casi instantánea de la energía acumulada en el interior de la Tierra. Los más fuertes y frecuentes terremotos son los tectónicos, que están asociados a los movimientos de la litosfera terrestre. Los principales fenómenos que se producen durante un terremoto consisten, por una parte, en deformaciones tectónicas y, por otra, en la emisión y transmisión de ondas a través de la Tierra. Los principales factores que afectan a las deformaciones tectónicas son las características geométricas de la fuente sísmica, el mecanismo focal del terremoto y las propiedades elásticas y anelásticas del material. Los factores que afectan a la emisión y transmisión de ondas son la radiación de la fuente sísmica, el mecanismo de propagación de dichas ondas y también la geometría y naturaleza del emplazamiento.

2.2. Principales parámetros de los terremotos

Con el objeto de definir la severidad de los terremotos, nacen los conceptos de intensidad y magnitud sísmica, los cuales se describirán brevemente a continuación.

2.2.1. Magnitud sísmica

Es la medida de potencia de un terremoto o extracción de energía liberada por este, y determinada por la observación sismográfica. El concepto fue introducido por Richter en 1935 para comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos, principalmente en forma de calor.

Richter calculó que la magnitud de un terremoto o sismo puede ser medida conociendo el tiempo transcurrido entre la aparición de las ondas P y las ondas S, y la amplitud de éstas. Las primeras hacen vibrar el medio en la misma dirección que la del desplazamiento de la onda, son

ondas de compresión y expansión. De velocidad de propagación muy rápida (de 5 a 11 km/s), son las primeras en aparecer en un sismograma. A continuación, llegan las llamadas ondas **S**, que hacen vibrar el medio terrestre en sentido perpendicular a la dirección de su desplazamiento. Basándose en estos hechos, Richter desarrolló la siguiente ecuación:

$$M = \log A + 3 \log(8\Delta t) - 2.92$$

donde:

A = amplitud de las ondas en milímetros, tomada directamente en el sismograma.

Δt = tiempo en segundos desde el inicio de las ondas **P** al de las ondas **S**.

M = magnitud arbitraria pero constante a terremotos que liberan la misma cantidad de energía.

El uso del logaritmo en la escala es para reflejar la energía que se desprende en un terremoto. El logaritmo incorporado a la escala hace que los valores asignados a cada nivel aumenten de forma exponencial, y no de forma lineal. Richter tomó la idea del uso de logaritmos en la escala de magnitud estelar, usada en la astronomía para describir el brillo de las estrellas y de otros objetos celestes. Richter arbitrariamente escogió un temblor de magnitud 0 para describir un terremoto que produciría un desplazamiento horizontal máximo de 1 μm en un sismograma trazado por un sismómetro de torsión Wood-Anderson localizado a 100 km de distancia del epicentro. Esta decisión tuvo la intención de prevenir la asignación de magnitudes negativas. Sin embargo, la escala de Richter no tenía límite máximo o mínimo, y actualmente habiendo sismógrafos modernos más sensibles, éstos comúnmente detectan movimientos con magnitudes negativas.

Debido a las limitaciones del sismómetro de torsión Wood-Anderson usado para desarrollar la escala, la magnitud original M_L no puede ser calculada para temblores mayores a 6,8 grados. Varios investigadores propusieron extensiones a la escala de magnitud local, siendo las más populares la magnitud de ondas superficiales M_S y la magnitud de ondas de cuerpo M_b .

Un incremento de una unidad de magnitud (por ejemplo desde 4.6 a 5.6) representa un incremento de 10 en la amplitud de onda en un sismograma, o aproximadamente un incremento de 30 en la energía acumulada. En otras palabras, un terremoto de magnitud 6.7 alcanza 900 veces (30 veces 30) la energía de un terremoto de 4.7, o toma 900 terremotos de magnitud 4.7 para igualar la energía que alcanza uno de 6.7. Esta escala no tiene inicio ni límite. Sin embargo, la mecánica de rocas parece evitar temblores menores de un grado o tan grandes como de 9.5. Un sismo de magnitud -1 libera cerca de 900 veces menos energía que un sismo de magnitud 1. Con excepción de circunstancias especiales, los sismos con magnitud menor que 2.5 no son sentidos por los humanos.

A continuación se muestra una tabla con las magnitudes de la escala y su equivalente en energía liberada.

Magnitud Richter	Equivalencia de la energía TNT	Referencias
-1,5	1 g	Rotura de una roca en una mesa de laboratorio
1,0	170 g	Pequeña explosión en un sitio de construcción
1,5	910 g	Bomba convencional de la II Guerra Mundial
2,0	6 kg	Explosión de un tanque de gas
2,5	29 kg	Bombardeo a la ciudad de Londres
3,0	181 kg	Explosión de una planta de gas
3,5	455 kg	Explosión de una mina
4,0	6 t	Bomba atómica de baja potencia.
5,0	199 t	Terremoto en Albolote de 1956 (Granada, España)
5,5	500 t	Terremoto en Colombia (El Calvario, Meta, Colombia; 2008)
6,0	1.270 t	Terremoto de Double Spring Flat de 1994 (Nevada, Estados Unidos)
6,2		Terremoto de Morón (2009) (Venezuela) Estado Carabobo
6,5	31.550 t	Terremoto de Northridge de 1994 (California, Estados Unidos)
7,0	199.000 t	Terremoto de Hyogo-Ken Nanbu de 1995 (Japón) Terremoto de Puerto Príncipe de 2010 (Haití)
7,2	250.000 t	Terremoto de Spitak 1988 (Armenia) Terremoto en Puerto Rico 21 enero
7,5	750.000 t	Terremoto de Santiago de 1985 (Chile) Terremoto de Caucete 1977 (Argentina)
7,8	1.250.000 t	Terremoto de Sichuan de 2008 (China)
8,0	5.850.000 t	Terremoto del Perú de 2007 (Pisco, Perú)
8,1	6.450.000 t	Terremoto de México de 1985 (Distrito Federal, México)
8,5	31,55 millones de t	Terremoto de Sumatra de 2007
8,8	100 millones de t	Terremoto de Chile de 2010 (150 kilómetros al noroeste de Concepción)
9,0	150 millones de t	Terremoto de Lisboa de 1755
9,2	220 millones de t	Terremoto del océano Índico de 2004 Terremoto de Anchorage de 1964 (Alaska, Estados Unidos)
9,5	260 millones de t	Terremoto de Valdivia de 1960 (Chile)
10,0	6.300 millones de t	Estimado para el choque de un meteorito rocoso de 2 km de diámetro que impacte a 25 km/s
13,0	10 ⁸ megatones = 100 teratones	Impacto en la península de Yucatán que causó el cráter de Chicxulub hace 65 Millones de años

2.2.2. Intensidad sísmica

La intensidad sísmica es un parámetro que describe los daños producidos en edificios y estructuras, así como sus consecuencias sobre el terreno y los efectos sobre las personas, por lo que su utilización en la evaluación de daños está muy extendida. Se observa claramente la diferencia entre magnitud e intensidad ya que, mientras la primera es una característica propia del sismo, la segunda depende del lugar y la forma en que se realiza su evaluación.

Existen dos procedimientos para determinar la intensidad, uno subjetivo y otro analítico, de los cuales el más extendido es el primero.

a) Procedimiento subjetivo:

La medición se hace observando los efectos o daños en las personas, animales, objetos, construcciones y el terreno. La intensidad se basa en una descripción de los efectos percibidos por el hombre. Es un parámetro descriptivo, cuya importancia radica en que aprovecha la información sísmica anterior a la aparición de los instrumentos de registro o en zonas donde no existen instrumentos. Debido a su propia definición, la intensidad no proporciona una idea precisa acerca de la energía liberada por un terremoto. Por ejemplo, un terremoto superficial puede producir, en cierto tipo de terreno, valores de intensidad muy altos y liberar, al mismo tiempo, una energía bastante pequeña.

Para la descripción de la severidad de los sismos se han elaborado más de 40 escalas diferentes en todo el mundo. Entre ellas, hay que destacar la de Mercalli Modificada.

Los niveles bajos de la escala están asociados por la forma en que las personas sienten el temblor, mientras que los grados más altos se relacionan con el daño estructural observado. La tabla siguiente es una guía aproximada de los grados de la Escala de Mercalli Modificada.

Grado	Descripción
I. Muy débil	Imperceptible para la mayoría excepto en condiciones favorables. Aceleración menor a 0.5 Gal.
II. Débil	Perceptible sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios. Los objetos colgantes suelen oscilar. Aceleración entre 0.5 y 2.5 Gal.
III. Leve	Perceptible por algunas personas dentro de los edificios, especialmente en pisos altos. Muchos no lo reconocen como terremoto. Los automóviles detenidos se mueven ligeramente. Sensación semejante al paso de un camión pequeño. Aceleración entre 2.5 y 6.0 Gal.

IV. Moderado	Perceptible por la mayoría de personas dentro de los edificios, por pocas personas en el exterior durante el día. Durante la noche algunas personas pueden despertarse. Perturbación en cerámica, puertas y ventanas. Las paredes suelen hacer ruido. Los automóviles detenidos se mueven con más energía. Sensación semejante al paso de un camión grande. Aceleración entre 6.0 y 10 Gal.
V. Poco Fuerte	La mayoría de los objetos se caen, caminar es dificultoso, las ventanas suelen hacer ruido. Aceleración entre 10 y 20 Gal.
VI. Fuerte	Lo perciben todas las personas, muchas personas asustadas suelen correr al exterior, paso insostenible. Ventanas, platos y cristalería dañadas. Los objetos se caen de sus lugares, muebles movidos o caídos. Revoque dañado. Daños leves a estructuras. Aceleración entre 20 y 35 Gal.
VII. Muy fuerte	Pararse es dificultoso. Muebles dañados. Daños insignificantes en estructuras de buen diseño y construcción. Daños leves a moderados en estructuras ordinarias bien construidas. Daños considerables estructuras pobremente construidas. Mampostería dañada. Perceptible por personas en vehículos en movimiento. Aceleración entre 35 y 60 Gal.
VIII. Destructivo	Daños leves en estructuras especializadas. Daños considerables en estructuras ordinarias bien construidas, posibles colapsos. Daño severo en estructuras pobremente construidas. Mampostería seriamente dañada o destruida. Muebles completamente sacados de lugar. Aceleración entre 60 y 100 Gal.
IX. Ruinoso	Pánico generalizado. Daños considerables en estructuras especializadas, paredes fuera de plomo. Grandes daños en importantes edificios, con colapsos parciales. Edificios desplazados fuera de las bases. Aceleración entre 100 y 250 Gal.
X. Desastroso	Algunas estructuras de madera bien construida destruidas. La mayoría de las estructuras de mampostería y el marco destruido con sus bases. Rieles doblados. Aceleración entre 250 y 500 Gal.
XI. Muy desastroso	Pocas, si las hubiera, estructuras de mampostería permanecen en pie. Puentes destruidos. Rieles curvados en gran medida. Aceleración mayor a 500 Gal.
XII. Catastrófico	Destrucción total con pocos sobrevivientes. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionadas.

b) Procedimiento analítico:

Los métodos analíticos se basan en medidas instrumentales para cuantificar la intensidad de los terremotos. Una de éstas es la intensidad espectral de Housner, en la que la severidad de las vibraciones inducidas en un oscilador lineal con un solo grado de libertad puede evaluarse a partir del espectro de respuesta en velocidades correspondientes a dicho oscilador.

$$IH = \int S_v dT$$

La velocidad espectral es linealmente proporcional a la aceleración pico. Su mayor desventaja es la incapacidad para considerar el efecto de la duración del movimiento fuerte. La velocidad espectral es insensible a la duración, mientras que la energía entregada a la estructura se incrementa monótonicamente con la duración. Por otro lado, la influencia de la relación v/a , o la duración del pulso en caso de excitación impulsiva es bien representada por la velocidad espectral (por el principio del momento del impulso lineal de una partícula de masa). El contenido de frecuencia de excitación está representado

Otro parámetro importante para determinar la severidad de un terremoto es la denominada intensidad de Arias, fundamentada en la capacidad de daño de un sismo y que es independiente de si existen o no edificios en la zona, sin importar el tipo o la calidad de ellos. La intensidad de Arias se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} a(t)^2 dt$$

2.2.3. Aceleración, velocidad y desplazamiento

Estos parámetros son de reciente utilización, pues se determinan a partir de los acelerogramas, y los acelerógrafos son aparatos que funcionan desde hace relativamente pocos años. Por otro lado los datos sobre aceleraciones son escasos y limitados a regiones muy concretas.

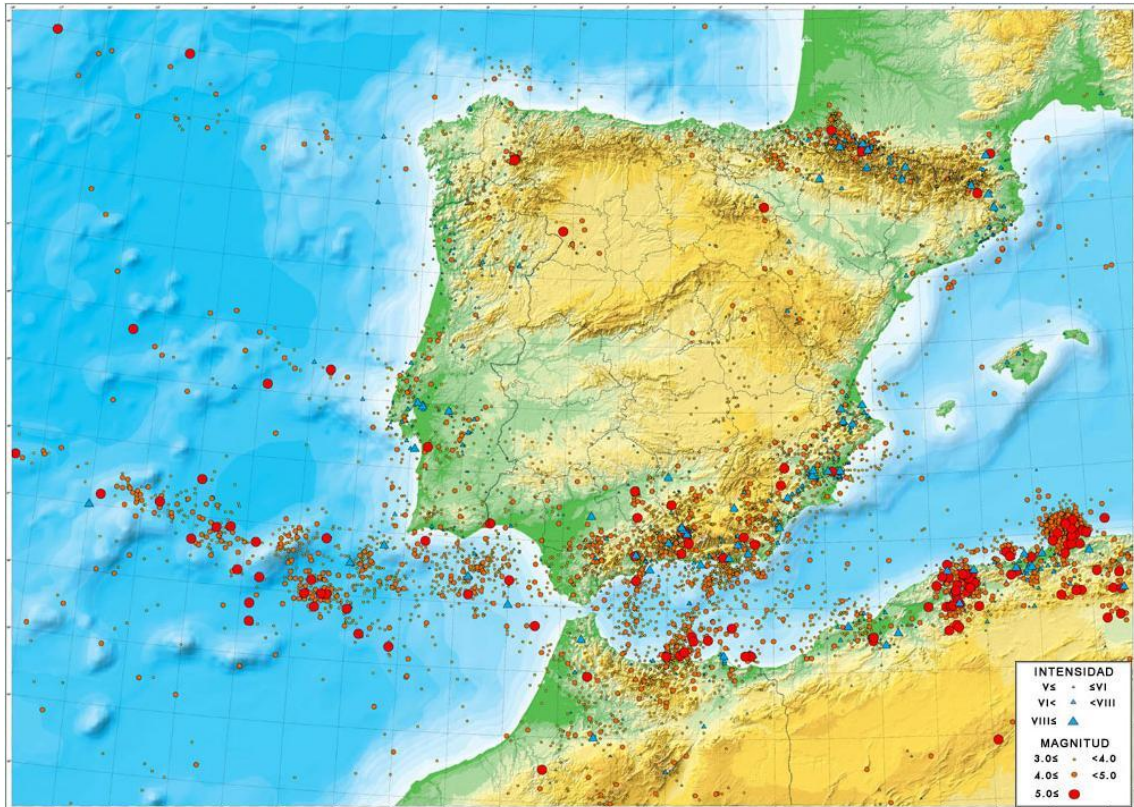
Hasta ahora, de la información contenida en los acelerogramas, se ha utilizado, fundamentalmente, el parámetro aceleración pico, es decir, el valor máximo de la aceleración medida en el registro. Sin embargo, este valor máximo o pico ocurre en un instante y los daños producidos por un terremoto no están únicamente relacionados con estos valores máximos instantáneos, de los que quizá las estructuras podrían recuperarse, sino que un factor tan importante o más que los valores pico es la duración de la sacudida. Es más conveniente, por tanto, utilizar los valores de los parámetros, aceleración máxima y duración.

2.2.4. Duración efectiva de un sismo

Es difícil definir la duración efectiva de un sismo. En ciertos trabajos, como el de Bolt (1985), se propone la denominada duración acotada, que se define como el lapso en el que la sacudida del sismo se mantiene por encima de un cierto umbral de aceleración, normalmente 0,05g. Otros autores tienen en cuenta la forma del acelerograma y no los niveles de aceleración, y encuentran correlaciones entre la duración efectiva y la magnitud de un sismo. Trifunac y Bradi (1975) relacionan dicha duración con la máxima energía del movimiento, y definen el concepto de duración efectiva como el tiempo transcurrido para que la función de intensidad de Arias, definida anteriormente, supere el 5% y alcance el 95% de su valor.

2.2.5. Sismicidad

La sismicidad, que originalmente ha sido considerada como la distribución espacio-tiempo de los terremotos en la Tierra y de sus efectos destructivos, obtenidos a partir de la recopilación histórica de los datos, ha dado origen a los catálogos sísmicos. Con los avances de la sismología instrumental y el desarrollo de nuevos conceptos teóricos en el marco de la sismología, se han confeccionado catálogos cada vez más completos, que incluyen datos como magnitud, duración, coordenadas exactas del foco, dirección de propagación, profundidad, etc.



Distribución de la sismicidad del área de la península ibérica

3. Diseños sismorresistentes

3.1. Introducción

El diseño sismorresistente de estructuras es de una complejidad muy superior a la que caracteriza el diseño para cargas estáticas de gravedad, debido a los múltiples factores que se deben tener en cuenta en él. Entre estos se encuentran los siguientes:

a) La naturaleza azarosa de la excitación, en cuanto a su momento de ocurrencia, localización, energía liberada, amplificación por el suelo, variación con el tiempo, etc.

b) La incertidumbre sobre la respuesta de la estructura, debida a la heterogeneidad de la calidad de los materiales, la interacción con los elementos no estructurales, la variación de las cargas de servicio, las variaciones presentadas en la construcción, etc.

c) Los mecanismos de falla y disipación de energía que impliquen el menor riesgo para la vida humana y sus propiedades.

d) El costo en excedencia sobre la resistencia a cargas de gravedad, implicado en evitar total o parcialmente el daño estructural y no estructural.

e) El costo de reparación en caso de que se permita un nivel determinado de daño.

f) El costo social implicado por la falla de edificios, especialmente en el caso en que sean esenciales para la atención de un desastre, como el caso de los hospitales.

De acuerdo con esto, el diseño sismo-resistente debe tratar de atender de la mejor manera posible todos estos aspectos. Normalmente, los códigos de diseño enmarcan algunos de estos problemas por medio de fórmulas cuantitativas simples sobre seguridad global o local. El seguimiento estricto de estas normas en el diseño habitual de estructuras, hace que el contenido de fondo de tales simplificaciones sea frecuentemente desconocido u olvidado, lo que da lugar a un trabajo de diseño rutinario e irreflexivo. Sin embargo, en el diseño de cualquier edificio, y en especial en el de aquellos que deban permanecer en el mejor estado posible después de un terremoto, debe tenerse presente las implicaciones de cada decisión importante de acuerdo con los principios y avances de la ingeniería sísmica, y bajo la óptica de la presencia de la construcción en un medio social.

Los investigadores y profesionales suelen estar de acuerdo en los siguientes criterios de diseño que permiten definir conceptualmente la acción sísmica:

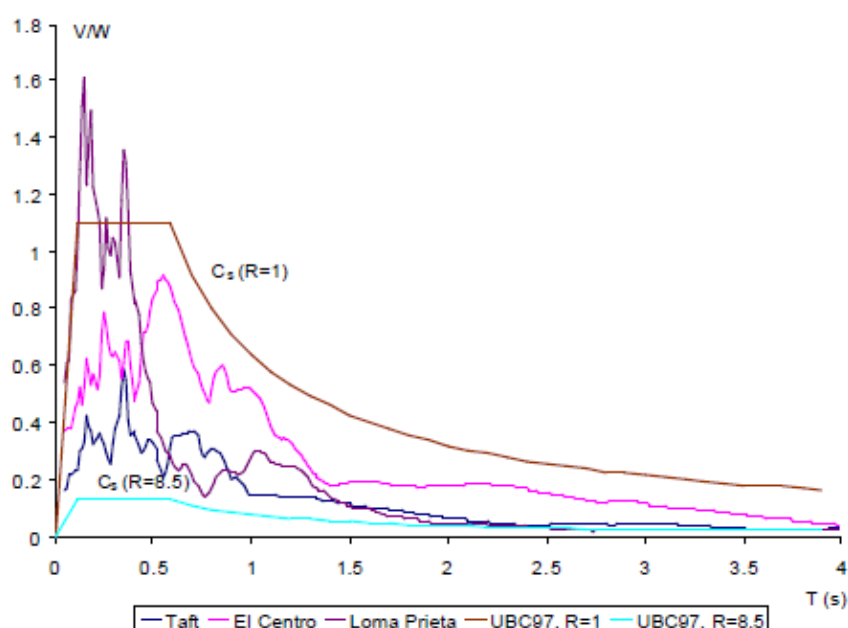
- La estructura debe resistir en el rango lineal elástico todos aquellos sismos de magnitud reducida que ocurran durante su vida útil.
- La estructura debe resistir sin daños significativos, pero admitiendo que se comporte de manera no lineal, todos aquellos sismos de magnitud moderada que ocurran durante su vida útil.
- La estructura debe resistir en el rango no lineal un sismo severo que ocurra una única vez durante su vida útil. Se admiten daños significativos, aunque no el colapso de la estructura.

Sin embargo los anteriores criterios son particularmente difíciles de establecer para estructuras con un comportamiento no lineal, ya que la sollicitación que produce la respuesta más desfavorable es compleja y depende del tipo de estructura. No obstante su objetivo está especificado y por tanto podríamos sintetizarlo todo con la siguiente regla:

- En caso de una acción sísmica, el daño estructural y no estructural es admisible, siempre que no comporte colapso y pérdida de vidas humanas. Los motivos son de carácter económico: una estructura dúctil presenta aceleraciones absolutas inferiores (o, consecuentemente, también esfuerzos menores) a las producidas en comportamiento lineal y elástico y por ello conduce a secciones de menor dimensión.

Con el objeto de construir edificios económicos, las normativas modernas de diseño aceptan, generalmente, que para un sismo severo las estructuras alcancen el rango no lineal. De hecho, la acción correspondiente a un sismo de este tipo es varias veces superior a la acción considerada en un diseño práctico, cuando se emplean normativas de diseño sísmico. Por este motivo las estructuras entran en el rango inelástico y sufren deformaciones remanentes.

En la figura a continuación se muestran varios espectros lineales del coeficiente sísmico (el cual se define como el coeficiente entre el cortante de base, V , y el peso total del edificio, W) obtenidos para los registros de los terremotos de El Centro (1940), Taft (1952) y Loma Prieta (1989). En la misma figura se muestran también dos curvas del coeficiente sísmico obtenidas a partir de las indicaciones de la norma estadounidense (UBC 1997), ambas considerando asentamiento en terreno rígido, terremoto tipo “far-field” y edificio de normal importancia. La primera de ellas ($R=1$) correspondería a la respuesta máxima bajo hipótesis de comportamiento lineal y elástico de la estructura, y pone de manifiesto que el cortante de base propuesto por la norma puede resultar inferior a la sollicitación que se produce en caso de sismo severo. La segunda curva ($R=8,5$) se aplicaría a estructuras de máxima ductilidad, y evidencia las reducciones de sección que permite la ductilidad y el hiperstatismo estructural.



Espectros lineales del coeficiente sísmico para los terremotos de El Centro (1940), Taft (1942), Loma Prieta (1989) y coeficiente sísmico según UBC 1997

El diseño convencional adoptado de forma común por las normas sismorresistentes se basa en los conceptos de ductilidad e hiperestatismo estructural.

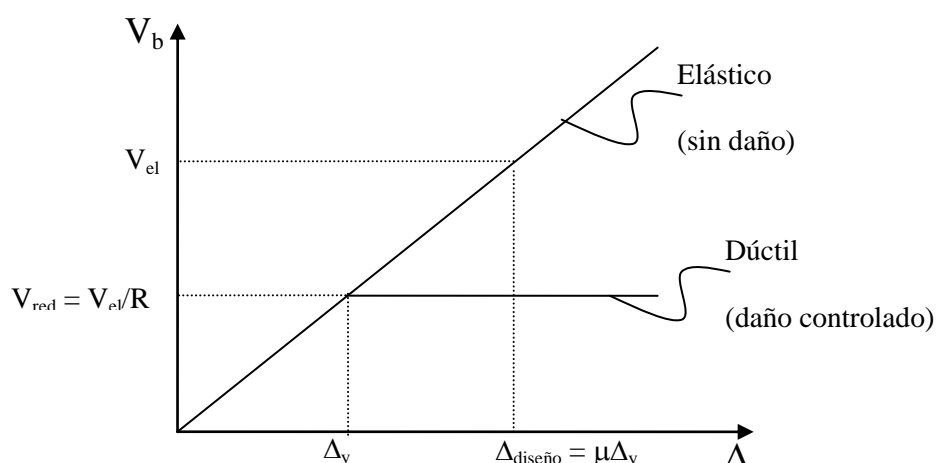
3.2. Conceptos

Para entender un poco mejor las tendencias en los diseños sismorresistentes actuales se definirán algunos conceptos tales como la ductilidad, aceleración máxima o el amortiguamiento.

3.2.1. Ductilidad

La ductilidad la podríamos definir como la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse. Así, un material es dúctil si es capaz de deformarse de manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar.

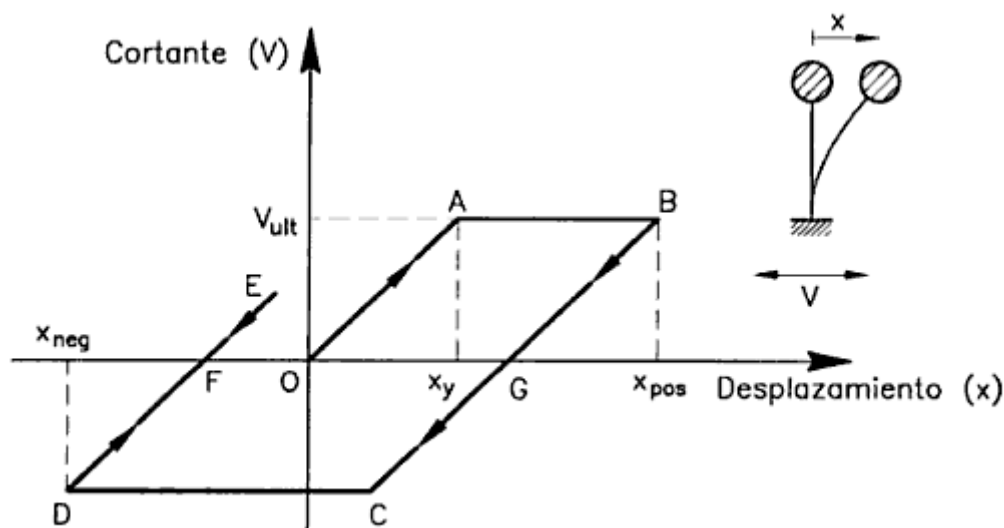
La ductilidad tiene que ver con la capacidad de la estructura o elemento estructural de soportar deformaciones inelásticas, es decir daño, sin pérdida significativa de capacidad. Si una estructura o elemento estructural es diseñado de modo que tenga ductilidad, es posible reducir las fuerzas de diseño, resultando en economías en términos de tamaño de los elementos estructurales. Este supuesto es ilustrado en la siguiente.



Concepto de ductilidad

Esta figura representa esquemáticamente el efecto de la ductilidad sobre el corte basal de diseño V_b de una estructura. Como se puede ver, para llegar a un mismo nivel de deformaciones de diseño $\Delta_{diseño}$, la estructura sin daño requiere resistir fuerzas significativamente mayores que la estructura dúctil. Debido a la variabilidad de las solicitaciones sísmicas, es económicamente imposible construir una estructura que se comporte elásticamente para el sismo más grande que se pueda esperar en una región. Por lo tanto, todas las estructuras en zonas sísmicas deben incorporar algún grado de ductilidad, el cual se representa a través del factor de reducción de la respuesta R . Conceptualmente, el efecto de este factor es reducir las solicitaciones de diseño, como se ve en la figura anterior. Mientras mayor el factor R , entonces, mayor ductilidad es requerida de la estructura, es decir, mayor capacidad de resistir daño sin colapsar, y un factor R igual a 1 significa una estructura elástica. La definición de este factor y su aplicación a la determinación de las solicitaciones sísmicas, varía según las normas sísmicas de cada país.

Tanto la capacidad de absorción de energía como la de disipación de energía de un material dependen de la ductilidad, aunque son conceptos distintos. La figura mostrada a continuación ilustra un ciclo de la curva que relaciona el cortante en la base V con el desplazamiento x para un modelo estructural elastoplástico con un solo grado de libertad. En la figura el área “B-G- x_{pos} ” representa la energía de absorción y corresponde a la parte de la energía total transformada en energía cinética, y por ello, devuelta al sistema. El área “O-A-B-G” corresponde a la energía de disipación, que se debe al trabajo interno realizado en las secciones críticas de la estructura, como, por ejemplo, las rótulas plásticas, y que no se devuelve al sistema.



Modelo elastoplástico con un solo grado de libertad empleado para definir la energía de absorción, de disipación y la ductilidad

Según se observa en la figura, los conceptos de energía de disipación y energía de absorción son distintos y se ve que el concepto de energía de disipación está más relacionado con el de ductilidad. Se puede afirmar que sin ductilidad, o si no se producen deformaciones en el rango plástico, no habrá energía disipada por el sistema y que es posible tener un material con una alta capacidad de absorber energía pero con una baja capacidad de disiparla, como es el caso del hormigón pretensado.

La ductilidad se define tanto para el material como para la sección de un elemento estructural, y también de manera global para toda la estructura. La ductilidad del material se refiere, como su nombre indica, a la ductilidad de los materiales que componen la estructura, como, por ejemplo, el hormigón y el acero en edificios de hormigón armado. Estos materiales tienen individualmente una determinada capacidad de deformarse plásticamente para un determinado ensayo, como el de tracción o el de compresión. La ductilidad global suele representarse por la curva del cortante en la base en relación con el desplazamiento total en el último piso del edificio, tal como se ilustra en la figura anterior.

A continuación examinaremos los mecanismos esenciales para la obtención de altas capacidades de ductilidad en los sistemas estructurales corrientes.

- **Estructuras de acero.** A diferencia del concreto, el acero es un material por naturaleza dúctil. Sin embargo, las grandes demandas de ductilidad impuestas por los sismos hacen necesario el asegurar algunas medidas especiales en los elementos estructurales. La más importante de ellas reside en el diseño adecuado de las

conexiones viga-columna. Las conexiones viga-columna son el punto más vulnerable de las estructuras de acero sometidas a sismos. La falla más común es la que ocurre por pandeo local en los patines y en el alma, y tiende a suceder en la columna en su unión con la viga, debido a las fuerzas transmitidas por ésta. El diseño de la unión debe realizarse de tal suerte que la rotación inelástica tenga lugar preferentemente en las vigas y no en la unión. Para ello puede requerirse el uso de atiesadores horizontales y/o inclinados en el alma de la columna con el fin de controlar la transferencia de esfuerzos de un elemento al otro.

- **Estructuras de concreto reforzado.** El concreto reforzado se caracteriza por su escasa ductilidad, debido a su comportamiento frágil ante grandes deformaciones. En el diseño de estructuras de concreto debe detallarse con cuidado los mecanismos de ductilidad en los diferentes elementos, de una manera más exigente que en el caso del acero. Los siguientes son los criterios básicos para ello:

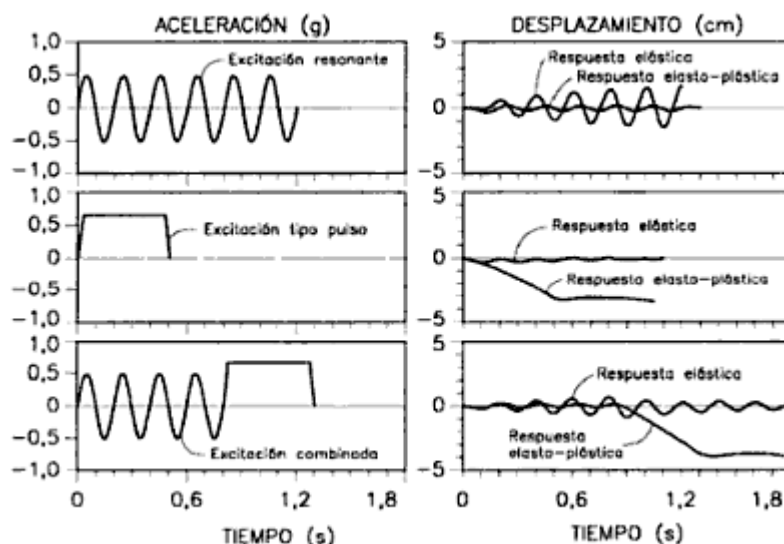
- *Confinamiento.* El confinamiento del concreto garantiza la preservación del material ante la alternación de esfuerzos dada en los terremotos y, en consecuencia, permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores que las posibles en una estructura en la que el concreto se deteriore.

- *Control de falla a cortante.* La falla a cortante es una falla que compromete seriamente la integridad de la sección de un elemento cualquiera de concreto reforzado. Por esta razón los códigos de diseño generalmente obligan a un diseño a cortante tal que garantice que la resistencia a cortante sea superior a la resistencia a flexión. Esto se logra utilizando como cortante de diseño un valor que sea como mínimo el correspondiente a la plastificación por flexión en los nudos extremos.

- *Control de la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial.* La carga axial de compresión reduce drásticamente la ductilidad de desplazamiento disponible en un elemento de concreto sometido a ella. El fenómeno, que es más fuerte en columnas que en muros estructurales generalmente, se debe a que a mayores cargas de compresión se reduce el trabajo a tensión del acero, el cual puede darse con valores del esfuerzo de trabajo menores del esfuerzo de fluencia, lo que implica un uso insuficiente del acero para efectos de desarrollar grandes deformaciones inelásticas y disipar energía por ese medio. Sin embargo, no siempre es posible diseñar las secciones de columnas de manera que haya esfuerzos altos de tracción en el acero, por razones arquitectónicas y económicas.

La acción sísmica influye de manera decisiva en la respuesta de una estructura, tanto en el rango lineal como en el no lineal, aunque de manera cualitativamente muy distinta y de forma más compleja en el caso no lineal. Para estructuras con comportamiento no lineal, una excitación sinusoidal resonante no es tan desfavorable y el factor de amplificación dinámica es una función de la resistencia del edificio. Pero una acción resonante en una estructura frágil origina, seguramente, el colapso.

En la figura siguiente se muestra la respuesta de un sistema no lineal elastoplástico con un grado de libertad sometido a una acción sinusoidal con período resonante y a una acción tipo pulso.



Como se observa en la figura la respuesta es una función de la resistencia o del cortante último en la base ya que a medida que se incrementa la resistencia, la estructura responderá de manera distinta. En el caso no lineal, es más desfavorable una acción sísmica tipo pulso que se aplique en el instante en que se alcanza la fluencia de la estructura. En esta situación se pueden producir desplazamientos importantes y, por consiguiente, demandas de ductilidad muy significativas, tal y como se observa en la figura anterior.

3.2.2. Amortiguamiento estructural

Definimos el amortiguamiento como la disminución progresiva en el tiempo de la intensidad de un fenómeno periódico. El amortiguamiento es un sinónimo de la pérdida de energía de sistemas vibratorios. Este hecho puede aparecer como parte del comportamiento interno de un material, de rozamiento, o bien, un elemento físico llamado amortiguador.

El efecto del amortiguamiento estructural es importante para estructuras lineales y una excitación cercana a su período fundamental, pues limita la respuesta máxima a la inversa del amortiguamiento. Para sistemas inelásticos y, en comparación con el efecto de la ductilidad o con el coeficiente de resistencia, la influencia del amortiguamiento estructural en la respuesta de la estructura no es significativa.

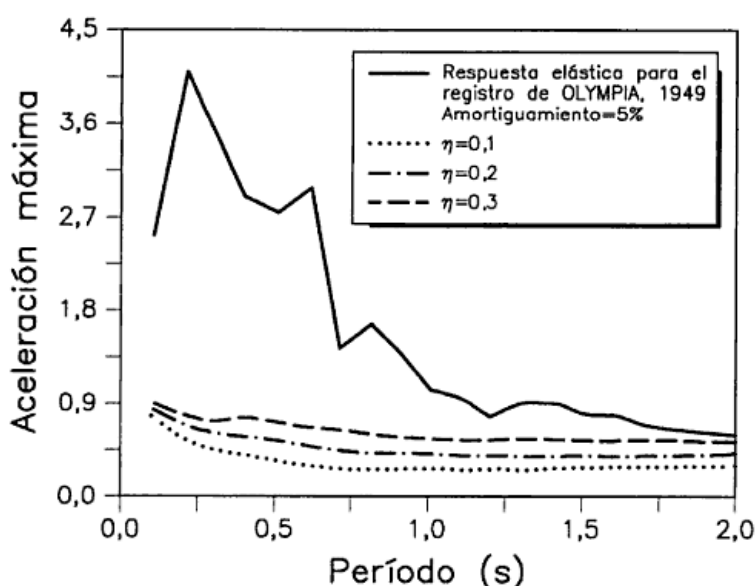
El amortiguamiento estructural está limitado por la capacidad de disipación de energía de los materiales, generalmente concreto y acero. En estructuras flexibles, como rascacielos y puentes colgantes, el amortiguamiento aerodinámico puede contribuir a disipar energía dependiendo de la forma estructural y de la velocidad y dirección del viento. El amortiguamiento generado por la interacción suelo-estructura tiene una limitada contribución. Además, el amortiguamiento total no puede ser medido con precisión en una estructura hasta que esté completamente terminada, resultando un nivel de incertidumbre alto. En casos en que el amortiguamiento inherente es insuficiente, es posible añadir amortiguamiento auxiliar al sistema ofreciendo un mecanismo adaptable más confiable para la disipación de la energía.

En la actualidad se emplean amortiguadores mecánicos para reducir las vibraciones por viento en edificios altos, como por ejemplo los que estaban en las Torres Gemelas de New York. Sin embargo, para lograr aumentar el amortiguamiento estructural del 2% al 10% se requiere un

gran número de amortiguadores, por lo que no son comúnmente empleados para reducir la acción sísmica. Sin embargo existen otros tipos de disipadores de energía, como los de plastificación de metales, que, de forma análoga a la reducción de fuerzas por ductilidad en diseños convencionales, permiten reducir las fuerzas sísmicas de forma significativa.

3.2.3. Aceleración máxima del suelo

La aceleración máxima es un parámetro de diseño importante, no sólo porque es una indicación del cortante en la base, sino porque proporciona una indicación de las fuerzas ejercidas sobre el equipamiento y las piezas móviles del edificio. La aceleración máxima es, en general una curva suave, cuyo valor disminuye al aumentar el período estructural. El efecto del comportamiento inelástico es el de reducir considerablemente la aceleración máxima, lo que es de esperar por su relación con el cortante en la base. En la figura siguiente muestra espectros normalizados de aceleración máxima del terremoto de Olympia, de 1949, para coeficientes de resistencia comprendidos entre 0,1 y 0,3, y para una fracción del amortiguamiento crítico del 5%. En la figura también podemos observar que la aceleración máxima disminuye al disminuir el coeficiente de resistencia y, por consiguiente, también disminuyen las fuerzas sobre el equipo y las piezas móviles en la estructura.



Aceleración máxima normalizada del terremoto de Olympia de 1949

3.2.4. Coeficiente sísmico

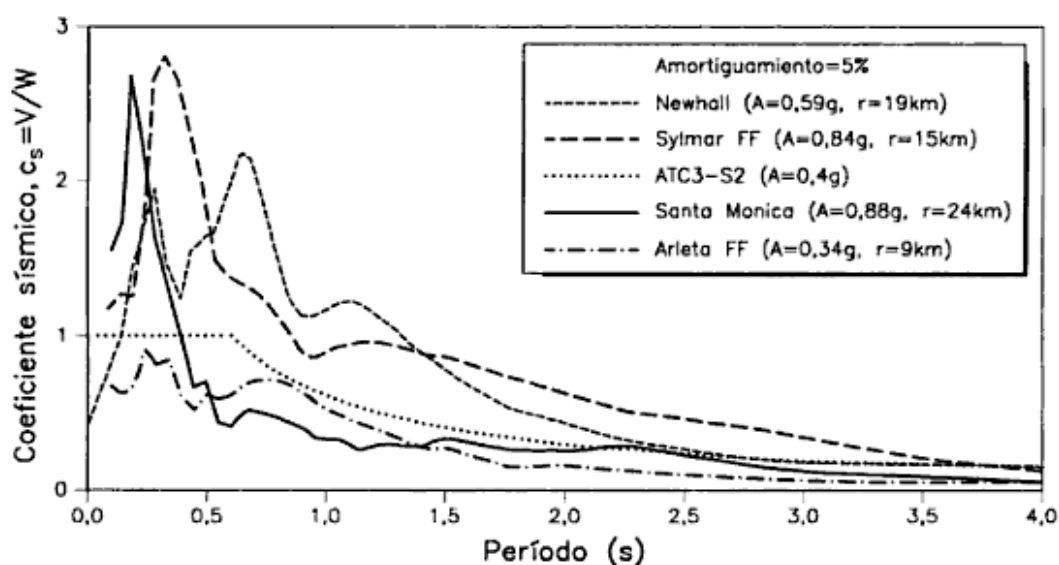
El coeficiente sísmico define el porcentaje del peso total de la estructura que se debe considerar como cortante actuante en su base con fines de diseño.

Tal y como hemos visto antes el coeficiente sísmico es el factor que multiplicado por el peso total de un edificio proporciona el cortante de diseño en la base y, en general las normativas de diseño determinan el cortante en la base de un edificio de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V = C_s W$$

Donde c_s , V , W son el coeficiente sísmico, el cortante en la base y el peso total del edificio, respectivamente. El peso del edificio debe incluir un porcentaje de la carga viva estimada y varía según prevén las normativas. El coeficiente sísmico es una función del tipo de suelo, del período fundamental del edificio, de la aceleración máxima del terremoto de diseño y de un factor de reducción del cortante en función de la ductilidad global del edificio. Esta reducción varía entre 1,5 y 8, para edificios frágiles de ladrillo y pórticos dúctiles, respectivamente.

Si el coeficiente de reducción se considerase igual a 1, se tendría el cortante en la base correspondiente a una estructura en el rango lineal y elástico. La experiencia acumulada durante diversos terremotos y, en particular, durante el terremoto de Northridge de 1994 en Los Angeles indica, sin embargo, que las fuerzas de diseño son actualmente peligrosamente poco conservadoras. La figura siguiente muestra los espectros del coeficiente sísmico comparando las recomendaciones de la ATC3-S2 para un coeficiente de reducción de 1, con los espectros lineales elásticos correspondientes a cuatro registros del terremoto de Northridge. Los espectros indican que las fuerzas de diseño de dichas recomendaciones son entre dos y tres veces las ejercidas por el mencionado terremoto, lo que permite afirmar que las demandas de ductilidad global fueron superiores a 8. Esta conclusión está en consonancia con el elevado daño causado por el terremoto de Northridge en construcciones recientes.



Espectros lineales del coeficiente sísmico para el terremoto de Northridge, de 1994

3.3. Diseño de sistemas estructurales

3.3.1. Introducción

Por sistema estructural se entiende todo aquel conjunto de elementos que tiene la función común de resistir cargas, cuyo dimensionamiento tiene una serie de condicionantes propios y que cumple diversos estados límite en servicio y rotura. Dadas las características del diseño sismorresistente ya indicadas anteriormente, una gran parte de la investigación realizada en este campo en los últimos 30 años se ha centrado en desarrollar sistemas estructurales capaces de transmitir de forma segura las elevadas cargas inducidas por un sismo severo.

3.3.2. Tendencias actuales

El diseño convencional adoptado de forma común por las normas sismorresistentes se basa en los conceptos de ductilidad e hiperestatismo estructural, que permiten reducir de forma significativa las fuerzas inducidas por sismos severos, teniendo también en cuenta la capacidad de disipación de energía en los elementos de las estructuras y en sus nudos. La ductilidad global de una estructura se alcanza por la plastificación local de estos elementos, en particular en los extremos de barras, donde es más fácil y eficiente proporcionar los detalles que aseguran la ductilidad. Un diseño sismorresistente racional garantiza que, para una determinada demanda de ductilidad estructural global, no se sobrepase la capacidad de ductilidad del material seleccionado y de los elementos.

Se han utilizado diferentes sistemas estructurales sismorresistentes a lo largo del último siglo. El primero de ellos y el más conocido es el de los pórticos dúctiles especiales, aunque también hay otros muchos como “el sistema estructural dual”, “sistema de muros de cortante acoplados”, “sistema de pórticos excéntricos”, etc...

La normativa americana (UBC 1997) propone expresiones basadas en fundamentos dinámicos e información experimental, las cuales facilitan el cálculo de unas fuerzas estáticas equivalentes. Estas incluyen reducciones con respecto a las correspondientes a un comportamiento lineal y elástico en función de la ductilidad e hiperestatismo estructural, atribuible a la tipología estructural empleada. En caso de edificios que presenten irregularidades, se permite la determinación de las anteriores fuerzas estáticas equivalentes a partir de un análisis dinámico con comportamiento elástico. La misma norma admite el uso de análisis dinámico no lineal en el tiempo.

Debido a diversas incertidumbres, es difícil estimar de forma precisa, mediante un análisis no lineal, las demandas de ductilidad local en cada sección de una estructura. Por ello, los detalles de diseño, como los de los pórticos dúctiles especiales se deben aplicar a todos los elementos que transmitan la carga lateral. Además, el diseño convencional de edificios difícilmente garantiza que los elementos no estructurales no sufran daños frente a un sismo severo, e incluso la reparación de los elementos principales puede ser difícil.

El daño estructural acontecido tras terremotos como el de Northridge (1994) y Kobe (1995) ha obligado a cuestionar la efectividad de las estructuras convencionales y de los métodos de análisis empleados para valorar su respuesta. Se han cuestionado:

- La opacidad de los sistemas de cálculo empleados.
- La imposibilidad de determinar, a priori, la demanda de ductilidad ante un evento sísmico y dónde se va a producir.
- La presencia de fallos frágiles en sistemas presuntamente dúctiles.
- La complejidad de detectar el daño en estructuras metálicas cuando éstas no manifiestan desplome.
- El elevado coste en reparación que supone un comportamiento dúctil basado en una disipación de la energía en el seno estructural y de forma dispersa.

Una tendencia de los últimos 20 años en el diseño sísmico consiste en buscar sistemas sismorresistentes que localicen la demanda de ductilidad en elementos predeterminados. Ello supone claras ventajas:

- Resulta más factible garantizar la demanda de ductilidad.
- El control de calidad en materiales y en ejecución puede ser más intenso en las zonas donde se establece la oferta de ductilidad.
- El daño resulta más previsible y la reparación más económica que en los sistemas basados en el daño estructural disperso.

Algunos sistemas proponen que la oferta de la ductilidad resida en zonas de la propia estructura, como es el caso de los pórticos excéntricos en estructuras de acero. Otra posibilidad consiste en el desarrollo de diversos sistemas de disipación de energía y de aislamiento de base que localizan los fenómenos no lineales en ciertas zonas predefinidas de la estructura. Los disipadores de energía si bien son externos a la estructura, se emplean como nexo y ello permite su fácil restitución en caso de sufrir daño.

3.4. Sistemas de control estructural ante acciones sísmicas. Diseños sismorresistentes avanzados.

3.4.1. Orígenes de los sistemas de control estructural.

El concepto de control estructural en estructuras civiles tiene sus raíces en el trabajo empírico de John Milne, profesor de ingeniería en Japón, quien hace más de 100 años construyó una pequeña casa en madera y la colocó sobre cojinetes para demostrar que la estructura podría ser aislada del movimiento sísmico. Se necesitaron los primeros cincuenta años del siglo veinte para el desarrollo de la teoría de sistemas lineales y su aplicación al campo de las vibraciones y en particular a la dinámica estructural. La motivación principal de este desarrollo era el motor de combustión interno, usado tanto en automóviles como en aviones, que producía altos niveles de fuerzas dinámicas. Durante la segunda Guerra Mundial, conceptos tales como aislamiento, absorción, y amortiguamiento de vibraciones, fueron desarrollados y aplicados efectivamente en estructuras aeronáuticas. Después de la Segunda Guerra Mundial, la carrera armamentista y la conquista del espacio fomentaron el desarrollo de la teoría y aplicación del control estructural en problemas de seguimiento y estabilización (tracking), y problemas relacionados con estructuras flexibles espaciales. Esta tecnología rápidamente fue adaptada a la ingeniería civil en aplicaciones de protección de puentes y edificios a cargas extremas de sismos y vientos.

El primer estudio conceptual sobre control estructural en ingeniería civil fue realizado por Yao en 1972 y, desde entonces, un gran número de investigadores ha desarrollado sistemas de control estructural para el control de la respuesta sísmica y eólica, y ha verificado el comportamiento de estos sistemas. En agosto de 1994 se realizó en Los Ángeles, EEUU, el primer Congreso Mundial sobre Control Estructural, al que asistieron 337 participantes de 15 países y fueron presentados 225 artículos técnicos sobre control estructural, conformándose ese mismo año la Asociación Internacional para Control Estructural (IASC). En los últimos años, el interés en el control estructural ha aumentado notablemente a nivel mundial y se está realizando un gran número de investigaciones con diversos intereses y metodologías con una meta común: la protección de la infraestructura civil y las personas que la usan.

En estructuras civiles, las vibraciones excesivas producidas por sismos fuertes producen daños graves en elementos estructurales y no estructurales, y pérdida de vidas humanas. Controlar la respuesta estructural ante cargas dinámicas (cargas sísmicas y eólicas) es y ha sido una necesidad para la seguridad de los usuarios y de la edificación.

Estas investigaciones, junto con el éxito de los edificios y puentes que han sido construidos incorporando sistemas de control estructural, prometen que en el futuro éste sea uno de los campos más importantes de la ingeniería civil.

3.4.2. Clasificación de los sistemas de control estructural.

Como ya se ha indicado anteriormente, debido a los inconvenientes de los diseños sismorresistentes convencionales, basados en la ductilidad y el hiperestatismo estructural, se está planteando como una alternativa el control estructural ante acciones sísmicas. Los sistemas sismorresistentes avanzados tienen por objetivo el control de los desplazamientos de una estructura haciendo uso de alguno (o varios) de los siguientes recursos:

- La modificación de las propiedades dinámicas del edificio, de forma que éste reduzca su “input” energético y evite actitudes resonantes.
- La disipación de energía introducida al sistema a partir de dispositivos mecánicos.
- El control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica.

Estos sistemas se pueden clasificar en sistemas de control pasivo, sistemas de control activo, sistemas de control semiactivo y sistemas de control híbrido, tal y como se indica en la figura siguiente.



Sistemas de control estructural ante sismo

Los sistemas de control pasivo utilizan mecanismos externos incorporados a la estructura para absorber la energía contenida en la excitación y, consecuentemente, aumentar el amortiguamiento de la estructura, a diferencia del resto de sistemas, no precisan de aporte energético para su funcionamiento. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos están formados por actuadores de fuerza y/o elementos pasivos y dispositivos sensores instalados en la estructura. Estos elementos trabajan conjuntamente a través de un algoritmo de control de la respuesta estructural en bucle cerrado.

Los sistemas pasivos se clasifican en sistemas de aislamiento de base, de disipación de energía y en osciladores resonantes (TMD). Los aisladores de base desacoplan el movimiento de la base de un edificio del movimiento del terreno mediante conexiones especialmente diseñadas, reemplazables, ubicadas entre la estructura y su cimentación. Los disipadores de energía no alteran el “input” energético, que depende básicamente del período fundamental y de la masa del edificio, manifestando su eficiencia maximizando la energía disipada y disminuyendo la respuesta estructural. Los sistemas inerciales acoplados o “tuned mass dampers” (TMD) introducen masas adicionales, normalmente situadas en la parte alta de los edificios, cuya excitación absorbe parte de la energía cinética introducida por el terremoto. Las propiedades más valiosas de los sistemas pasivos son su robustez (no dependen de fuentes de energía y son mecánicamente simples) y el coste competitivo de los edificios que los utilizan en comparación con los construidos de forma convencional. Existen en la actualidad unos centenares de edificios construidos en el mundo con estos sistemas, algunos sometidos a terremotos severos como el de Kobe.

Los sistemas activos son dispositivos que generan fuerzas de control para modificar la respuesta dinámica de la estructura. Las fuerzas de control son aplicadas mediante actuadores integrados a un conjunto de sensores, controladores y procesadores de información en tiempo real. La gran demanda de energía que comporta su actuación ante un sismo severo y la complejidad de los algoritmos de control los convierte en sistemas poco robustos. Ante la necesidad de una respuesta efectiva ante excitaciones dinámicas comprendidas en una banda amplia de frecuencias y de un menor consumo energético, se desarrollan los sistemas híbridos y semiactivos. Los sistemas híbridos son muy similares a los sistemas activos, sin embargo en ellos intervienen elementos pasivos que permiten reducir el consumo energético del sistema ante un evento sísmico. Los sistemas semiactivos emplean dispositivos de control pasivo, sin consumo energético, cuyas características resistivas permiten ser modificadas y controladas a tiempo real mediante actuadores de bajo consumo (por ejemplo, válvulas de caudal variable) a través de sistemas y algoritmos de control parecidos a los empleados en los sistemas activos e híbridos.

3.4.2.1. Sistemas de control activo

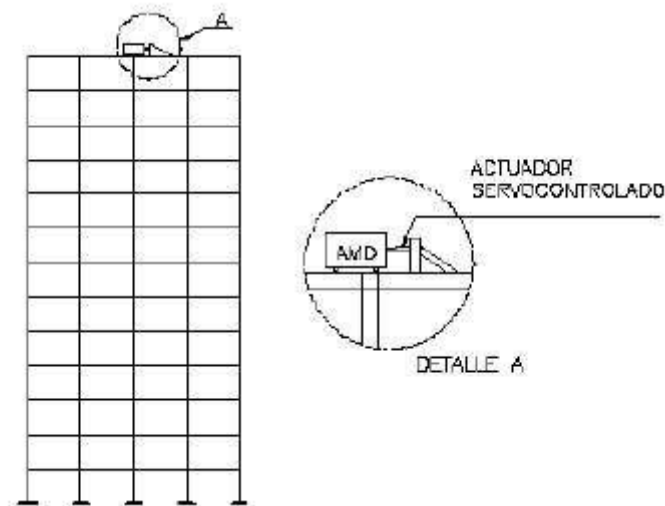
Un sistema de control activo consiste en:

- a) Sensores situados en la propia estructura empleados para medir variables correspondientes a la excitación externa, o variables de la respuesta estructural, o de ambos tipos.
- b) Sistemas controladores que se basan en las medidas de los sensores y calculan la fuerza a aplicar por los actuadores para contrarrestar los efectos sísmicos.
- c) Actuadores que habitualmente son alimentados por fuentes de energía externa para ejercer fuerzas.



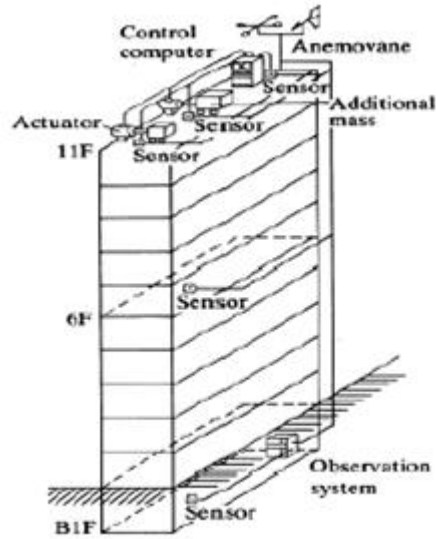
Esquema de funcionamiento de un sistema de control activo

El Active Mass Damper (AMD), es un ejemplo de un sistema de control activo, el cual es una masa auxiliar móvil usualmente inferior al 1% de la masa total de la estructura y es instalada en una de las últimas plantas del edificio, con un actuador conectado a ella (figura 1.11). La fuerza inercial que presenta la masa oscilante debe contrarrestar los efectos de la acción sísmica y reducir la respuesta estructural a valores aceptables.



Edificio con control de desplazamientos mediante AMD

El edificio Kyobashi Seiwa es la primera aplicación a escala natural de la tecnología del control activo. Este edificio ubicado en Tokio; Japón, se terminó de construir en 1989. El sistema activo está conformado por dos osciladores AMD, uno principal para controlar el movimiento transversal, y otro secundario para reducir los movimientos torsionales. El objetivo del sistema instalado en el edificio es reducir las vibraciones producidas por vientos fuertes y solicitaciones sísmicas moderadas, con el fin de incrementar el confort de sus ocupantes.



En comparación con los sistemas pasivos, los sistemas activos presentan numerosas ventajas:

- Mayor efectividad en control de respuesta estructural.
- Afectividad menos sensible a las condiciones locales del suelo y a las características del sismo.
- Aplicación ante diversos eventos: viento o sismos.
- Selección de los objetos de control.

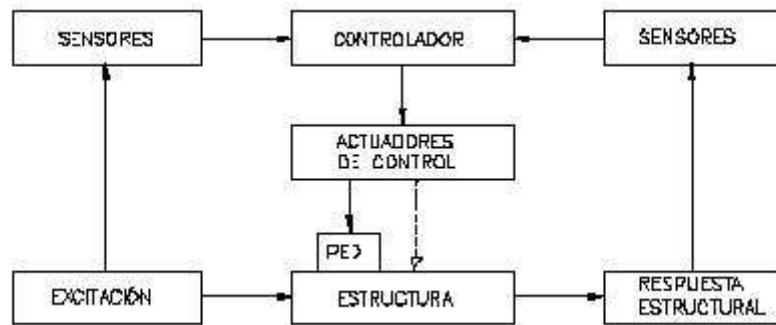
Esto permite enfatizar el confort humano sobre aspectos del movimiento estructural en momentos no críticos e incrementar la seguridad estructural ante una acción dinámica severa, pero también presenta serios inconvenientes, tales como:

- Elevado costo de mantenimiento.
- Dependencia respecto a las fuentes de alimentación.
- La respuesta dinámica de edificios con muchos grados de libertad y un posible comportamiento lineal resulta imprevisible.
- Su control a partir de un número limitado de sensores y actuadores plantea un problema dinámico complejo.

3.4.2.2. Sistemas de control Híbrido

Los sistemas híbridos emplean una combinación de dispositivos pasivos y activos con el fin de incrementar la confiabilidad y eficiencia de control estructural. Algunas de las restricciones que presenta un sistema completamente activo pueden ser superadas por los sistemas de control híbrido debido a que estos operan múltiples dispositivos de control, logrando mayores niveles de rendimiento. Otra ventaja es que sus requerimientos energéticos respecto a los sistemas de control activo son inferiores.

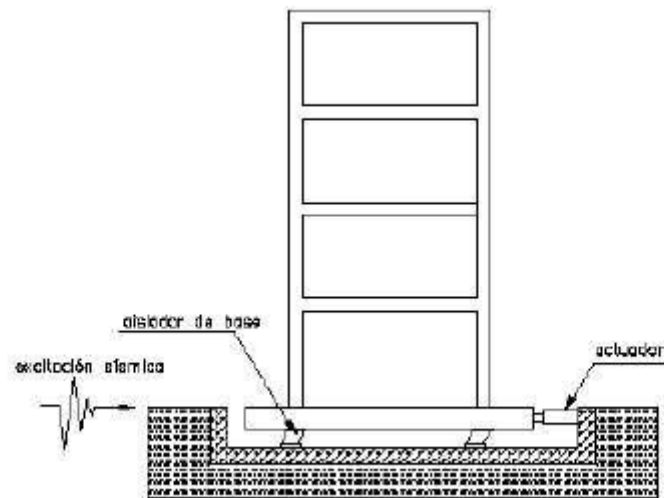
Todos los sistemas híbridos funcionan según la configuración mostrada en el siguiente esquema.



Esquema de funcionamiento de un sistema de control híbrido

Las investigaciones en el campo de los sistemas de control híbrido han sido enfocadas principalmente en dos tipos de sistemas: osciladores híbridos (HMD) y el aislamiento de base con control activo del desplazamiento de base.

El oscilador híbrido HMD (Hybrid Mass Damper) es el resultado de la combinación de un oscilador resonante (TMD) que por si mismo reduce la respuesta del edificio y de un actuador de control activo, el cual mejora la eficiencia del sistema y además le da una mayor robustez frente a cambios dinámicos que afectan a la estructura. La capacidad de este dispositivo para reducir la respuesta estructural radica principalmente en el movimiento natural del oscilador resonante. Las fuerzas de control generadas por el actuador son empleadas sólo para mejorar el desempeño del oscilador resonante, incrementando la eficiencia del sistema y permitiendo su adaptabilidad a los cambios en las características dinámicas de la estructura.



Aislamiento de base con control activo de desplazamiento

El comportamiento pasivo desacopla parcialmente la estructura del terreno, producto de un desplazamiento significativo entre subestructura y superestructura. El objetivo del componente activo es controlar este movimiento mediante un actuador. Desde un punto de vista práctico, es importante que el control se consiga con una única fuerza y que la demanda energética de esta se encuentre dentro de los límites aceptables. Sin embargo, la evaluación de dicha fuerza de control tiene una cierta dificultad relacionada tanto con el comportamiento no lineal del aislamiento con las incertidumbres asociadas a la modelación del sistema global estructura-aislamiento y de la excitación.

3.4.2.3. Sistemas de control Semiactivos

Los sistemas semiactivos tienen un esquema de funcionamiento muy similar a los sistemas activos, diferenciándose de estos en que el control estructural se obtiene a partir de dispositivos de carácter reactivo, cuyas características mecánicas (rigidez o amortiguamiento) son controlables, lo cual permite modificar las propiedades dinámicas de la estructura con costos energéticos muy reducidos.

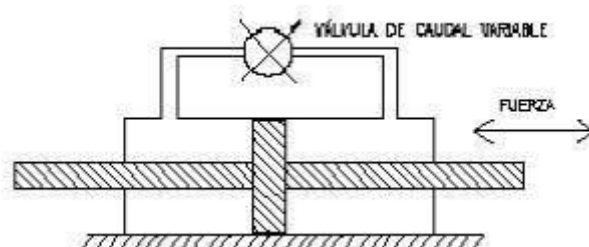


Esquema de funcionamiento de un sistema de control semiactivo

Algunas de las técnicas de control empleadas por los sistemas semiactivos son:

- La fricción variable
- El movimiento de masas de líquido en el interior de tanques (Tunes Sloshing Dampers) o columnas dentro del edificio (Tuned Liquid Column Dampers).
- La incorporación de dispositivos hidráulicos de rigidez o amortiguamiento variable.
- Amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos.

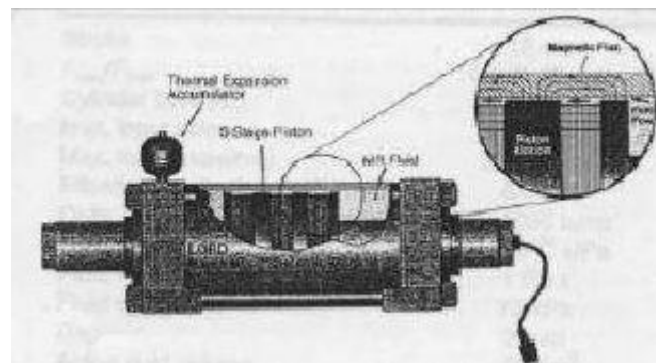
En la figura siguiente, se muestra un dispositivo de amortiguamiento variable (Variable Hydraulic Damper), a través de una válvula de flujo variable, la cual permite modificar la pérdida de carga entre ambas cámaras de un cilindro hidráulico.



Dispositivo para control semiactivo

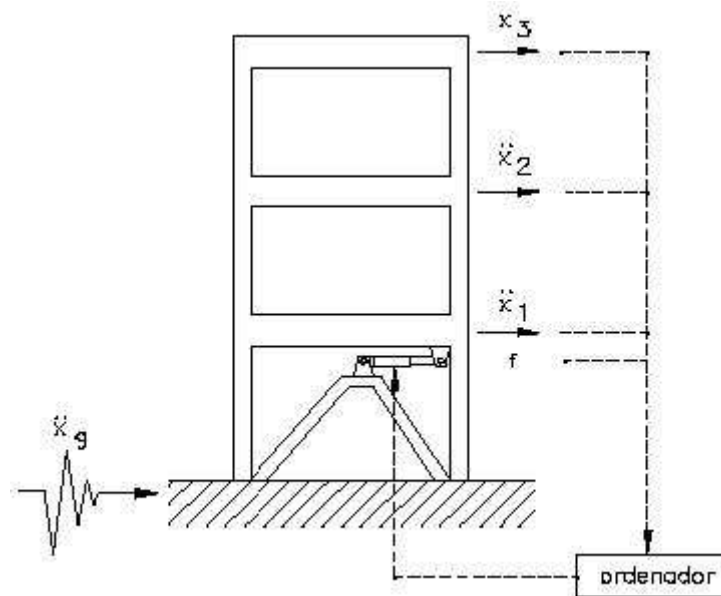
Los líquidos controlables tienen la propiedad de variar sus características reológicas ante campos eléctricos o ante campos magnéticos. La característica esencial de estos líquidos es su reversibilidad de fluido con viscosidad lineal a estado semisólido en milisegundos, cuando están expuestos a un campo eléctrico o magnético. En la figura siguiente se puede observar un dispositivo basado en el comportamiento de un fluido magnetereológico. Se trata de un pistón de doble efecto, soportado por un eje con doble apoyo sobre la carcasa. El cilindro tiene la

particularidad de formar parte de un circuito magnético. Entre pistón y cilindro se abre un paso entre ambas cámaras. El estado que presenta el fluido permite un desplazamiento restringido o relativamente libre, en función de que el campo magnético esté o no activado.



Esquema de un amortiguador

Una posible integración del dispositivo en el seno estructural sería la que se indica en la figura siguiente.



Dispositivo para control semiactivo

3.4.2.4. Sistemas de control Pasivos

Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo, cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran. Estos intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta estructural, teniendo ventajas económicas. Los sistemas de control pasivo se pueden clasificar

en control pasivo con aislamiento en la base, control pasivo con sistemas inerciales acoplados y control pasivo con disipadores de energía.

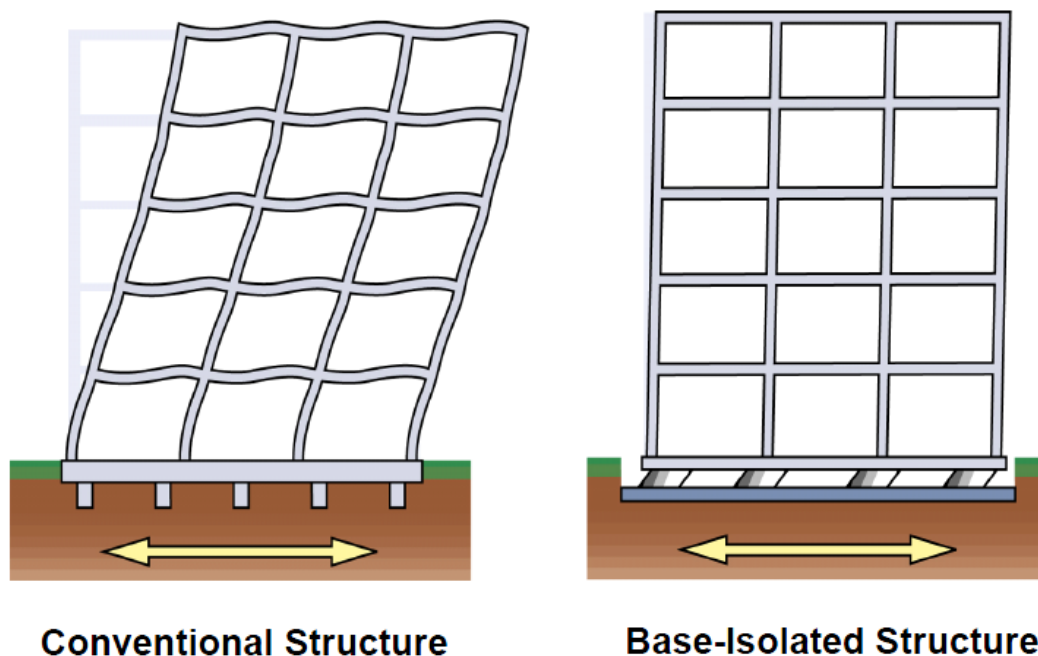
3.4.2.4.1. Aisladores de Base

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño basada en la premisa de que es posible separar una estructura de los movimientos del suelo mediante la introducción de elementos flexibles al movimiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical entre la estructura y su cimentación para proteger a esta del efecto de los sismos. Su presencia alarga el período fundamental, con lo cual desacopla de forma parcial la estructura del movimiento del terreno y limita la entrada de energía.

El aislamiento de la base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos rígidos. El principal inconveniente que se presenta en estructuras con una elevada relación altura-ancho son los elevados momentos de volteo que pueden suponer la pérdida de equilibrio. Además, al incrementarse la altura las ventajas obtenidas al variar el período de vibración disminuyen.

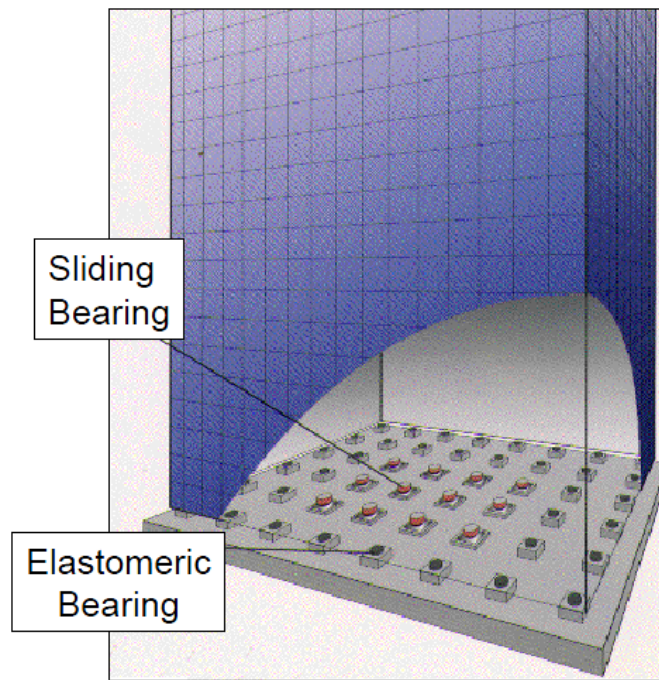
A diferencia de las técnicas convencionales de reforzamiento de edificios existentes, con el aislamiento sísmico se busca reducir la demanda a niveles en los que la capacidad existente en la estructura sea suficiente para resistir las cargas. Esta técnica es particularmente apropiada para la protección de edificios con valor histórico.

En la figura siguiente se muestra la diferencia de comportamiento de una estructura sin aisladores a otra con ellos instalados.

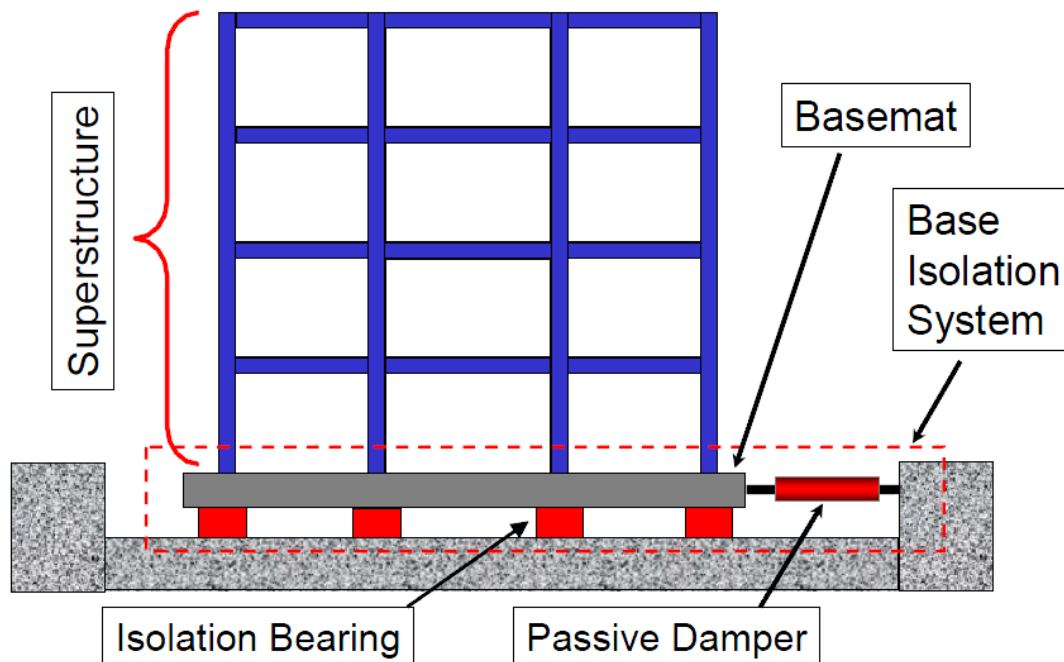


Comportamiento de un edificio con aisladores de base

En las figuras siguientes se muestra la colocación de aisladores de base en un edificio.



Vista 3D de un edificio con aisladores de base



Configuración de un edificio con aisladores de base y amortiguadores

Existen básicamente dos tipos de sistemas de aislamiento: los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes.

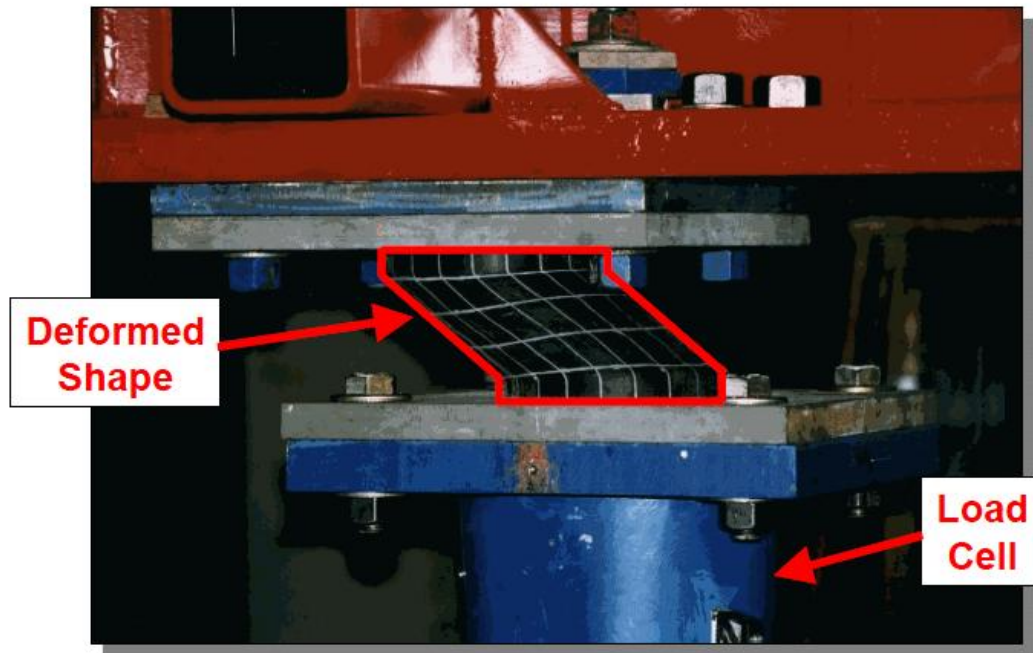
Los apoyos elastoméricos emplean un elastómero de caucho natural o neopreno reforzado con finas láminas de acero. La notable flexibilidad lateral en el elastómero permite el desplazamiento lateral de los extremos del aislador, mientras que las láminas de refuerzo evitan el abultamiento del elastómero y le proporcionan una gran rigidez vertical. Existen tres tipos de apoyos elastoméricos ampliamente usados: apoyos de caucho natural (NRB), apoyos de caucho con núcleo de plomo (LRB), y apoyos de caucho de alta disipación de energía (HDR).



Aislador de caucho natural



Apoyo Elastomérico



Deformación de un aislador elastomérico

Los apoyos deslizantes poseen una superficie de deslizamiento que permite la disipación de energía por medio de las fuerzas de rozamiento. Uno de los dispositivos más innovadores es el sistema pendular friccionante que combina la acción del deslizamiento con la generación de una fuerza restitutiva debido a la geometría del deslizador.



Aislador de fricción

El aislamiento sísmico es un sistema ampliamente usado para la protección sísmica de diversos tipos de estructuras. Numerosos estudios teóricos, análisis numéricos y ensayos de laboratorio

demuestran el excelente comportamiento que puede lograr este sistema en la protección de estructuras sometidas a eventos sísmicos moderados y severos. Adicionalmente, la efectividad de este sistema fue evidenciada por los registros de la respuesta dinámica de los edificios con aislamiento de base sacudidos por los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995.

Actualmente existen numerosas aplicaciones de sistemas de aislamiento de base en países como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda e Italia. Estas aplicaciones corresponden principalmente a la construcción de nuevos edificios y el mejoramiento sísmico de estructuras existentes. Uno de los edificios en los que se demostró la factibilidad de los sistemas de aislamiento sísmico es el Fire Command and Control Facility en Los Angeles. Este edificio es una central de emergencias que debe permanecer en operación incluso después de un sismo extremo. Para su construcción se realizó una comparación entre los esquemas de diseño convencional y de aislamiento sísmico para proveer el mismo grado de protección. En estos términos se estimó que el costo del edificio con aislamiento sísmico era un 6% menor que el correspondiente al edificio con un diseño convencional.

La prueba más severa a la que fue sometido un edificio con aislamiento sísmico hasta la fecha corresponde al hospital de docencia de la Universidad de Southern California. El edificio está ubicado a 36 km del epicentro del terremoto de Northridge, ocurrido en 1994 con una magnitud de 6.8 MW. Durante el terremoto el terreno bajo el edificio alcanzó una aceleración máxima de 0.49 g, mientras que las aceleraciones en el interior del edificio estuvieron entre 0.10 g y 0.13 g. Esto significa que la estructura fue aislada en forma efectiva de los movimientos del suelo, teniendo en cuenta que estos movimientos fueron lo suficientemente intensos como para provocar daños importantes en edificios adyacentes.

3.4.2.4.2. Control Pasivo con sistemas inerciales acoplados (TMD)

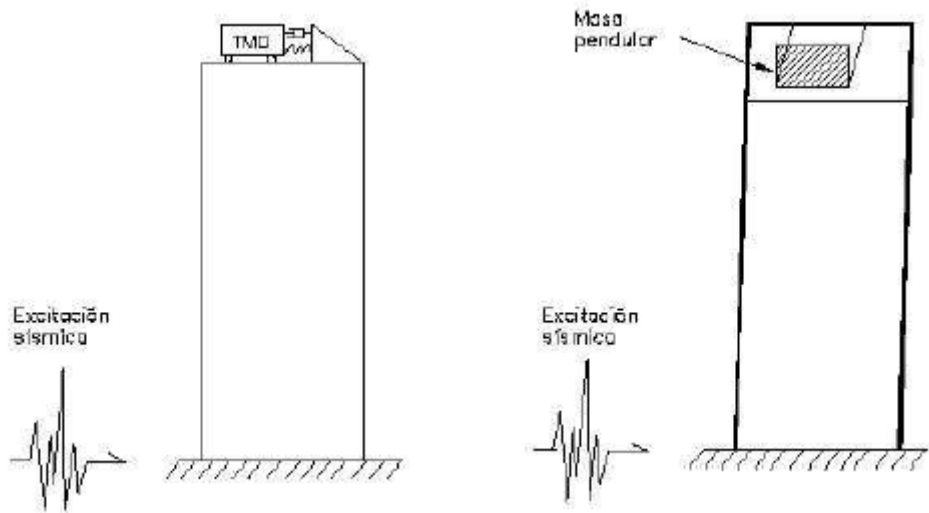
El Tuned Mass Damper (TMD) consta de los siguientes componentes:

- Un oscilador de un grado de libertad.
- Un mecanismo de muelle.
- Un mecanismo de amortiguamiento.

Habitualmente se instala en la parte superior de los edificios, y la masa y la rigidez del muelle se determinan de forma que la frecuencia de oscilación sea la misma que la frecuencia fundamental de la estructura.

El TMD también es efectivo para reducir la vibración del viento. La mayor desventaja es que requiere de una gran masa e importante disponibilidad de espacio para su instalación. Para compensar este problema recientemente se ha propuesto el uso de cubiertas con aislamiento respecto a la estructura inferior o tanques de agua para ser usados como masas pendulares tal y como se muestra en la figura siguiente. Otro inconveniente del sistema es que su efectividad se reduce a una banda estrecha de frecuencias cercanas al período fundamental del edificio y pueden presentarse situaciones en las que el edificio se sitúe fuera de su período fundamental, como en los siguientes casos:

- En un edificio esbelto se pueden manifestar con distinta intensidad modos de vibración diferentes al fundamental, en función a las características de la excitación.
- Durante sismos severos la estructura puede llegar a comportarse plásticamente, alargando el período de la estructura y aportando una pérdida de sintonía con el TMD.

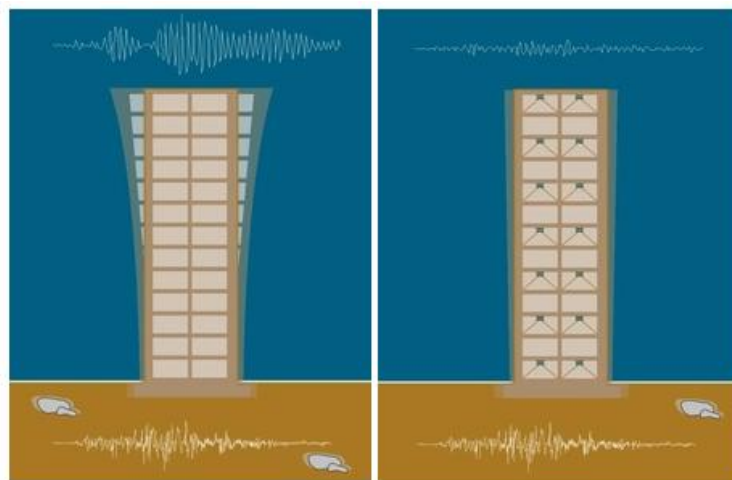


TMD Concepción básica con tanques de agua

3.4.2.4.3. Control Pasivo con disipadores de energía

La disipación de energía se logra mediante la introducción de dispositivos especiales en una estructura, con el fin de reducir las deformaciones y esfuerzos sobre ella.

Estos dispositivos reducen la demanda de deformación y esfuerzos producidos por el sismo mediante el aumento del amortiguamiento estructural. Como resultado los esfuerzos inducidos por el sismo en la estructura pueden ser hasta un 50% menores que los correspondientes a la estructura sin disipadores, reduciendo sustancialmente las incursiones inelásticas (daño) de la estructura.



Comportamiento de un edificio sin disipadores (izquierda) y del mismo con disipadores (derecha)

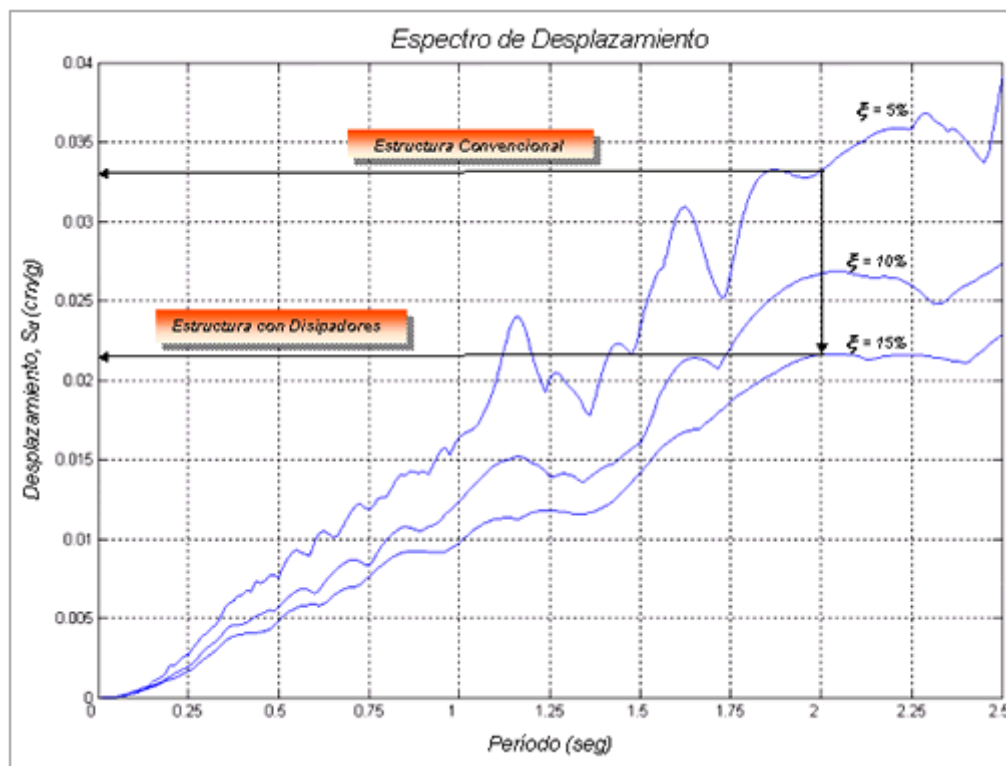
La estructura sin disipadores de energía sobrevive el sismo severo disipando energía en sus elementos principales, los que sufren daño.

En la estructura con disipadores, la energía es absorbida por estos dispositivos reduciendo significativamente las deformaciones y el daño estructural.

Los disipadores de energía modifican la propiedad dinámica de amortiguamiento del sistema estructural de modo que las vibraciones inducidas por la excitación son absorbidas por estos dispositivos. Su utilización es especialmente adecuada en edificios flexibles fundados sobre cualquier tipo de suelo.

Una estructura con disipadores presenta las siguientes ventajas:

- La seguridad estructural es entre un 50 y un 100% mayor que un edificio convencional
- Se protegen los contenidos
- Se evita la paralización post-sismo
- Se puede utilizar tanto en edificios como en equipos industriales para el control de vibraciones



Espectro del desplazamiento para el registro de Lloello (1985) con amortiguamientos de 5%, 10% y 15%

A modo de ejemplo, en los terremotos de Northridge, USA (1994) y Kobe, Japón (1995) se pudo comprobar con éxito las ventajas que poseen las estructuras provistas de sistemas de disipación de energía, al observar el excelente comportamiento de este tipo de edificios frente a los convencionales.

Los disipadores de energía se pueden clasificar en disipadores histeréticos y viscoelásticos.

Los dispositivos histeréticos dependen básicamente del desplazamiento y se basan en:

- La plastificación de metales por flexión, cortante o extrusión.
- Fricción entre superficies.

Los disipadores viscoelásticos dependen fundamentalmente de la velocidad y se basan en:

- Sólidos viscoelásticos.
- Fluidos conducidos a través de orificios.
- Fluidos viscoelásticos.

3.4.2.4.3.1. Disipadores histeréticos

a) Disipadores por plastificación de metales.

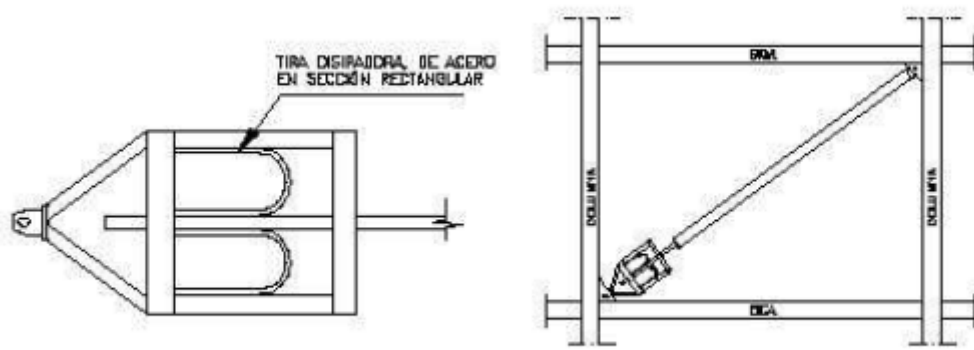
La plastificación de metales en disipadores se puede producir a partir de esfuerzos estructurales o bien a partir del proceso de extrusión. Cualquier esfuerzo, sea de torsión, flexión, cortante o axial puede conducir a procesos de plastificación en metales. El acero ha sido sin duda el metal más empleado en disipadores. Entre sus virtudes están las posibilidades constructivas que ofrece, su bajo costo y su elevada ductilidad.

Existen resultados experimentales que indican que el acero ensayado bajo condiciones cuasiestáticas puede llegar a manifestar valores del límite de fluencia y de tensión máxima de rotura inferiores en un 17% y 3% respectivamente a los obtenidos con velocidades de deformación del 10%/s. Pese a estos resultados se han venido realizando estos ensayos. Probablemente, dada la alta variabilidad de la acción sísmica, y observado el buen comportamiento de los modelos adoptados basándose en la caracterización estática, la observación de una caracterización dinámica aumenta la complejidad del problema de forma desproporcionada.

Se concluye que para reducir la respuesta estructural, es preferible disipar energía a partir de rangos bajos de fuerza y desplazamiento. Es por eso que se han ensayado disipadores con aceros de bajo límite elástico y con gran capacidad de alargamiento en relación a los aceros de construcción convencionales y de determinadas aleaciones de aluminio. Estos disipadores se han basado en la plastificación por esfuerzo cortante, dando como resultado dispositivos de elevada rigidez, esfuerzos de plastificación de valores reducidos y gran uniformidad en la distribución de la deformación plástica.

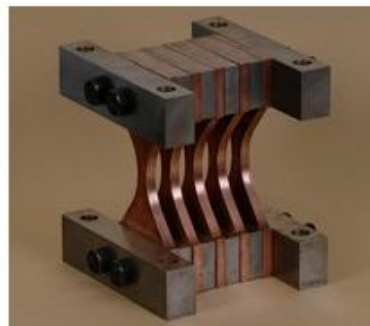
-Disipadores por flexión.

Se han desarrollado numerosos dispositivos que plastifican debido a flexión. Se ha estudiado el comportamiento de dos placas en forma de U que disipan energía por flexión pura al enrollarse por efecto del desplazamiento relativo entre sus extremos (figura siguiente). Su comportamiento histerético se demostró muy estable.

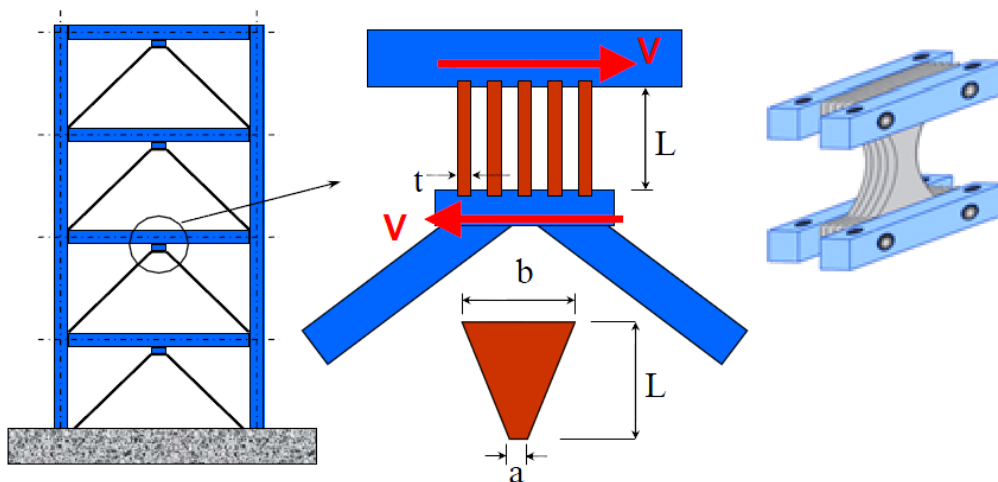


Disipador por flexión

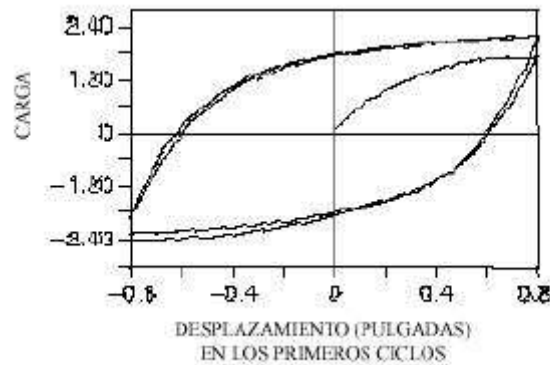
Uno de los disipadores más conocidos y estudiados es el conocido sistema con el nombre de ADAS (Added Camping And Stiffness), el cual es un dispositivo formado por un conjunto de chapas en paralelo, de espesor constante y sección variable en forma de "X". Este sistema frontalmente es similar a dos trapecios unidos por la base menor. El número frontal de chapas en paralelo resulta variable, permitiendo ajustar el disipador a las necesidades de la estructura a la cual se incorpora. Cada placa del dispositivo se encuentra impedida de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento relativo entre estos en dirección perpendicular al plano de la placa produce una distribución de momentos flectores lineales, simétricos y con doble curvatura.



Disipador ADAS



El ancho del disipador se proporciona linealmente con la distribución de momentos flectores, lo cual deriva en una generalización de la plastificación en un corto intervalo de desplazamiento. La plastificación se produce de forma uniforme y estable, optimizando el proceso de disipación de energía. En la figura siguiente, se muestra su respuesta histerética en los primeros ciclos, manifestándose una notable flexibilidad en comportamiento elástico.



Respuesta histerética ADAS en los primeros ciclos de carga

En la figura siguiente se muestra una imagen donde se puede ver la implantación de disipadores ADAS en el banco Fargo de San Francisco.



El dispositivo indicado en la figura siguiente es conocido como el sistema TADAS. Al igual que el ADAS, está formado por un conjunto de placas trapezoidales de acero paralelas y de espesor constante. El hecho de que las placas se encuentren con un extremo empotrado y el otro articulado, condiciona la forma trapezoidal, que posibilita también una distribución global de la plastificación. La base menor de la placa se conecta al nivel de viga a una estructura aporticada,

mientras que la otra se articula con una unión de bulón a dos contravientos dirigidos a la base de los pilares del pórtico. Con un desplazamiento relativo entre extremos de la placa perpendicular a su plano, se consigue la plastificación por flexión por curvatura simple. Al incorporar este sistema en un pórtico de acero a escala natural se ha observado que las reducciones en la respuesta son similares a las obtenidas con el ADAS.

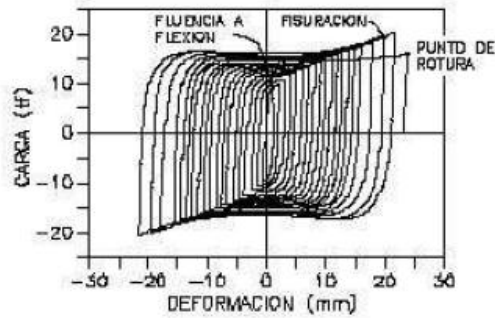


Disipador TADAS

También se ha investigado el comportamiento de un disipador construido en una placa de acero mecanizada con la geometría indicada en la figura siguiente. Debido a los espacios vacíos que deja entre disipadores se le conoce genéricamente como disipador de tipo panal, y se comercializa con el nombre de “Honeycomb”. Su geometría tiene como objeto una plastificación lo más uniforme posible en la zona disipativa. Su comportamiento histerético es muy estable y de forma casi rectangular, con una respuesta más próxima a la rígida-plástica que es el caso del ADAS, la cual es más flexible.

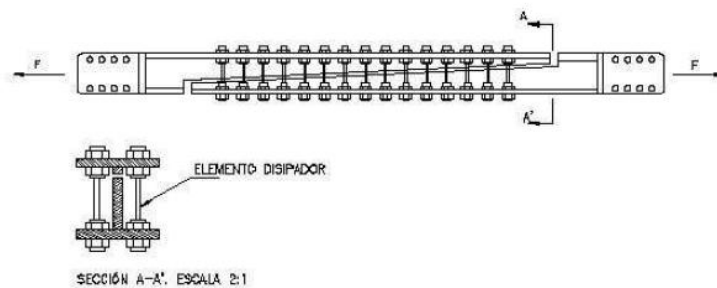


Disipador Honey-comb



Respuesta histerética dissipador Honey-Comb

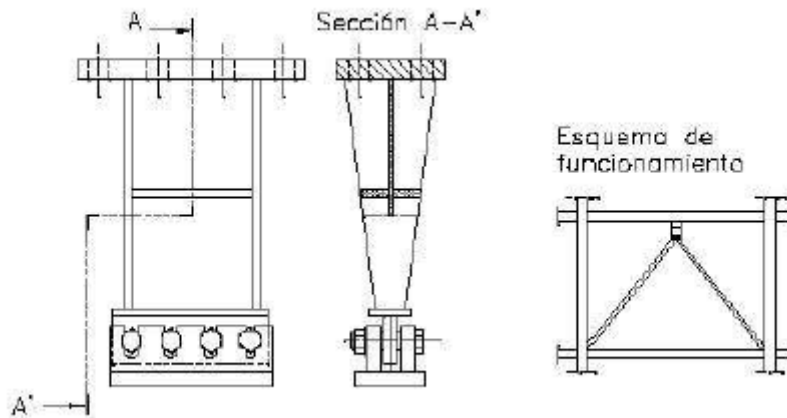
También se han desarrollado dos dissipadores, uno establecido a partir de la flexión de pernos y el otro basado en la plastificación por cortante, que permiten ser colocados como diagonales de arriostramiento, logrando así unos elementos prácticamente independientes de las acciones verticales y que resultan muy fáciles de instalar. Los dissipadores están avalados por una amplia campaña de ensayos, a partir de la cual se establecen modelos de predicción del comportamiento y de su capacidad última disipativa bajo la acción sísmica.



Sistema DUR

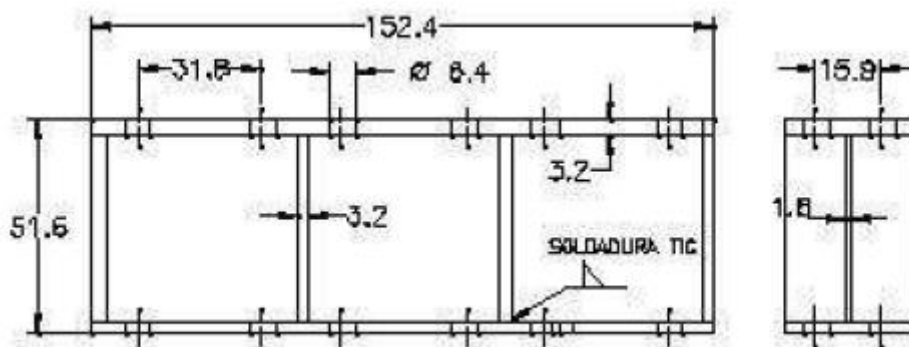
-Dissipadores por cortante.

El sistema estructural de los brazos excéntricos es el precursor de los dissipadores a cortante. La mayoría de los dissipadores adoptan una geometría similar: sección en doble T con alma rigidizada. Este sistema era de una gran ductilidad (la UBC97 considera a las estructuras que lo incorporan de máxima ductilidad), y que permitía ciclos histeréticos estables y de gran capacidad disipativa siempre que la rigidización fuera correcta. Se han establecido criterios simples para poder determinar la aparición de la abolladura en el alma del elemento, los cuales han sido posteriormente validados para dispositivos dissipadores.



Disipador por cortante (Tsai et al)

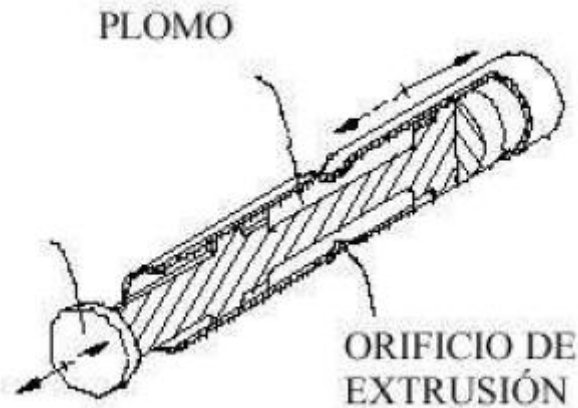
En 1998 se desarrolló un dispositivo a partir de placas soldadas de aluminio mediante procedimiento TIG. El disipador permite cargas de plastificación reducidas con espesores superiores a los necesarios con acero dúctil. Para evitar problemas de fragilidad, los rigidizadores del alma están únicamente soldados a las alas y produce un normalizado final de tensiones. El resultado más significativo es la elevada ductilidad que se consigue con algunas de las aleaciones usadas, que llega incluso al 30% en ensayo a tracción. Debido a una insuficiente rigidización, los dispositivos manifiestan abolladura del alma, la cual deriva en una disminución de su capacidad disipativa.



Disipador por cortante con soldadura TIC

-Disipadores por extrusión de metales.

Se diseñó el PVD (Penguin Vibration Damper) en 1976, el cual permite disipar energía a partir de la extrusión del plomo. En la figura siguiente se muestra un esquema de este sistema, en el cual el plomo pasa por un orificio y forzado a un cambio de sección, disipando energía. Su respuesta histerética resulta muy estable, tras muchos ciclos de desplazamiento. Un modelo de 200kN, apto para desplazamientos de hasta 10mm y que disipa desde 0,05mm, mantiene su curva histerética sin modificaciones apreciables tras 144000 ciclos a una amplitud de +/- 4mm.



Disipador de extrusión

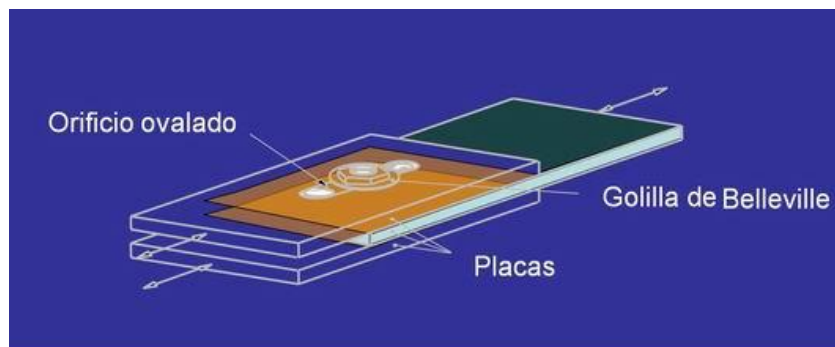
a) Disipadores por plastificación de metales.

Los dispositivos metálicos se caracterizan por tener un comportamiento histéretico que se logra a través de la fricción seca entre dos metales. El principio básico de los disipadores friccionales consiste en utilizar la deformación relativa entre dos puntos de una estructura para disipar energía a través de fricción.

Estos dispositivos van desde las más simples conexiones con orificios ovalados (SBC) hasta complejos dispositivos como el EDR. A continuación se muestran algunos de ellos.

-Conexión SBC (Slotted Bolted Connection)

Este dispositivo es el más simple de todos. Consiste en una unión de dos placas paralelas (de acero) interconectadas entre sí a través de láminas (p.e. de bronce) y pernos de alta resistencia. El deslizamiento entre las placas se produce a través de orificios ovalados.



Conexión SBC

-Sistema PALL

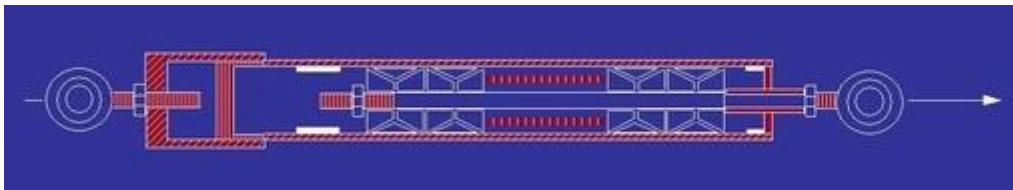
Utiliza la deformación relativa de entrepiso y la deformación angular del paralelogramo central como medio de disipación.



Disipador con sistema PALL

-Sistema EDR (Energy Dissipating Restraint)

Este disipador pertenece a una gran familia de dispositivos friccionales similares. El sistema utiliza resortes pretensados y topes para obtener un comportamiento de gran capacidad de disipación.



Disipador EDR (Fluor-Daniel)

-Dispositivo de fricción por golillas

En este caso la disipación se logra por la fricción producto del giro relativo entre placas metálicas.



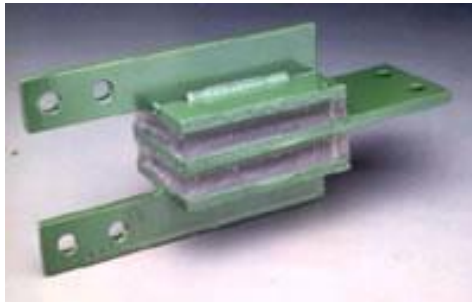
Disipador de Fricción por golillas

3.4.2.4.3.2. Disipadores con comportamiento viscoelástico

a) Disipadores Viscoelásticos

El principio básico de funcionamiento consiste en movilizar un elemento a través de un fluido viscoso. Esto genera fuerzas que se oponen al movimiento del elemento, de magnitud proporcional a la velocidad. Los fluidos viscosos (FV), tales como siliconas, aceites, etc. han sido utilizados con eficiencia en la generación de dispositivos disipadores de energía hace ya varias décadas en la industria militar y aeroespacial.

Los disipadores viscoelásticos han sido empleados con éxito, durante los últimos treinta años, para reducir la respuesta de edificios altos ante la acción del viento. De forma más reciente se ha estudiado su utilización con fines sismorresistentes. Los disipadores viscoelásticos sólidos están formados con chapas metálicas unidas con capas finas de material viscoelástico y presentan unos ciclos histeréticos característicos elípticos.



Dispositivo Viscoelástico

Su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural. Presentan algunas ventajas con relación a los disipadores histeréticos, tales como:

- No precisan de una fuerza umbral para disipar energía.
- No cambian significativamente los periodos de vibración, con lo cual resulta posible linearizar el comportamiento estructural y realizar una modelación más sencilla.

Como inconvenientes de su uso y aplicación tenemos:

- La poca variación del periodo fundamental no evita el comportamiento resonante.
- Los materiales viscoelásticos, en general, son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación, resultando necesario minimizar la influencia de estas variables en sus rangos de servicio en estructuras sismorresistentes para que su comportamiento resulte predecible.
- Para conseguir un aumento del amortiguamiento estructural a valores que reduzcan significativamente la respuesta estructural ante un sismo severo es necesaria una gran cantidad de dispositivos.

En un estudio experimental llevado a cabo en el año 1990, se analizaron disipadores viscoelásticos en una estructura de 9 plantas, en escala 1/4, solicitada en una mesa vibradora por señales procedentes de diversos sismos. Entre sus conclusiones destacan:

- Que las características dinámicas del edificio no varían de forma significativa: la frecuencia fundamental pasaba de 2,04Hz a 2,76Hz, para un aumento de la fracción de amortiguamiento del 0,74% al 8,07% con disipadores.

- El incremento en temperatura del dispositivo debido a la acción sísmica apenas afectaba a las propiedades dinámicas del sistema.

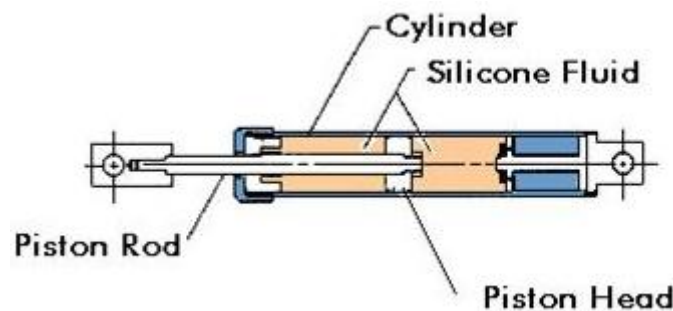
- Que la teoría viscoelástica lineal se puede aplicar para describir el comportamiento de los disipadores.

a) Disipadores Viscosos

Los disipadores de fluido viscoso tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura. Esto es debido a que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad, la cual provee una respuesta que es inherentemente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura. Otros disipadores pueden normalmente ser clasificados como histeréticos, donde una fuerza de amortiguamiento es generada bajo una deflexión o los viscoelásticos que son disipadores con un complejo resorte combinado con un amortiguamiento.

Inclusive en estos disipadores no fluidos tienen elementos de fluencia, fricción, rótulas plásticas. Ninguno de estos dispositivos tiene una respuesta fuera de fase debido a esfuerzos estructurales de flexión. Esto es simplemente porque estos dispositivos son dependientes de otros parámetros aparte de la velocidad. Los disipadores no fluidos disminuyen las deflexiones en la estructura, pero al mismo tiempo incrementan los esfuerzos en las columnas. Los esfuerzos en las columnas tienen su valor máximo, cuando el edificio llega a su deformación máxima. Si se adiciona un disipador de fluido viscoso, la fuerza de amortiguamiento se reduce a cero en este punto de máxima deformación. Esto es debido a que la velocidad del disipador es cero en este punto.

Los disipadores de fluido viscoso son esencialmente mecanismos llenos de fluido, el cual debe ser capaz de mantenerse en servicio durante grandes períodos de tiempo sin mantenimiento. Los requerimientos de los materiales son que deben ser resistentes a la corrosión, resistencia al despostillamiento, libre de esfuerzos de ruptura y alta resistencia al impacto. Esto es especialmente cierto para el cilindro del disipador, el cual debe resistir esfuerzos triaxiales.



Esquema tipo de disipador viscoso

En la industria americana existen varios estándares de materiales de diversas organizaciones independientes. Algunas de estas organizaciones se muestran a continuación:

- Sociedad de Ingenieros Automovilísticos “Aerospace Materials Specifications” (AMS).
- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos “ASME Standards”.
- Departamento de Defensa de los Estados Unidos, MIL – Handbook 5, “Metallic Materials and Elements for Aerospace Vehicle Structures”.
- NASA, Goddard Space Flight Center “Materials Selection Guide”.

Un disipador de fluido viscoso es un dispositivo que disipa energía aplicando una fuerza resistiva a un desplazamiento finito. La fuerza de salida del disipador es resistiva y actúa en la dirección opuesta al movimiento de entrada.

Debido a que el disipador se comporta de acuerdo a las leyes de la mecánica de fluidos, el valor de la fuerza resistiva varía con respecto a la velocidad traslacional del disipador en cualquier punto en el tiempo.

A continuación se muestran varias imágenes de disipadores viscosos y de su colocación en una estructura real.



Disipadores Viscosos



Amortiguador viscoso instalado en una estructura

4. Modelación y cálculo de la Estructura

El análisis dinámico sísmico inelástico con la inclusión de los disipadores de energía (y sin su inclusión) se ha llevado a cabo mediante el programa de análisis estructural tridimensional inelástico SAP2000 V.14.

4.1. Estructura a evaluar.

Para el presente Proyecto Fin de Carrera se escogió una estructura tridimensional de acero con una altura de 20 plantas (figura de más abajo). El edificio fue diseñado para ser construido en Los Angeles, está diseñado según las normas americanas y por lo tanto sus elementos estructurales (vigas, pilares, materiales) se encuentran dimensionados según la norma americana.

La estructura fue diseñada por Brandow & Johnston Associates para el “SAC Phase II Steel Project”. Aunque actualmente no está todavía construida, la estructura está diseñada según el código sísmico americano y representa el típico edificio de altura medio-alta diseñado para Los Angeles, California. Este edificio ha sido escogido por la facilidad en la que podemos comparar los resultados del presente estudio (su comportamiento ante un sismo severo con y sin disipadores) y sobre todo porque es un edificio dimensionado especialmente para resistir en una zona de sismos severos.

El edificio de 20 plantas mide 30,48 metros por 36,58 metros en plano y 80,77 metros en elevación. Los vanos son de 6,10 metros en las dos direcciones, con cinco vanos en la dirección norte-sur (N-S) y seis vanos en la dirección este-oeste (E-W). Los vanos interiores de la estructura están formados por vigas simples con forjados de 25 cm.

Las columnas son de acero de 345 MPA. Las columnas interiores son columnas en forma de doble T (wide-flange). Las columnas de las esquinas son “box Columns”. Los niveles de la estructura están numerados respecto a la primera planta, localizada a nivel de suelo (primer nivel). El nivel 21 es el tejado. La altura de cada piso (medida desde el centro de las vigas) es de 3,96 metros, excepto para la planta calle que es de 5,49 metros.

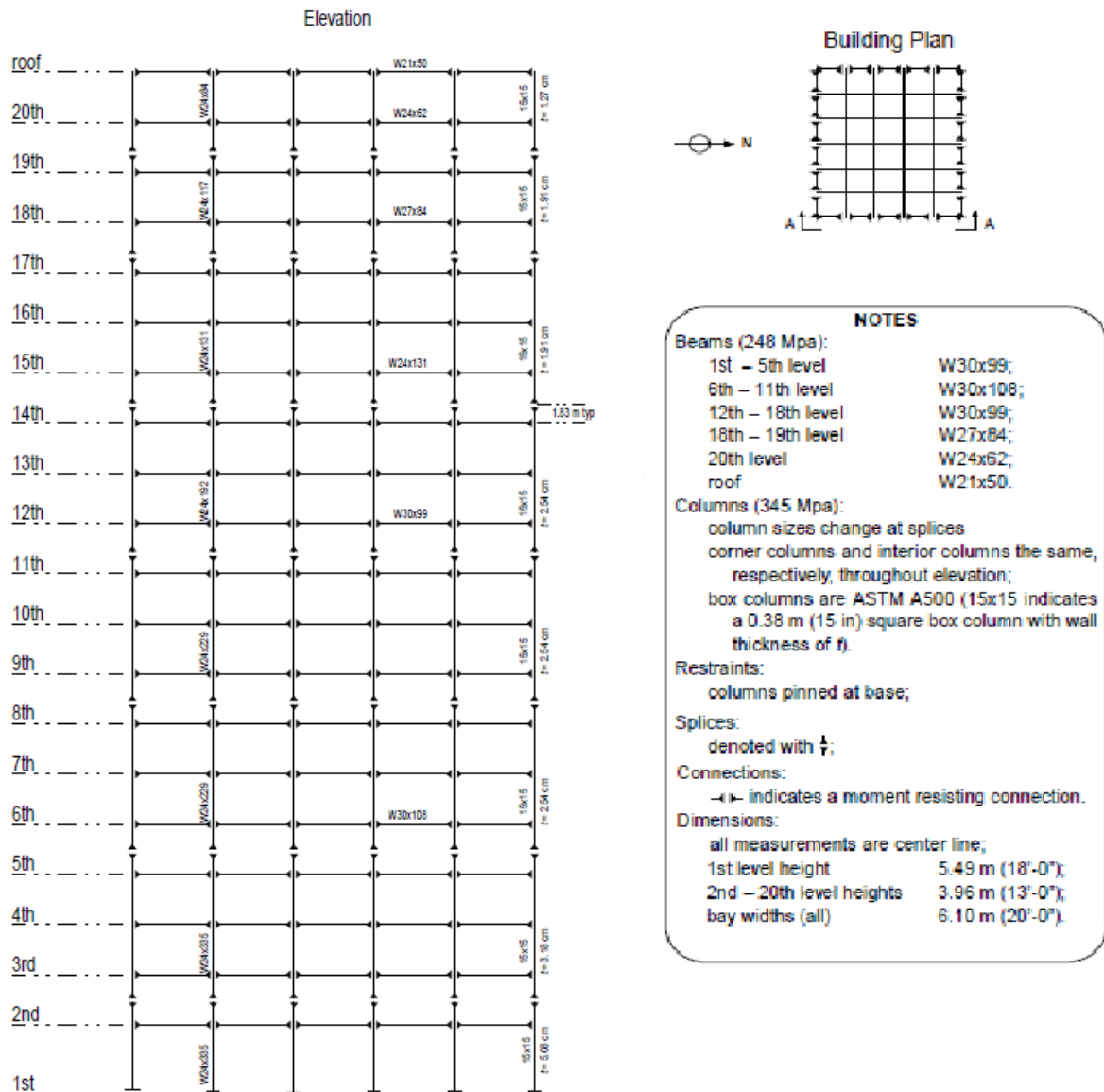
Todos los pilares cambiarán sus medidas con el aumento de la altura, tal y como se indica en el plano a continuación. Así mismo las vigas también cambiarán con la altura.

El edificio analizado es más flexible en el eje X, por lo tanto presenta una mayor deformación y período en ese sentido. Por ese motivo se colocarán los pilares orientados en ese sentido para darle una rigidez mayor en el eje X.

Las bases de las columnas se consideran empotradas al suelo. Las losas de los forjados se consideran que se comportan como un diafragma, por lo tanto se asumen rígidas en el plano horizontal. El forjado está formado por una losa de hormigón armado.

Posteriormente a esta estructura le añadiremos brazos articulados en forma de “V” invertida entre-pórticos para mejorar su respuesta..

A continuación se indica el plano de la estructura y una vista del edificio en 3D.



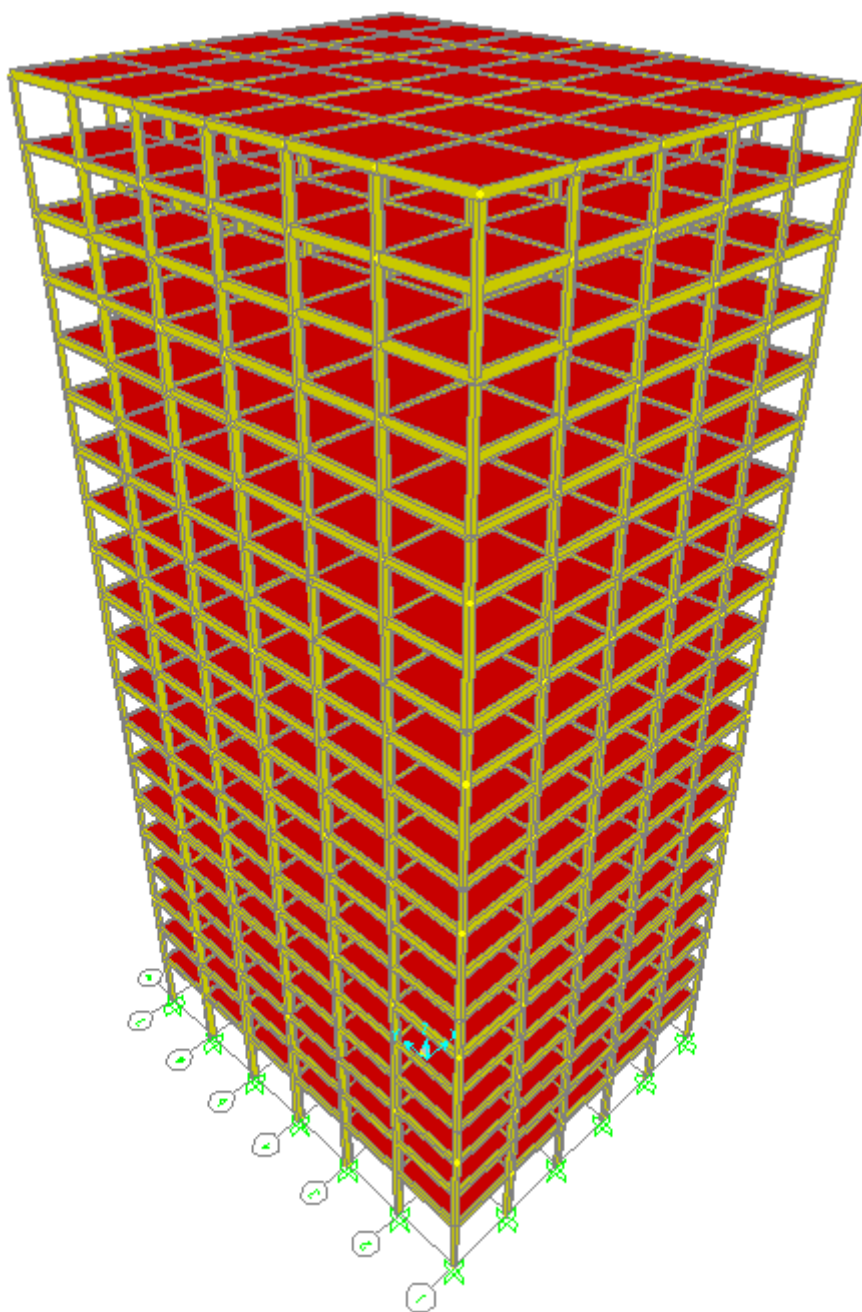
Como se puede apreciar en el cuadro de la derecha el dimensionamiento de los pilares y vigas será de acuerdo a la normativa americana.

Las vigas serán del tipo “wide-flange” (IPE según normativa española). Las del primer al quinto nivel serán “W30x99”, desde el sexto hasta el onceavo nivel serán “W30x108”, del doceavo hasta el decimotercero serán “W30x99”, del decimotercero al decimocuarto serán “W24x62”, las del nivel 20 “W24x62” y finalmente para las vigas que forman el techo se utilizarán “W21x50”.

En el caso de las columnas tendremos dos tipos:

- Las que se sitúan en las cuatro esquinas del edificio, serán de tipo caja (huecas en el interior). Todas son de 15x15, pero su grosor (t), cambiara con la altura tal y como se indica en el plano.
- El resto de las columnas, que serán tipo “wide-flange” (IPE), y cuyas medidas también cambiaran con la altura. Siendo “W24x335” desde la planta calle hasta el quinto piso, “W24x229” desde el quinto hasta el onceavo, “W24x192” desde el

onceavo hasta el decimocuarto, “W24x131” desde el decimocuarto hasta el decimoséptimo, “W24x117” del decimoséptimo al decimonoveno y “W24x84” del decimonoveno hasta el techo.



4.2. Espectro sísmico aplicado.

Nuestra estructura está sometida a numerosas cargas. Por un lado están las cargas muertas, que comprenden principalmente las cargas debidas al peso propio de la estructura; por otro lado tenemos las cargas vivas, entre las que se encuentra las cargas debidas a la sobrecarga de uso, las debidas a la tabiquería, las cargas de nieve y las cargas de viento. Todas ellas han sido analizadas y calculadas según la vigente normativa en España, El código técnico de la edificación (CTE).

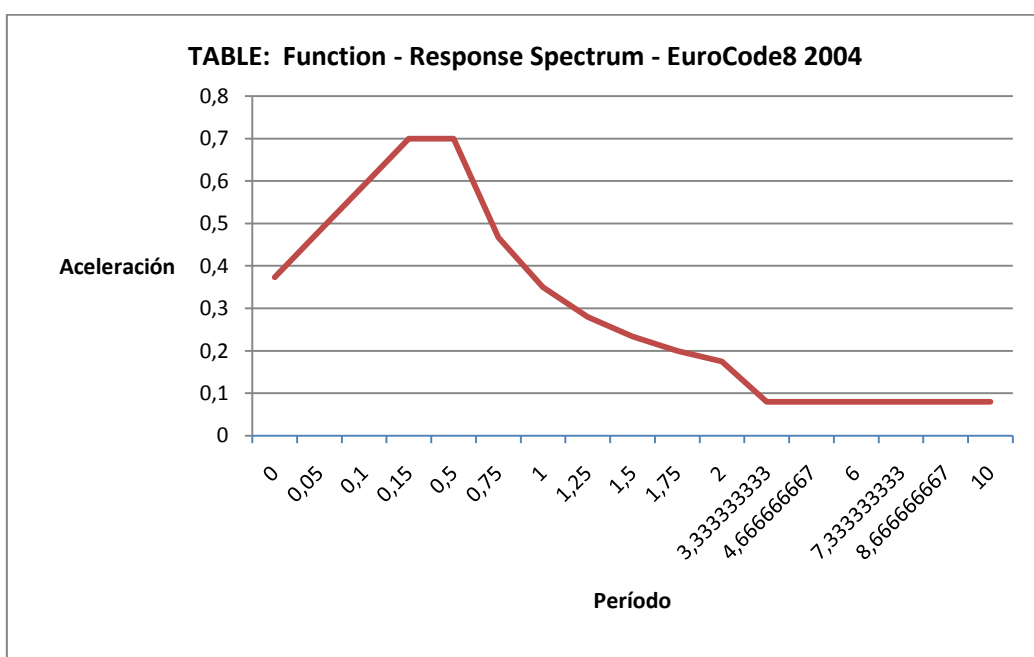
A todas las anteriores añadimos la carga más importante para nuestro proyecto, la recibida por una acción accidental debida a un sismo. Para ello hemos utilizado un espectro de aceleración calculado según la normativa europea (Eurocode 2008), y lo hemos aplicado a nuestra estructura creando una combinación de cargas según la normativa española.

Para el cálculo del espectro de aceleración-periodo se tienen en cuenta varios factores, la localización geográfica respecto a las fallas, el tipo de suelo, la aceleración máxima del suelo, el amortiguamiento de la estructura, etc...

Se ha supuesto que nuestro edificio está construido sobre suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Con una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla entre 200m/s y 400m/s (Terreno tipo III). Por lo tanto el factor de comportamiento del suelo "S" será de 1,4 según la norma europea. La aceleración máxima del suelo será de 0,40 g (sismo severo). Nuestro edificio tendrá un porcentaje de amortiguamiento del 5% (sin disipadores) y un coeficiente de comportamiento de ductilidad de 2.

Por lo tanto según los datos añadidos tendremos que nuestro espectro tiene los siguientes valores:

Periodo	0,00	0,05	0,10	0,15	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	3,33	4,67	6,00	7,33	8,67	10,00
Aceleración	0,37	0,48	0,59	0,70	0,70	0,47	0,35	0,28	0,23	0,20	0,18	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08



4.3. Modelación y cálculo de la estructura mediante SAP2000.

A continuación se indica paso a paso como modelar y analizar nuestra estructura en sap2000.

A través de una misma interface es posible crear y modificar un modelo, ejecutar el análisis del mismo, así como revisar y optimizar el diseño de cada elemento. Los resultados se presentan de una manera gráfica en tiempo real. Posee una rápida solución de ecuaciones, esfuerzos y desplazamientos inducidos por cargas, elemento frame de sección no prismática, elemento shell muy exactos, análisis dinámicos, múltiples sistemas de coordenadas, varios tipos de constrain y ofrece la facilidad de fusionar mallas de elementos independientes.

Sap2000 posee un módulo completo de diseño para acero y concreto reforzado incluido en la misma interface usada para crear y analizar el modelo.

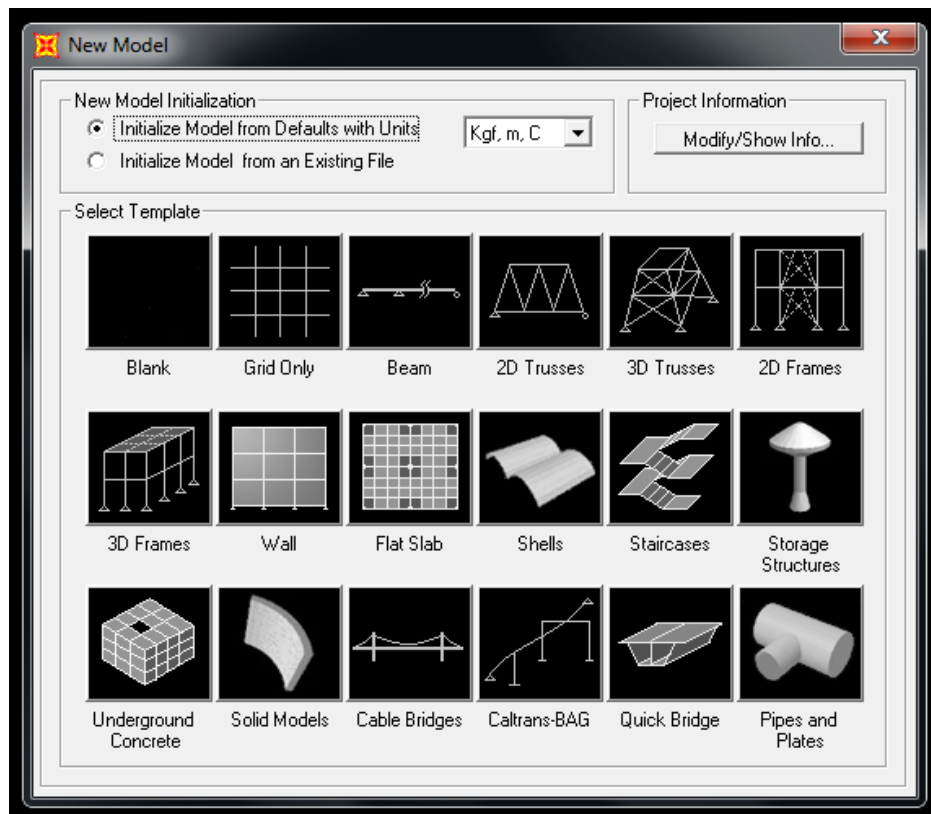
El método de análisis de SAP2000 se basa en la teoría elemento finito, la cual básicamente es dividir el elemento en cuestión en partes pequeñas.

4.3.1. Geometría de la estructura.

Una vez arrancado el programa, el primer paso consistirá en definir el sistema de unidades en el que se desea trabajar. En la parte inferior derecha de la pantalla aparece un listado desplegable en el que se pueden escoger. En este caso se elegirá la opción *Kgf, m, °C*.

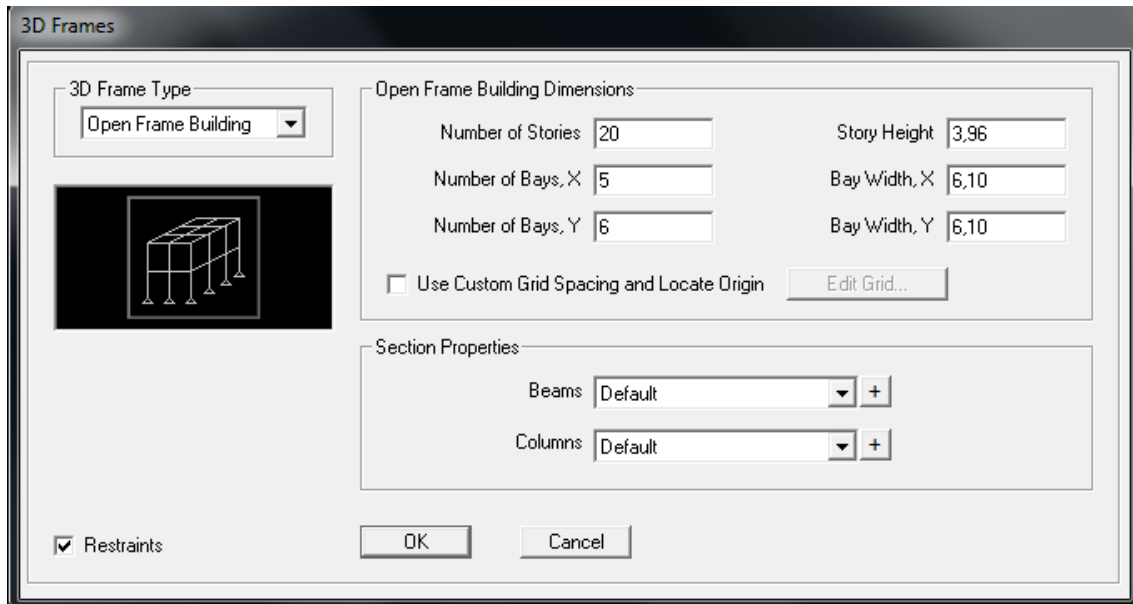
A continuación, se procederá a crear una nueva estructura. Para ello existen diversos métodos, pero para simplificar trabajo lo hacemos desde un modelo predefinido, a modo de plantilla.

Para ello abrimos el menú *File-->New Model*.



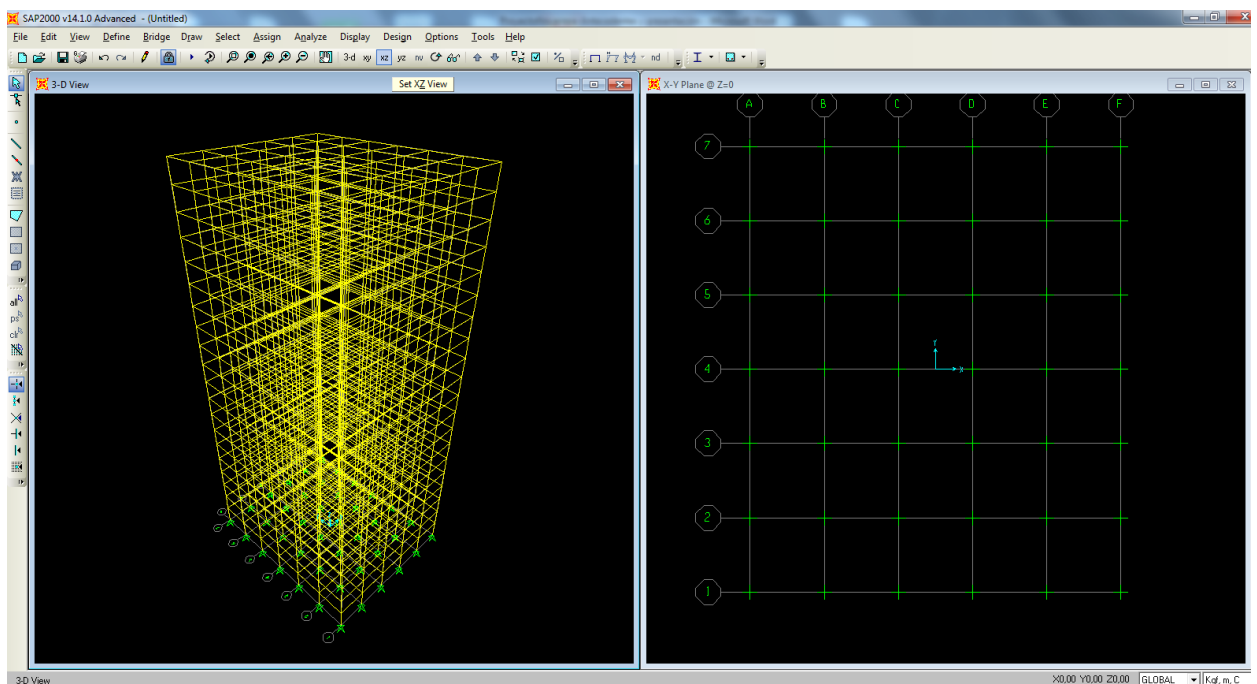
Seleccionamos nuestras unidades en “*kgf, m, C*” y escogemos la opción “3D Frames”, la cuál es la opción más rápida para crear un edificio en 3D.

Posteriormente indicaremos las plantas de nuestro edificio, su altura, número de vanos en ambas direcciones y su tamaño. En nuestro caso, la estructura dispondrá de 20 plantas con un altura entreplanta de 3.96 m. Dispone de cinco vanos en la dirección X y de 6 en la dirección Y. Con una luz en ambas direcciones de 6,10 m.



Tras pulsar ok se habrá generado nuestra estructura, nos aparecerán dos ventanas en las que podemos ver las “grid lines” de nuestro edificio, estas son las líneas auxiliares que definirán la posición de nuestras vigas y pilares.

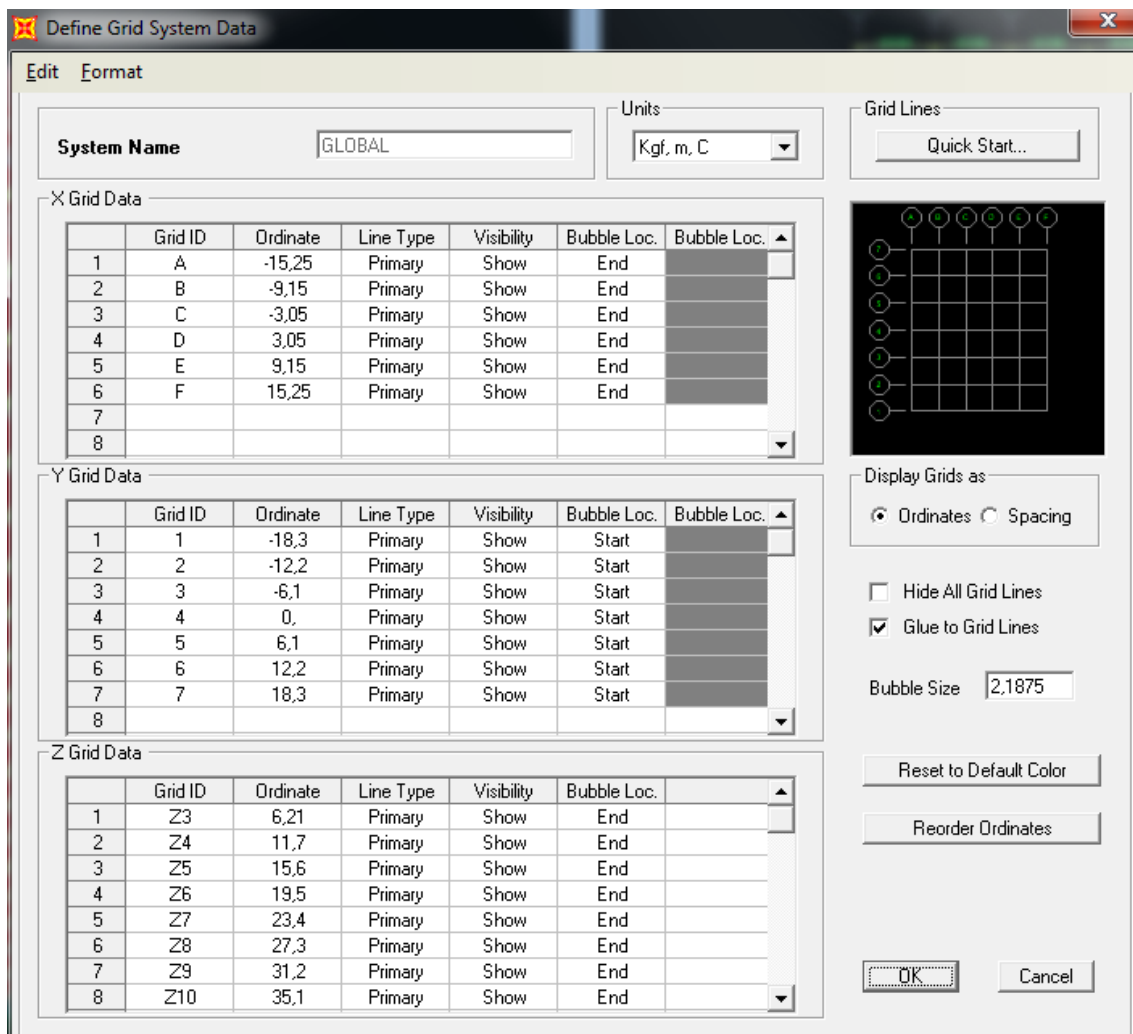
En la de la izquierda tenemos la vista en 3D y en la derecha la vista en planta. Aunque podemos cambiar el tipo de vista desde el menú superior.



En este momento todas las plantas de nuestro edificio tienen una altura de 3,96 metros. Lo cual no es correcto ya que nuestra planta calle mide 5,49 metros.

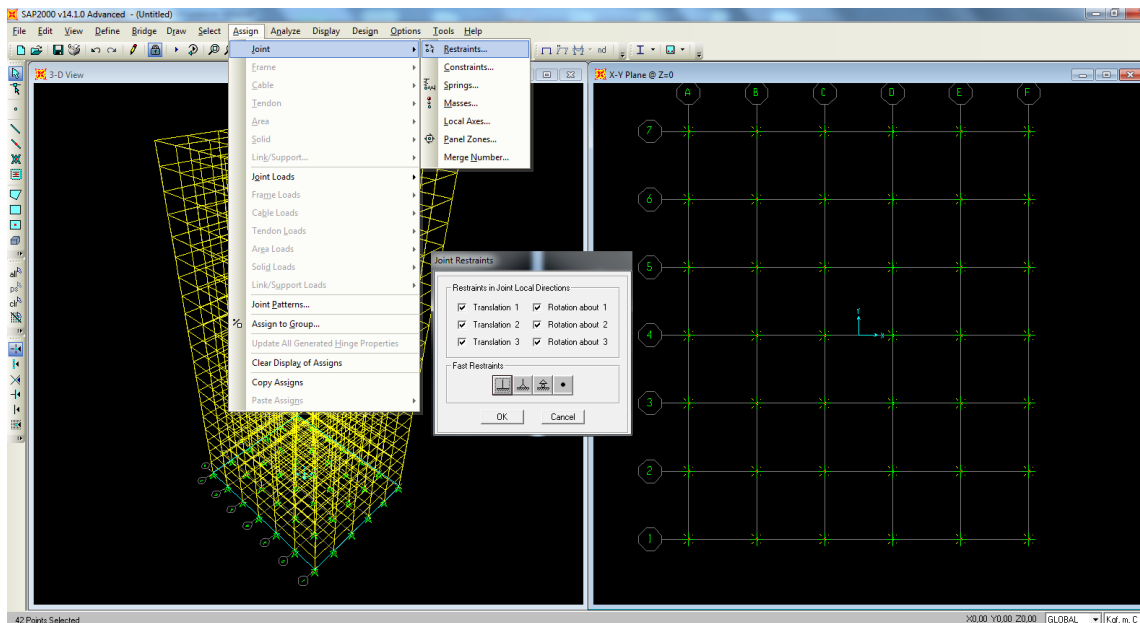
Por lo tanto pulsamos con el botón derecho del ratón en la pantalla, y seleccionamos el menú “Edit Grid Data”. En “systems” escogemos “GLOBAL” y pulsamos sobre la opción “Modify/show system”. Aquí podemos observar que están todas nuestras grid lines colocadas según las coordenadas aquí expuestas. Por lo tanto seleccionamos Z1 y cambiamos las medidas de tal manera que entre la primera y la segunda línea de malla en la dirección Z tengamos una distancia de 5,49. El resultado final nos queda así.

Se debe saber que las líneas de malla son meramente líneas auxiliares de apoyo, no tienen sentido estructural alguno.



Por último, se definen las coacciones. Para ello, se seleccionan los nudos en los que se han de definir (en nuestro caso se seleccionan los 42 apoyos).

Para asignar las coacciones se abre el menú *Assign-->Joint-->Restraints* y se coartan los desplazamientos y giros que correspondan. También se puede escoger entre uno de los casos predefinidos. En este caso, escogemos el icono del empotramiento dentro de las “Fast Restraints” disponibles.



4.3.2. Definición de los materiales y de los elementos.

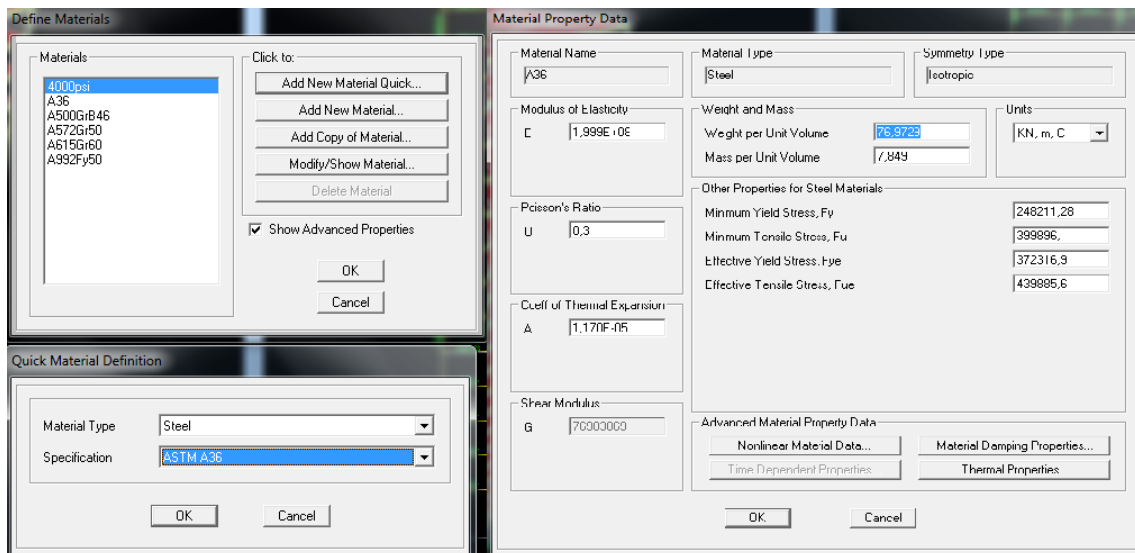
4.3.2.1. Definición de los materiales.

El siguiente paso es definir los materiales con los que vamos a trabajar. En nuestro caso trabajaremos casi esencialmente con acero, ya que todos los pilares y vigas de nuestra estructura son de acero. Aunque también utilizaremos hormigón para modelar nuestros forjados.

Tendremos que definir los siguientes materiales:

- Acero “A36”, utilizado en todas las vigas de la estructura y cuya característica principal es que tiene una resistencia a tensión de fluencia de “ $F_y=248 \text{ MPA}$ ”.
- Acero “A500GrB46”, utilizado en nuestras columnas tipo Caja. Tensión de fluencia “ $F_y=317 \text{ MPA}$ ”.
- Acero “A572Gr50”, utilizado en todas las columnas excepto en las “tipo Caja”. Tensión de fluencia “ $F_y=345 \text{ MPA}$ ”.
- Hormigón “4000psi”, utilizado para las losas de los forjados, muy parecido al HA-25 de la norma española, con una resistencia a compresión de “ $F_c=27 \text{ N/mm}^2$ ”.

Por lo tanto abriremos el menú *Define-->Materials* que permite definir las propiedades físicas del material de la estructura. Por defecto se hallan definidos acero, hormigón y aluminio, pero pueden crearse nuevos materiales con las características que se deseen en la opción “*Add New Material*”. Así mismo también se pueden variar las características de los materiales que aparecen por defecto con la opción “*Modify/Show Material*”.

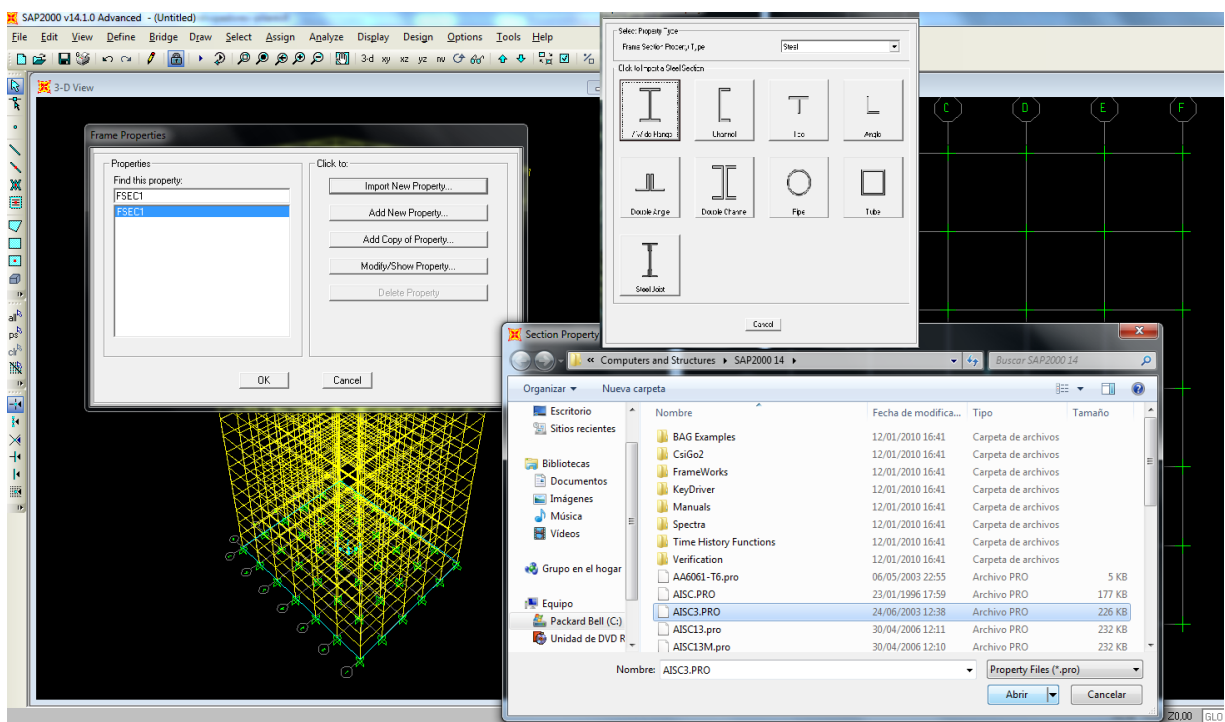


4.3.2.2. Definición de los elementos tipo Frame.

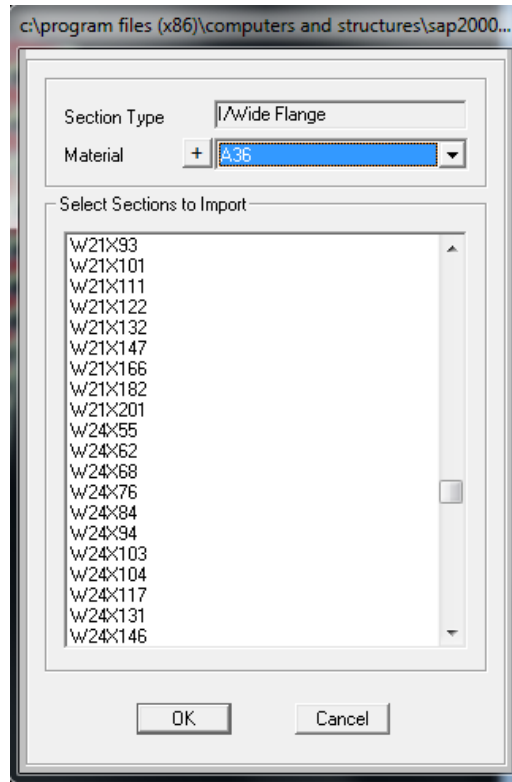
Definidos los materiales, pasamos a definir las diferentes secciones que empleamos en nuestra estructura.

Para ello abrimos el menú *Define-->Section Properties-->Frame sections*.

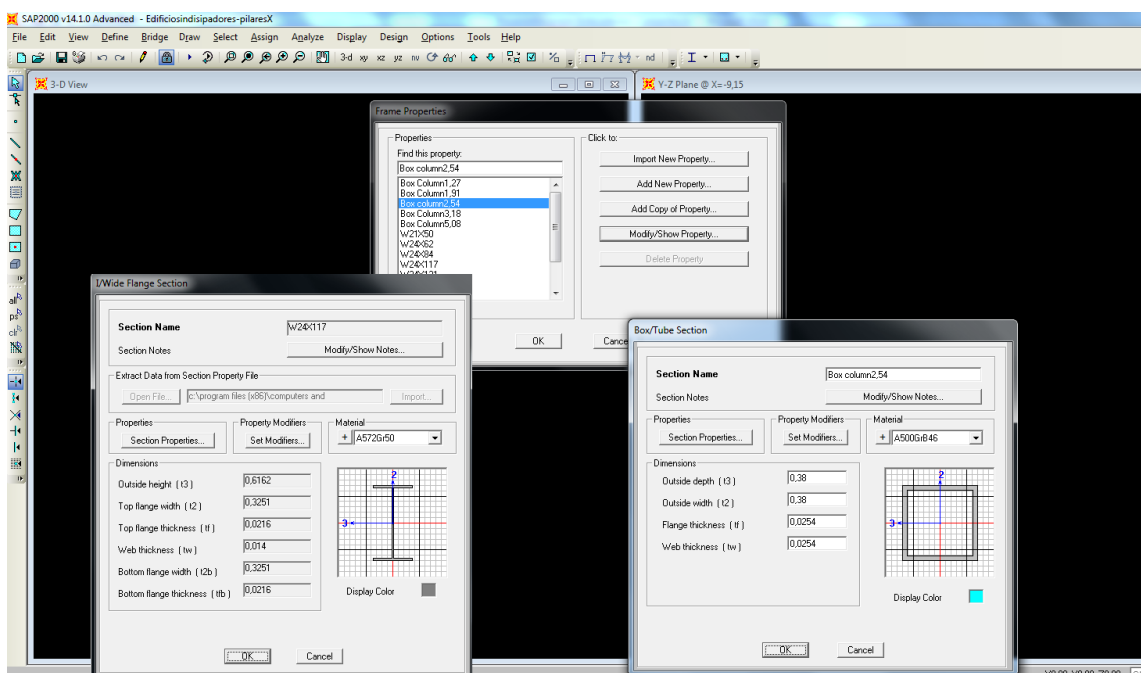
Del menú desplegable inferior se escoge la opción “*Import new Property*”, seleccionamos “*steel*” (acero) y “*wide Flange*”. Nos aparecerá un menú pidiéndonos el nombre del archivo en el cual están almacenados nuestros perfiles (cada archivo corresponde a una norma utilizada en algún país, por ejemplo la correspondiente a Europa, sería “*EURO.PRO*”), dado que estamos trabajando con la norma americana, seleccionaremos “*AISC3.PRO*”. Para añadir las columnas tipo caja, seguiremos los mismos pasos, excepto que en vez de seleccionar la opción “*wide Flange*”, escogeremos la opción “*tube*”.



Seleccionada la norma “AISC3.PRO”, nos aparecerá una ventana desplegable con todos los perfiles tipo “wide-flange” o “tube” (dependiendo que hayamos seleccionado) existentes. Escogeremos los perfiles adecuados y en la pestaña superior de la ventana escogeremos el material utilizado para cada perfil. Los diferentes tipos de perfiles y materiales utilizados se encuentran en el plano adjuntado en el apartado “4.1. Estructura a evaluar”.

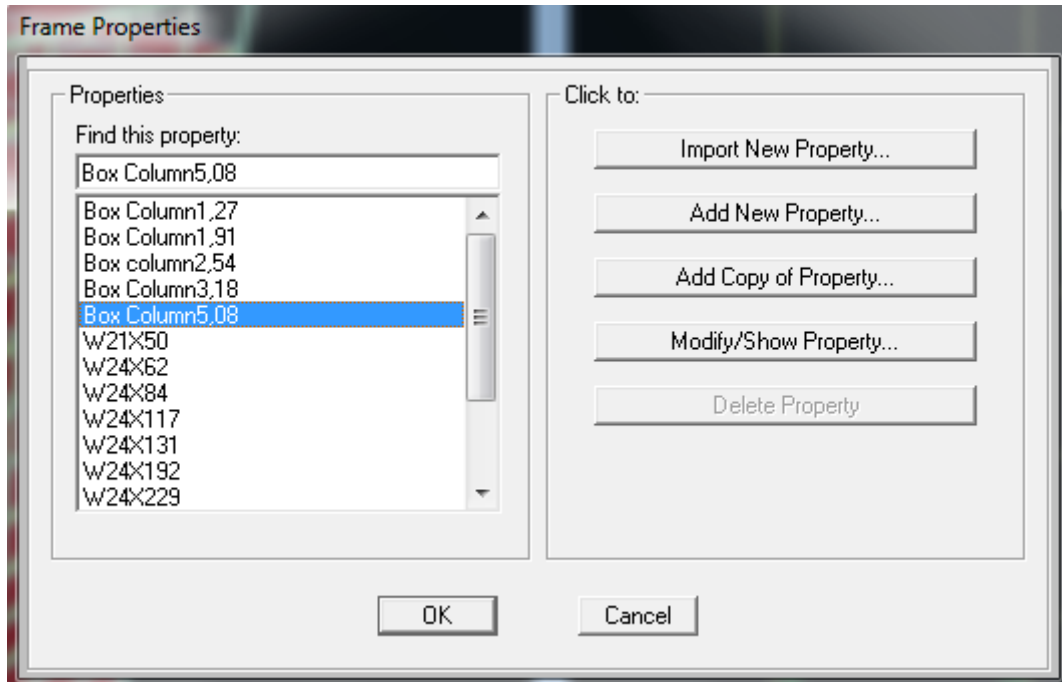


Una vez añadidos todos los perfiles, la ventana nos quedara como sigue. También podemos modificar las características de cada perfil como por ejemplo su orientación a partir de los ejes locales con la opción “Modify/Show Property”.

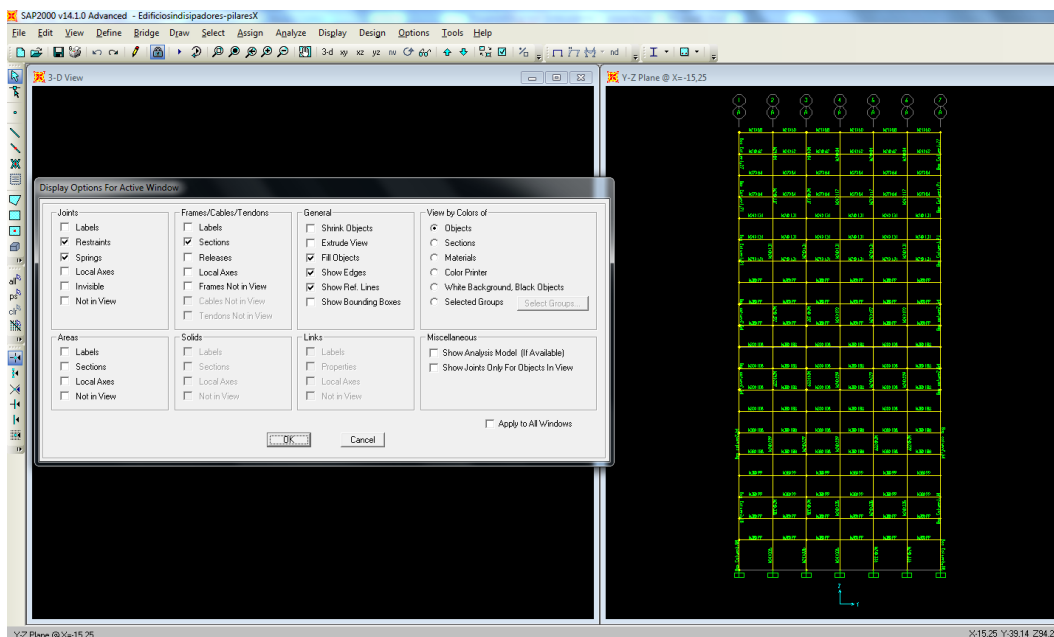


Con todos los perfiles definidos, ya podemos asignarlos a nuestra estructura ayudándonos de las “Grid Lines” creadas anteriormente. Para ello seleccionamos las líneas que nos interesen y abrimos el menú *Assign-->Frame-->Frame Sections*. Volverá a aparecer el cuadro de diálogo de las secciones y se optará por las correspondientes.

Para empezar seleccionaremos el primer nivel de las cuatro líneas de las esquinas y les asignaremos el perfil “Box Column 5,08”. Y de esta manera iremos seleccionando todas nuestras “Grid Lines” y asignándoles el perfil correspondiente.



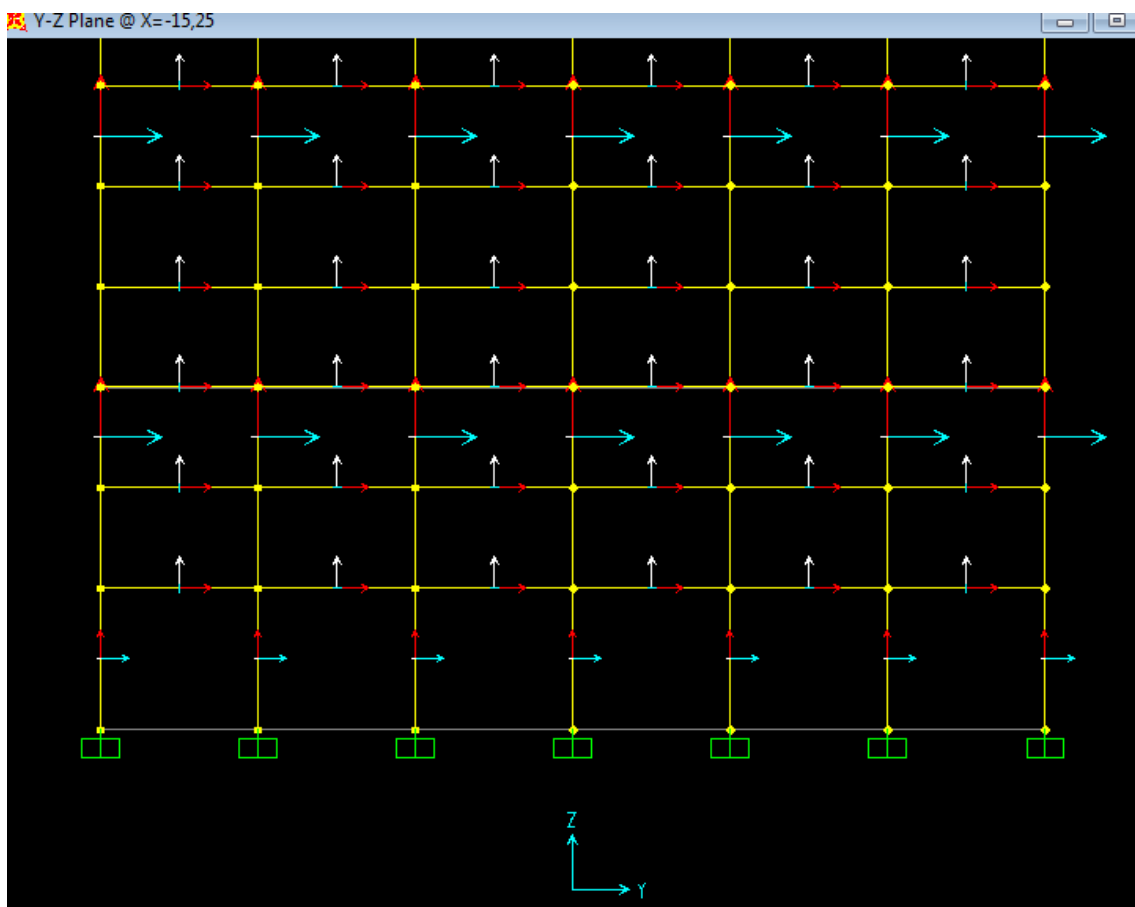
Para comprobar que hemos asignado correctamente nuestras secciones accedemos al menú “*Set Display Options*” presionando a la vez “*Ctrl+E*”. Y en la ventana correspondiente a “frames” marcamos la casilla “sections”. De esta manera nos aparecerá encima de cada barra el tipo de perfil asignado.



Si queremos saber si hemos orientado bien nuestros perfiles es importante saber que el SAP distingue entre:

- **Ejes generales**, que designa con las letras X,Y y Z.
- **Ejes locales de barra**, que designa con los números 1,2 y 3.

Los ejes con respecto a los que se representan las solicitaciones hacen referencia a los ejes locales de la barra. Para comprobar los mismos, se pincha en el icono de “*Set Display Options*” explicado anteriormente. En el cuadro de diálogo que aparece se muestran numerosas opciones para representar en nuestra pantalla. Entre las opciones del elemento “*frame*” marcaremos la opción “*Local Axes*” la cual nos muestra los ejes locales de cada barra.



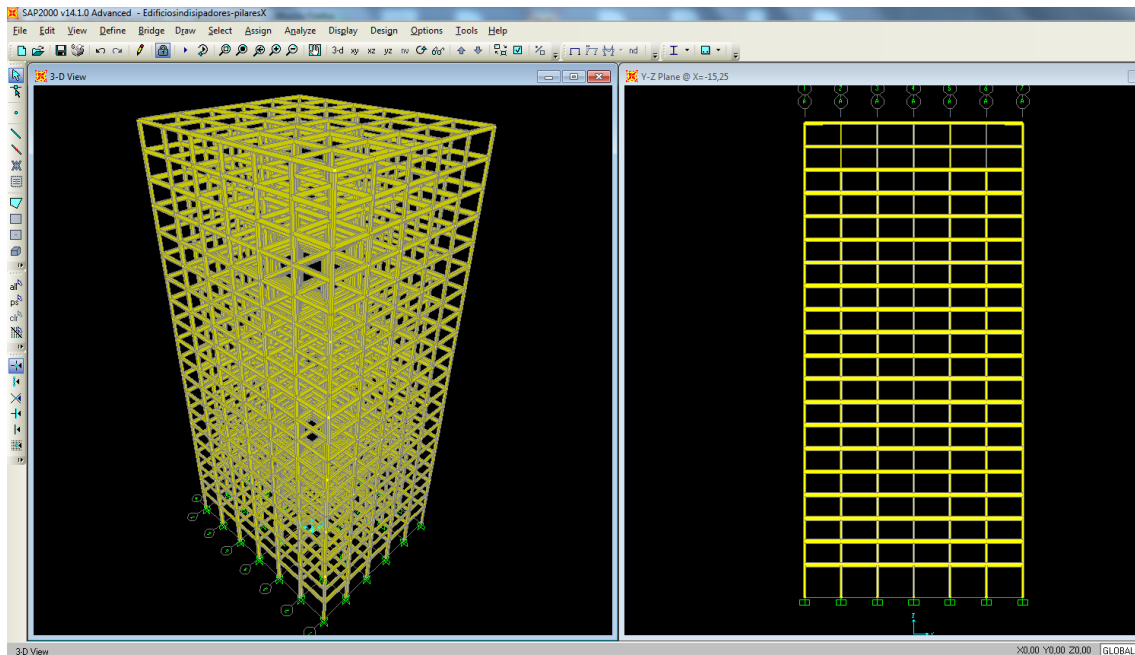
El eje local 1 (Rojo) corresponde a la dirección de la barra.

El eje local 2 (Blanco) corresponde a la dirección perpendicular a la de la barra, y contenida en el plano XZ global. Si la barra es perpendicular al plano XZ, la dirección del eje local 2 será la del eje Z global.

Eje local 3 (Azul) corresponde a la dirección perpendicular al plano que forman los ejes locales 1 y 2.

La forma más intuitiva para comprobar si hemos orientado correctamente las secciones, es activando la casilla “*Extrude View*” del menú “*Set Display Options*”, con lo que las barras se

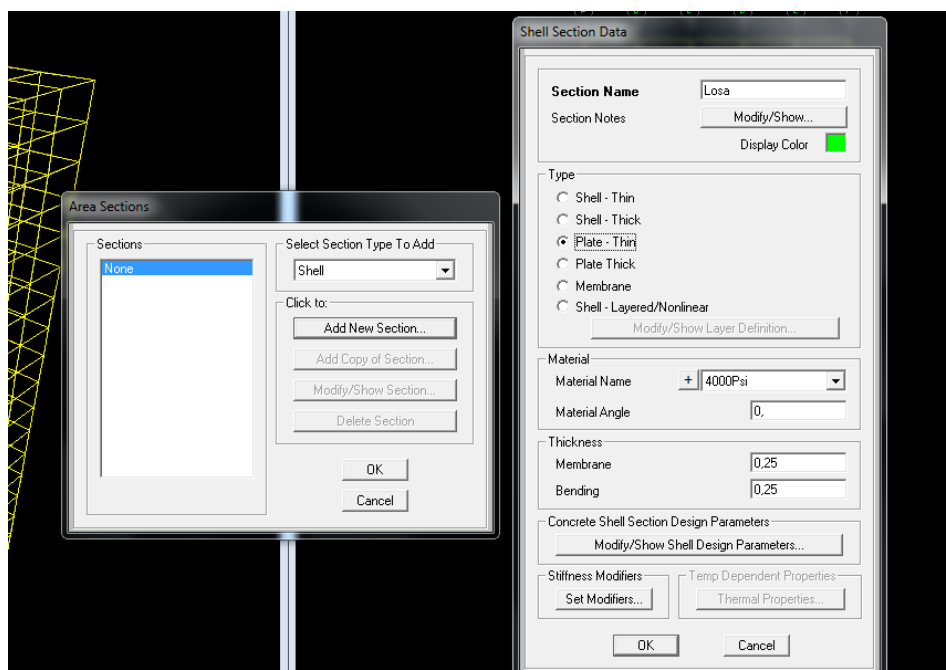
representarán con sus verdaderas dimensiones. A continuación se puede observar la forma que tendrá nuestra estructura una vez asignados los perfiles y activando la casilla “*Extrude View*”.



4.3.2.3. Definición de los elementos tipo Shell.

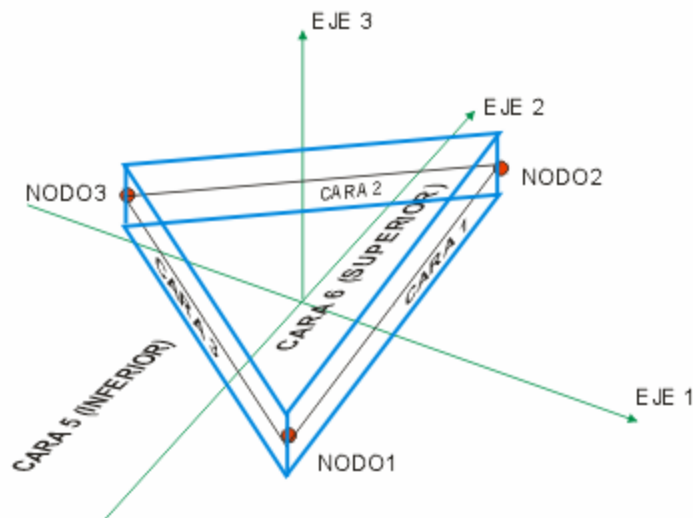
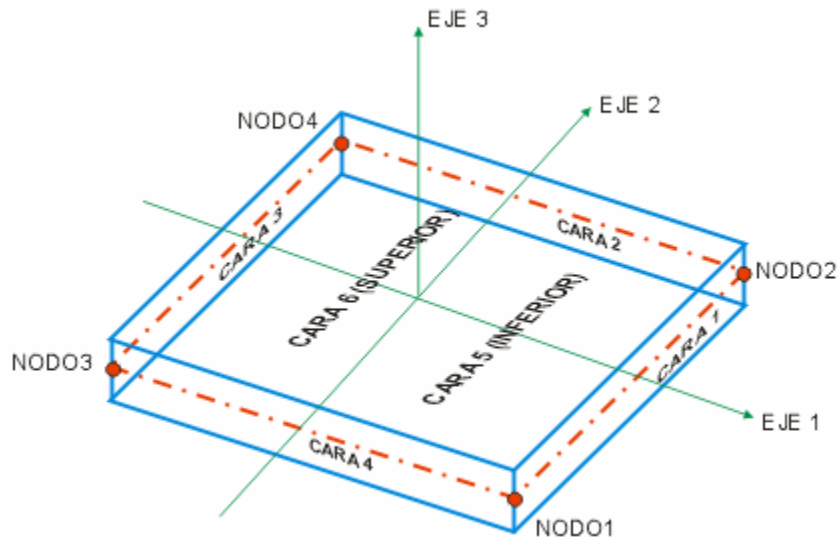
Por último solo nos queda definir los forjados de nuestra estructura, para ello emplearemos los llamados elementos “*Shell*”.

Para ello abrimos el menú *Define-->Section Properties-->Area Sections*. Podemos observar que se nos ha abierto una ventana similar a las anteriores. En ella seleccionaremos el tipo de área que queremos añadir (Shell) y pulsaremos sobre el botón “Add New Section”. En el cual nos aparecerá el cuadro de la figura siguiente, en el cual tendremos que seleccionar el tipo de sección, su espesor y el material utilizado.



El elemento Shell se puede utilizar para modelar muros, placas, vigas de gran altura, etc... Para modelar nuestro forjado conviene saber lo siguiente sobre los elementos “Shell” y las opciones ofrecidas para rellenar:

- **Geometría:** Se pueden general elementos “Shell” de 4 o de 3 nudos.

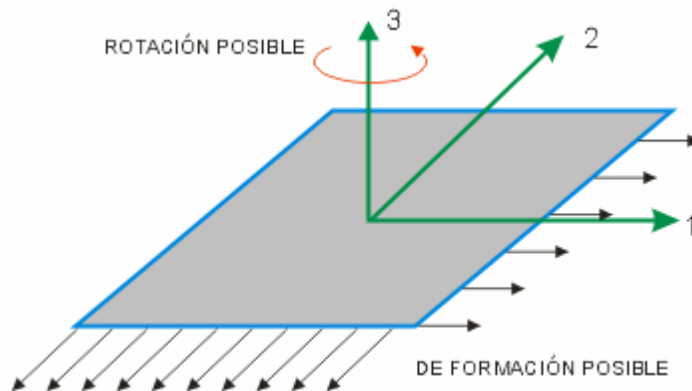


- **Material Name:** Material del cual está compuesta la sección. En nuestro caso seleccionaremos 4000Psi (el hormigón definido anteriormente).
- **Material Angle:** Se utiliza cuando se trabaja con materiales Ortotrópicos.
- **Thickness:** Se refiere al espesor de la sección.
- **Membrane:** Se utiliza para calcular la rigidez del elemento “Shell”, así como para calcular el peso propio y la masa de cada sección.

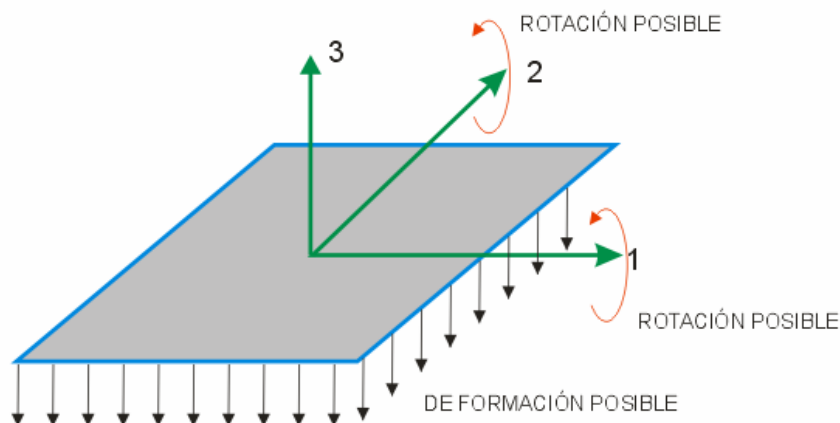
- **Bending:** Se utiliza para calcular la rigidez para la flexión en elemento Shell y plato. Normalmente estos dos valores son iguales y solo se necesita definir la “*membrane*”. Sin embargo, en algunas aplicaciones, tales como el modelamiento de superficies corrugadas el comportamiento de membrana y el de plato no pueden ser adecuadamente representados por un material con un único espesor. Para este propósito se puede definir un valor adicional diferente al que da el tipo “*membrane*”.

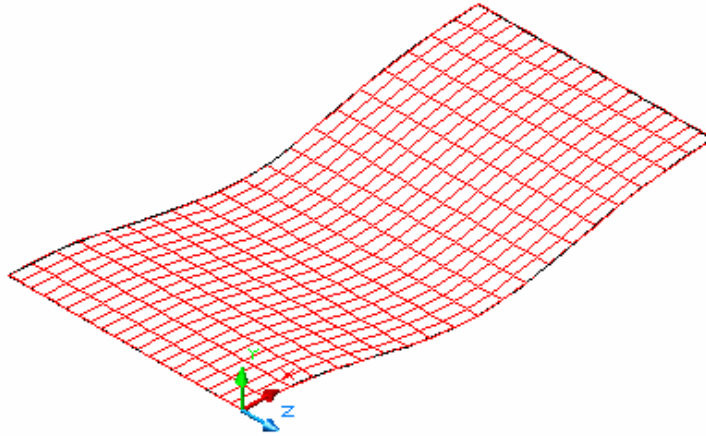
- **Type:** El elemento “*Shell*” tiene las siguientes clases:

- **Elemento Membrana:** Permite deformaciones axiales y rotación alrededor del eje local 3. Se utiliza para modelar muros de cortante.



- **Elemento plato:** Permite deformaciones en el eje 3 solamente y rotación en los ejes locales 1 y 2. Se utiliza para modelar placas de entrepiso las cuales están sujetas a deformaciones por flexión.

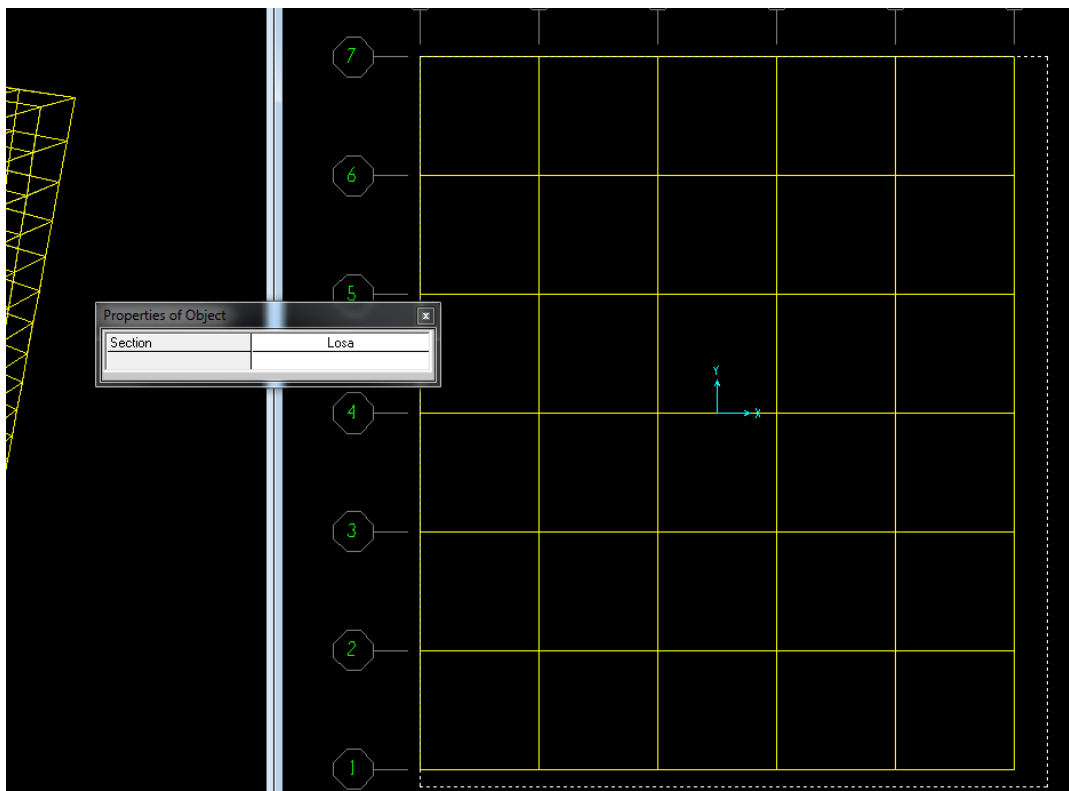




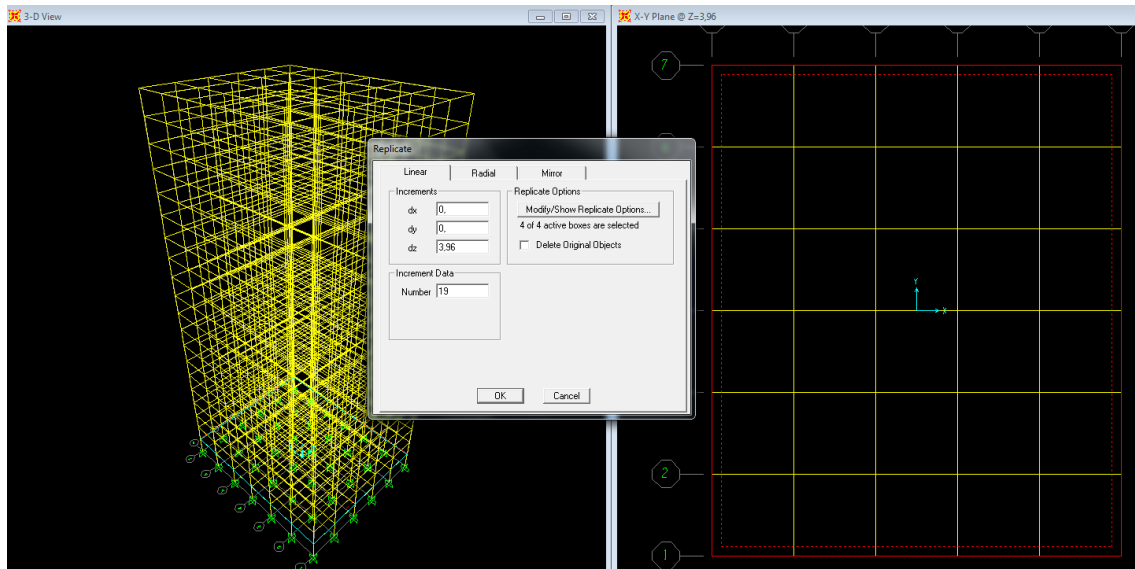
- **Elemento Shell:** Es la combinación de los elementos anteriormente descritos, es decir permite rotaciones y desplazamientos alrededor de todos los ejes locales del elemento.

Con todo, escogeremos un elemento tipo “*plate-thin*”, de espesor 0,25 m y formado por hormigón del tipo “4000psi”. El propio programa se encargará de añadir el peso propio de las losas con los datos que hemos introducido.

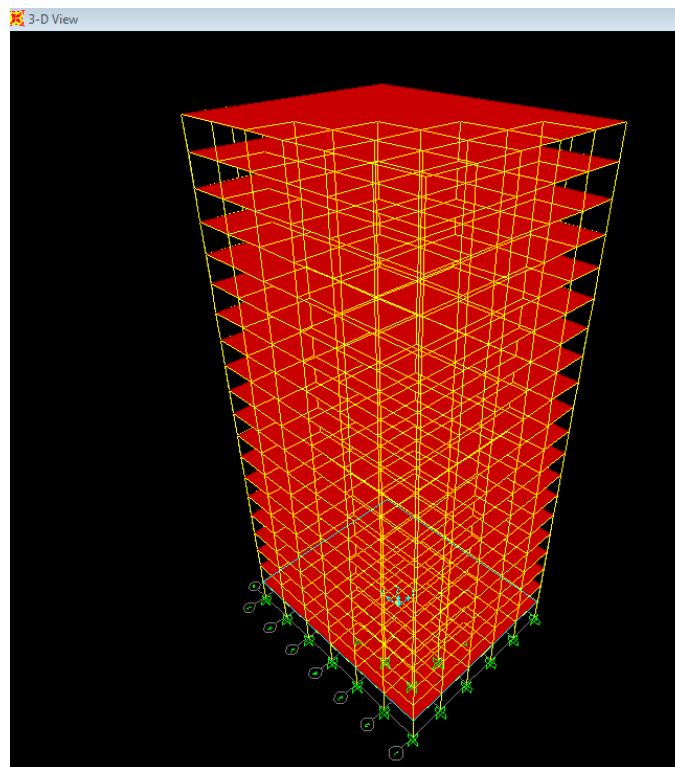
Con la losa ya definida, ya podemos asignar nuestros forjados a la estructura. Para ello abriremos el menú *Draw-->Draw Rectangular Área*. Nos aparecerá una ventana emergente con las propiedades del objeto, en el cuadro que indica el tipo de sección seleccionaremos “*Losa*” y con el cursor del ratón marcaremos las dos esquinas opuestas de nuestra estructura desde la vista de planta. Con esto se ha añadido nuestro elemento área con todas las propiedades anteriormente definidas a la primera planta de nuestro edificio.



Para no ir añadiendo nuestras losas de una en una a lo largo de todos los pisos de la estructura, utilizaremos el comando “*replicate*”. Para ello abrimos el menú *Select-->Select-->Properties-->Area Sections*, seleccionaremos el tipo “*Losa*”. Con esto observaremos que nos ha seleccionado automáticamente nuestro elemento área exclusivamente. Ahora abrimos el menú *Edit-->Replicate*. En el submenú “*increments-->dz*” marcaremos 3,96 (la altura de cada piso), y en el submenú “*Increment Data-->Number*” marcamos 19 (número de veces que lo queremos replicar, una por cada piso por encima).

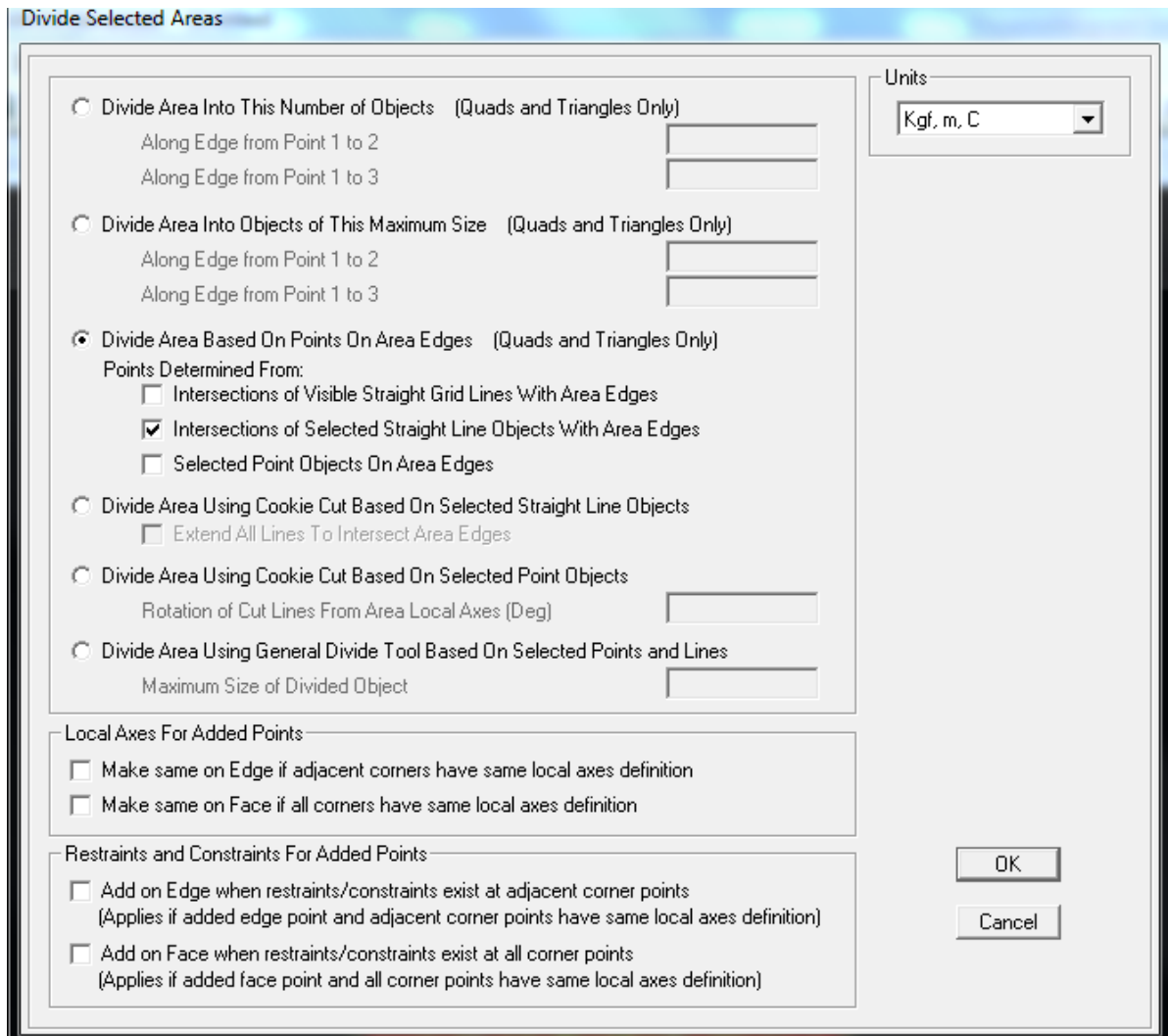


Por defecto en el SAP2000 los elementos área no se pueden observar. Así que para facilitar nuestro trabajo iremos al icono “*Set Display Options*”, y marcaremos la casilla de “*Fill objects*”. Finalmente nuestra estructura nos quedara así:

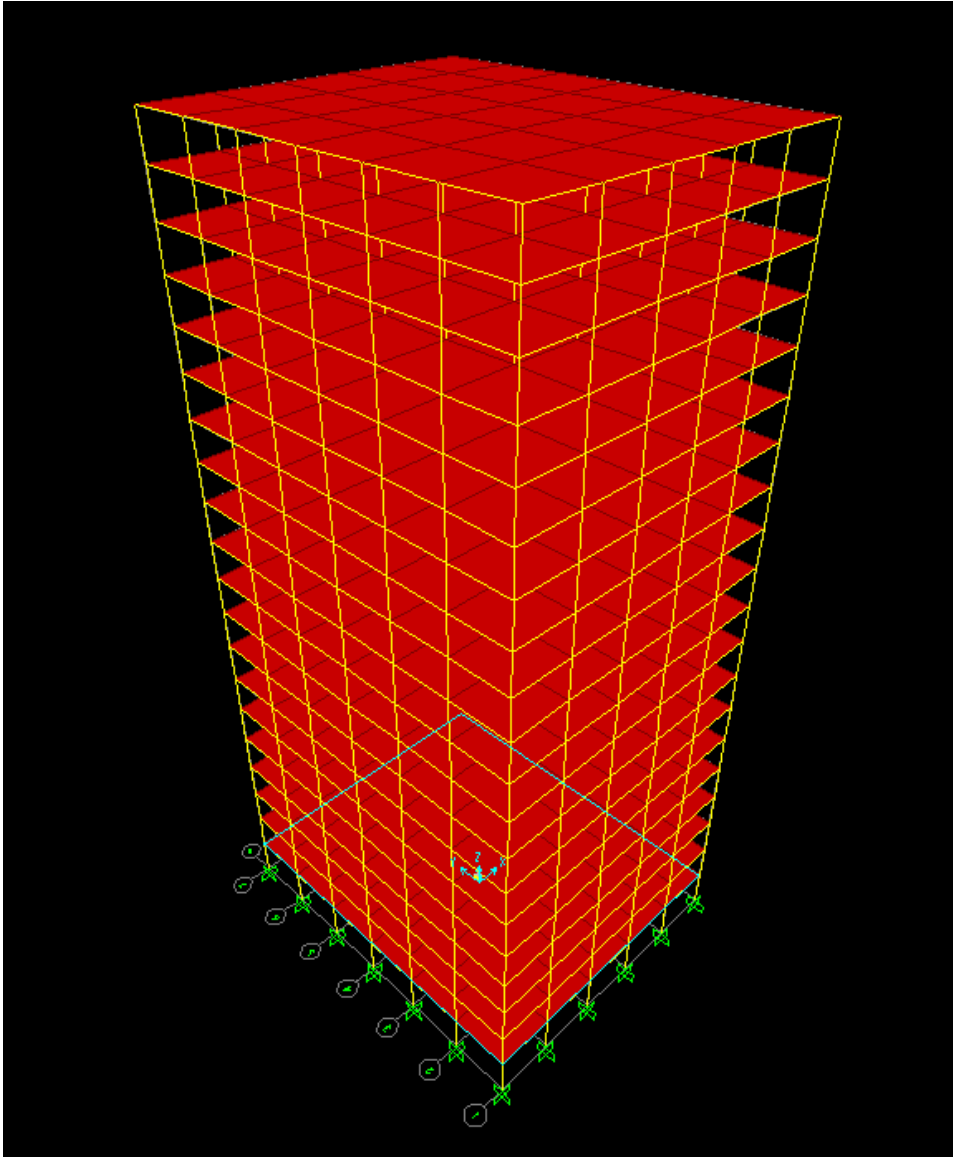


Como se observa solo se considera un elemento área para cada piso, de esta manera el sap2000 no tendrá en cuenta apropiadamente el intervigado del edificio, y su cálculo no será muy exacto. Por otra parte SAP2000 calcula mediante el método de los elementos finitos, por lo tanto cuanto más discreticemos nuestros elementos, más exactos serán nuestros resultados. Por lo tanto nos interesa dividir las áreas de tal manera que cada losa en cuestión se apoye sobre las 4 vigas que limitan dos pórticos perpendiculares entre ellos.

Para ello seleccionaremos toda nuestra estructura con el menú *Select-->all*, posteriormente abriremos el menú *Edit-->Edit Areas-->Divide Areas*. Nos aparece una ventana con múltiples opciones.



La opción que nos interesa es “*Divide Area Based On Points On Area Edges-->Intersections of Selected Straight Line Objects With Area Edges*”. La marcamos y ya tenemos nuestros forjados correctamente definidos y colocados quedándonos nuestra estructura como muestra la figura a continuación:



4.3.3. Definición de las hipótesis y combinaciones de carga.

4.3.3.1. Clasificación de las acciones.

Una vez definida la geometría y el dimensionamiento de la estructura procederemos a añadir los diferentes tipos de cargas que actúan en nuestro edificio.

Estas cargas actuantes las podemos dividir en 3 grupos:

- **Acciones permanentes:**

- **Peso propio:** El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, vigas, pilares, losas, etc... El valor característico del peso propio de los elementos constructivos, se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. El peso propio se calcula automáticamente tal y como explicaré más adelante.

- Acciones variables:

- **Sobrecarga de uso:** La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. La tabiquería la incluiremos en este apartado.

- **Viento:** La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

- **Nieve:** La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

- Acciones accidentales:

- **Sismo:** Su aplicación será de acuerdo con la norma europea (Eurocode 2008). Esta norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico.

4.3.3.2. Análisis Lineal. Cálculo, definición y asignación de las acciones en la estructura.

En primer lugar se definen todas las acciones que actuarán sobre nuestra estructura y que se calcularán mediante un análisis lineal. Es decir definiremos las cargas debidas a las acciones permanentes y a las acciones variables, dejando fuera las acciones accidentales debidas a sismo.

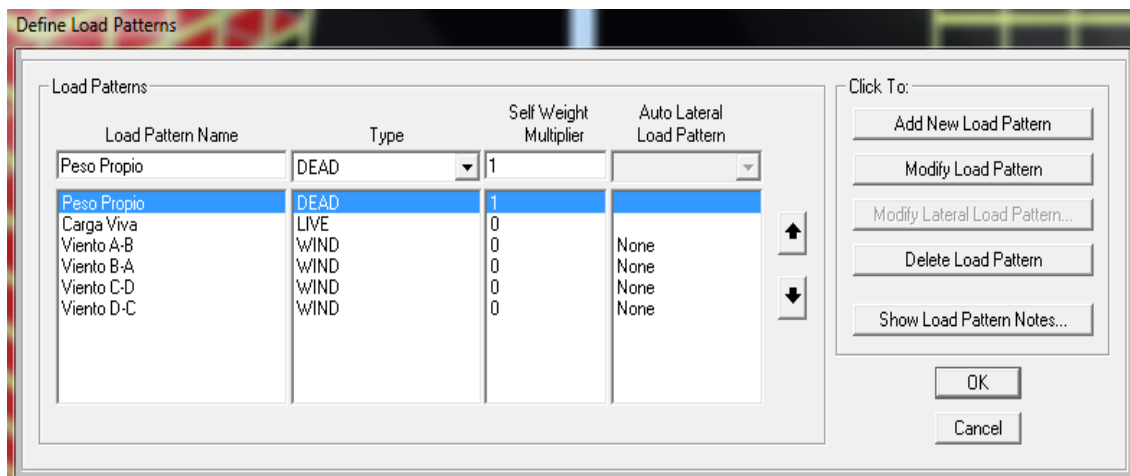
Para ello abrimos el menú *Define-->Load Patterns*. Nos aparece la siguiente ventana:

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	

Se añadirán seis hipótesis de carga: Peso Propio (Permanente), Carga Viva (sobrecarga de uso y nieve) y cuatro hipótesis de viento (una por cada sentido).

El coeficiente “*Self weight Multiplier*” indica si se tendrá en cuenta el peso propio de la estructura en cada hipótesis. Se ha de definir como “0” en todas las hipótesis excepto en la correspondiente al Peso Propio. De esta manera cuando se analice la hipótesis “Peso Propio” SAP2000 se encargará automáticamente de multiplicar los espesores de los diferentes elementos estructurales por su peso específico y nos calculará el valor de todas las acciones debidas al peso propio.

Añadidas todas nuestras hipótesis de cargas la ventana nos queda así:



Definidas nuestras acciones procederemos a calcular el valor de las diferentes acciones:

Peso Propio

Como ya se ha comentado anteriormente no es necesario calcular el peso de cada elemento y tampoco es necesario colocar la dirección y el sentido de cada acción ya que el programa lo analizará todo automáticamente gracias al “*Self Weight Multiplier*”.

Carga Viva

Corresponde a la sobrecarga de uso, la tabiquería y a la nieve. Los cálculos se han realizado siguiendo la normativa del **CTE**, concretamente con el “**Documento básico SE-AE (Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación)**”.

- **Sobrecarga de uso:** Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla siguiente. Dichos valores incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, o de mobiliario con ocasión de un traslado. En nuestro caso consideraremos nuestro edificio como tipo C1 (Zona de acceso al público con mesas y sillas), por lo que tendremos que añadir una carga uniforme de 3 KN/m^2 a nuestros elementos área que simulan las losas.

Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

- ⁽¹⁾ Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.
- ⁽²⁾ En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.
- ⁽³⁾ Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de q_k se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.
- ⁽⁴⁾ El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.
- ⁽⁵⁾ Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².
- ⁽⁶⁾ Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m² y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.
- ⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

- **Tabiquería:** Dado que la tabiquería es un elemento que no es fijo en nuestra estructura, ya que puede cambiar de lugar según las necesidades la consideraremos como carga variable. En general, en viviendas o edificios administrativos bastará considerar como peso de la tabiquería una carga de 1,0 kN/m² de superficie construida.
- **Nieve:** En cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m².

Viento

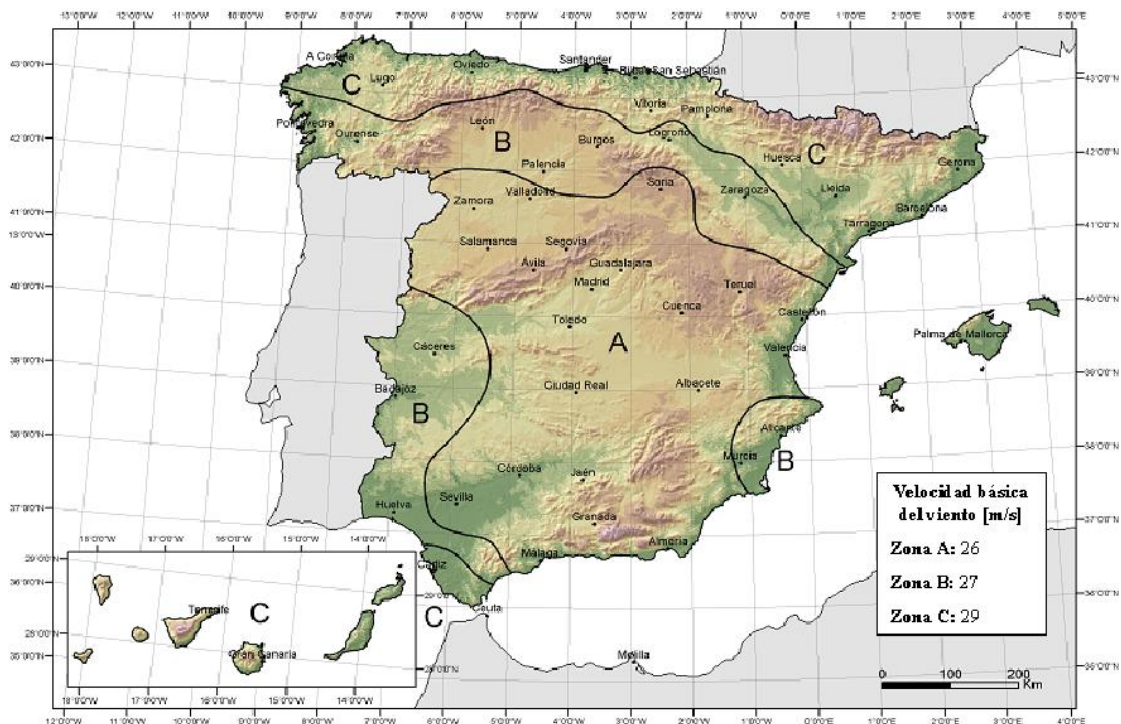
Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos. Si se procede con un coeficiente eólico global, la acción se considerará aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección de viento considerada y del lado desfavorable.

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

siendo:

- **q_b , la presión dinámica del viento.** De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D del “DB-AE”, en función del emplazamiento geográfico de la obra. En el mapa siguiente puede observarse que el valor de la presión dinámica es, respectivamente de $0,42 \text{ kN/m}^2$, $0,45 \text{ kN/m}^2$ y $0,52 \text{ kN/m}^2$ para las zonas A, B y C de dicho mapa.



En nuestro caso, dado que suponemos que nuestro edificio está situado en Granada, el coeficiente de presión será $0,42 \text{ kN/m}^2$. **$q_b=0,42 \text{ kN/m}^2$**

- **c_e , el coeficiente de exposición,** variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0.

El coeficiente de exposición c_e para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200 m, puede determinarse con la expresión:

$$c_e = F \cdot (F + 7 k)$$

$$F = k \ln (\max (z, Z) / L)$$

siendo k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla siguiente.

Coefficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Considerando nuestro grado de aspereza del tipo IV y substituyendo en la ecuación nos queda un valor para el coeficiente de exposición de 3,40. **$c_e=3,40$**

- **c_p , el coeficiente eólico o de presión**, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie, un valor negativo indica succión.

En edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento. Como coeficientes eólicos globales, podrán adoptarse los de la siguiente tabla.

	Coeficiente eólico en edificios de pisos					
	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Para calcular la esbeltez de nuestro edificio basta con dividir su altura por la distancia de plano paralelo al viento.

$$\lambda = h/D$$

Por lo tanto nuestras esbelteces serán:

$$\lambda_1 = h/D = 80,77/36,58 = 2,208$$

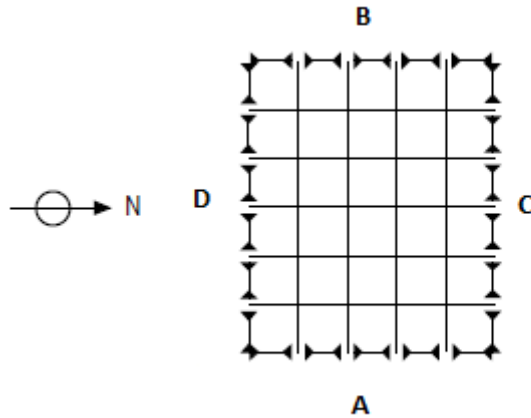
$$\lambda_2 = h/D = 80,77/30,48 = 2,649$$

Interpolando:

$$C_{p1} = 0,8 \quad C_{s1} = -0,625$$

$$C_{p2} = 0,8 \quad C_{s2} = -0,637$$

Tendremos cuatro hipótesis de viento, según la dirección y el sentido de este, con los dos valores de presión estática, el de presión y el de succión.



- Viento A-B:

$$- q_{e1} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot 0,8 = 1,1424 \cdot 6,10 = 6,9684 \text{ KN/m}$$

$$- q_{e2} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot (-0,6254) = -0,8930 \cdot 6,10 = -5,4473 \text{ KN/m}$$

- Viento B-A:

$$- q_{e1} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot 0,8 = 1,1424 \cdot 6,10 = 6,9684 \text{ KN/m}$$

$$- q_{e2} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot (-0,6254) = -0,8930 \cdot 6,10 = -5,4473 \text{ KN/m}$$

- Viento C-D:

$$- q_{e1} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot 0,8 = 1,1424 \cdot 6,10 = 6,9684 \text{ KN/m}$$

$$- q_{e2} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot (-0,637) = -0,909 \cdot 6,10 = -5,5449 \text{ KN/m}$$

- Viento D-C:

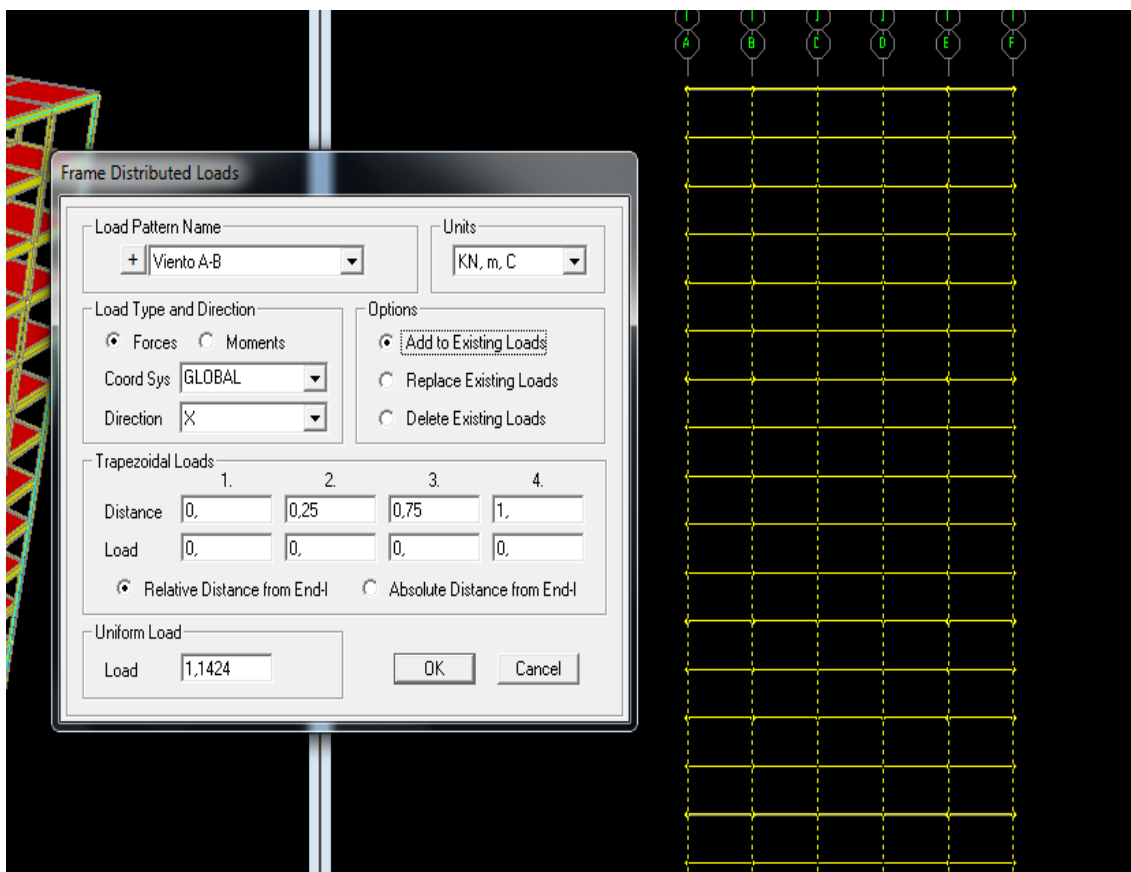
$$- q_{e1} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot 0,8 = 1,1424 \cdot 6,10 = 6,9684 \text{ KN/m}$$

$$- q_{e2} = 0,42 \cdot 3,40 \cdot (-0,637) = -0,909 \cdot 6,10 = -5,5449 \text{ KN/m}$$

Dado que las cargas de viento las aplicaremos sobre los pilares y no sobre elementos de área, estas cargas tienen que multiplicarse por la modularidad, 6,10.

Definidas y calculadas las cargas procederemos a la asignación de estos valores en la estructura. Lo primero que hay que hacer es definir las unidades en “KN, m, C”.

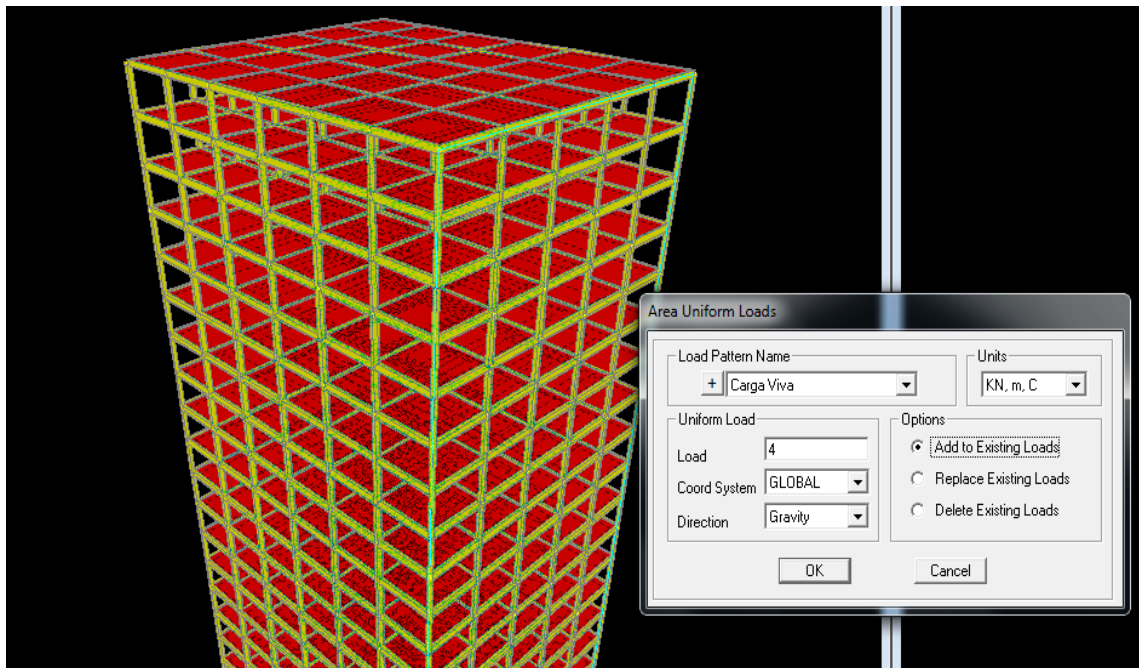
Comenzaremos por las acciones de viento en los pilares, para ello se debe tener seleccionadas las barras sobre las que deseamos aplicar las acciones, posteriormente abrimos el menú *Assign-->Frame Load-->Distributed*.



En la ventana emergente seleccionaremos la hipótesis de carga definida anteriormente en el submenú “*Load Pattern Name*”, por ejemplo “*Viento A-B*”, marcaremos la dirección de la fuerza en X en el submenú “*Load Type and Direction*”, y finalmente en el submenú “*Uniform Load*” le daremos el valor de la fuerza, en este caso “1,1424 KN/m” (verificar el sentido de la fuerza según corresponda y darle el valor positivo o negativo según corresponda), finalmente marcaremos la opción “*Add to Existing Loads*” y pulsamos el botón “*Ok*”. A continuación haremos lo mismo en la otra cara de la estructura pero con el valor de “0,8930”. De esta manera para la hipótesis “*viento A-B*” tendremos las acciones correspondientes a presión y a succión.

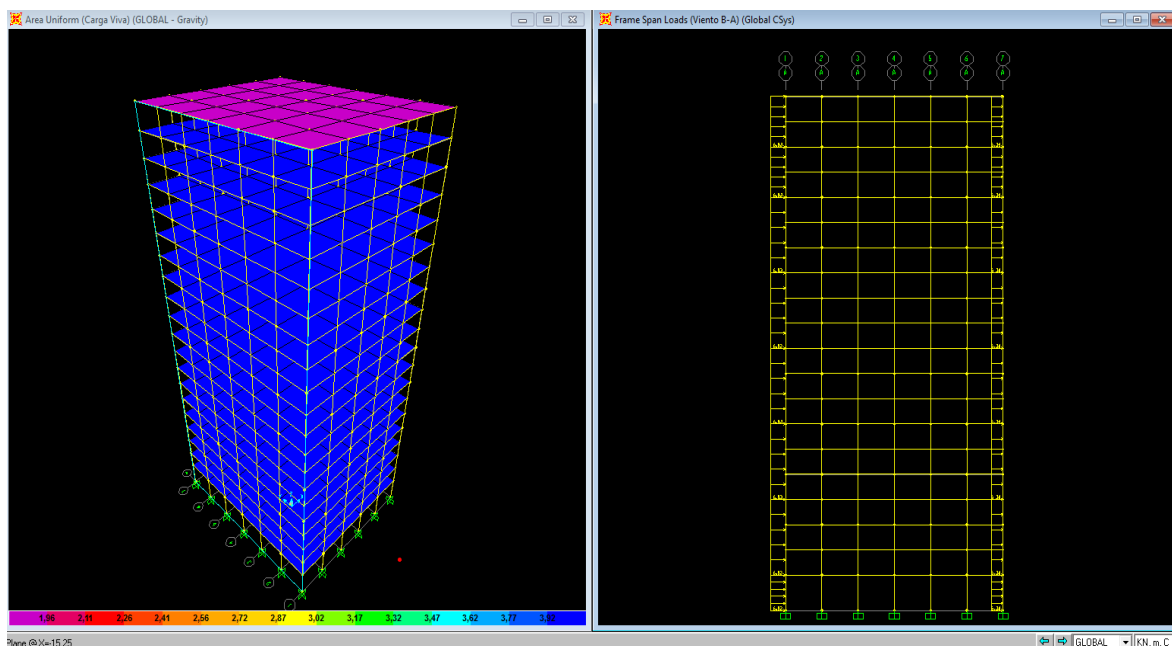
Siguiendo este procedimiento añadiremos todas las hipótesis de viento en la estructura.

En el caso de la hipótesis de carga viva deberemos seleccionar todas las losas de la estructura excepto la correspondiente al techo (podemos usar el comando “*Select-->Properties-->Area Section-->Losa*”) y abriremos el menú *Assign-->Area Loads-->Uniform(Shell)*. Y nos aparecerá la siguiente ventana:



En el submenú “*Load Pattern Name*” seleccionaremos “*Carga Viva*”, en “*Uniform Load*” daremos el valor de la carga (4Kn/m^2 debidos a la sobrecarga más tabiquería) en la dirección de la gravedad, y finalmente pulsaremos sobre “*Add to Existing Loads*”. Haremos lo mismo para la losa correspondiente al techo, con la diferencia de que allí la carga tendrá el valor de 2Kn/m^2 (nieve más sobrecarga debido a la azotea).

Para comprobar que se han añadido correctamente las diferentes cargas, podemos ver las cargas aplicadas en cualquier barra o sección. Para ello solo tenemos que abrir el menú *Display->Show Load Assigns-->Area o Frame* (según si queremos ver la carga viva o el viento). Y posteriormente seleccionaremos la dirección y el tipo de carga que queremos ver representada.



En la imagen se pueden ver representadas las cargas vivas en la vista 3D, y una hipótesis de viento en la vista de alzado.

Definidas, calculadas y aplicadas las cargas se crearan las combinaciones de carga para comprobar que el edificio no supera los estados límites.

Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$).
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot G_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla siguiente para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla siguiente.

Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones			
Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

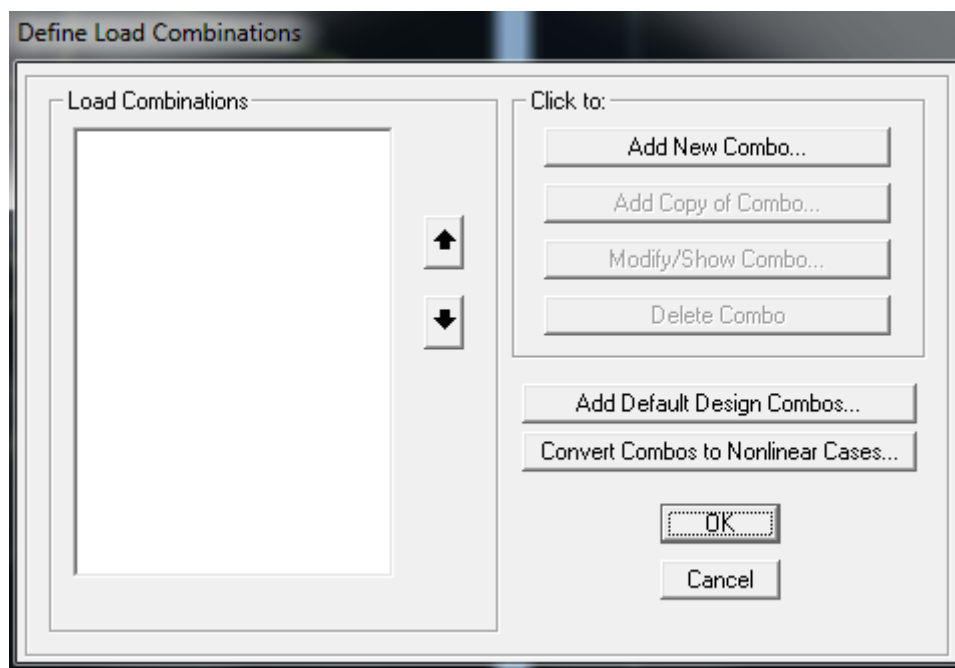
⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Coeficientes de simultaneidad (ψ)			
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Siguiendo estas normas añadiremos una a una las combinaciones de carga en el SAP2000.

Para ello abriremos el menú *Define-->Load Combinations*.



Nos aparecerá la ventana de la figura anterior. En ella pulsaremos en el submenú “*Add New Combo*” para añadir una combinación.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Carga viva	Linear Static	1

Cada vez que creamos una combinación nos aparecerá la ventana de la figura anterior. En ella nos aparecen las siguientes opciones:

- En el submenú “*Load Combination Name*” escribiremos el nombre de nuestra combinación. Por ejemplo “*PP+Viva+VientoAB*”.
- En el submenú “*Load Combination Type*” escogeremos el tipo “*Linear Add*”, ya que nuestras combinaciones son meramente lineales.
- En el submenú “*Define Combination of Load Case Results*” añadiremos una a una las diferentes hipótesis de nuestra combinación con su coeficiente de mayoración. Todo esto lo iremos añadiendo según las tablas y las reglas expuestas anteriormente según el “*DB-SE*”, prestaremos especial atención al coeficiente de mayoración de las diferentes acciones variables. Cuando tengamos la combinación completa pulsaremos el botón “*OK*” y ya tendremos nuestra combinación lista.

En las siguientes figuras se muestra como ejemplo los valores a rellenar en algunas combinaciones y la ventana final con todas nuestras combinaciones de carga ya añadidas.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) PP+Viva+VientoAB

Notes

Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
Carga viva	Linear Static	1,5
Viento A-B	Linear Static	0,9

Caso 1) Peso Propio + Carga Viva + VientoA-B

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) PP+VientoDC+Viva

Notes

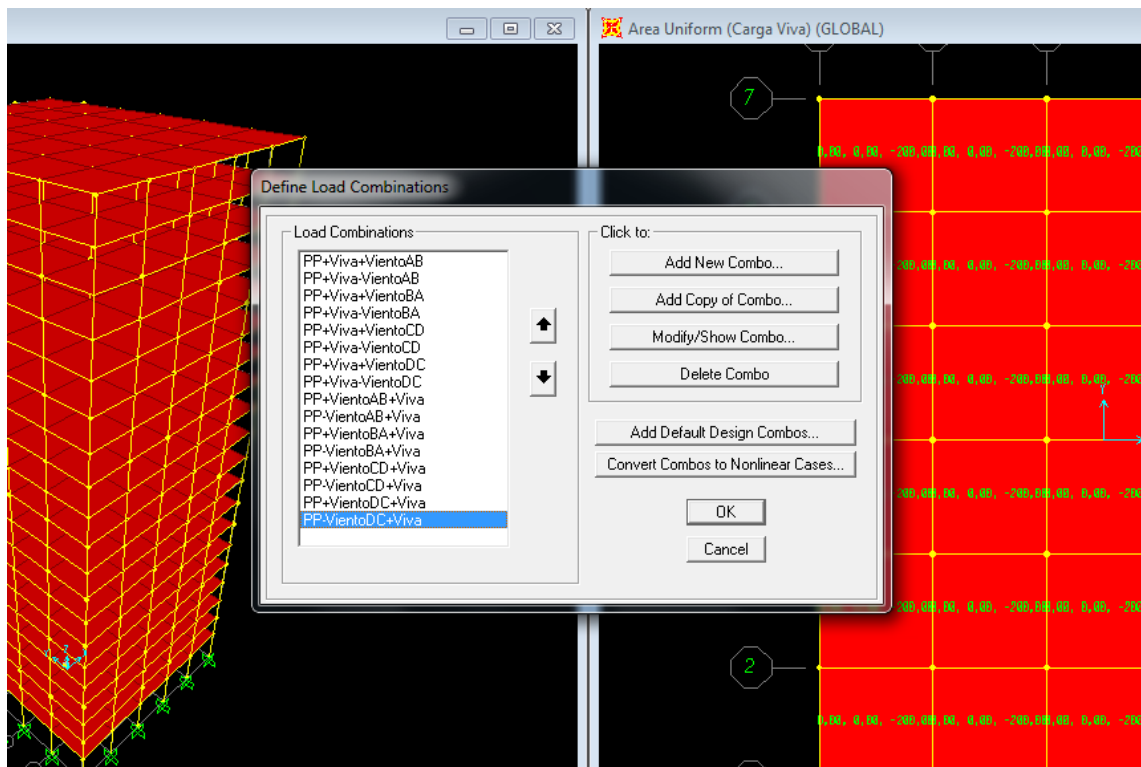
Load Combination Type Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
Viento D-C	Linear Static	1,5
Carga viva	Linear Static	1,05

Caso 2) Peso Propio + VientoD-C + Carga Viva

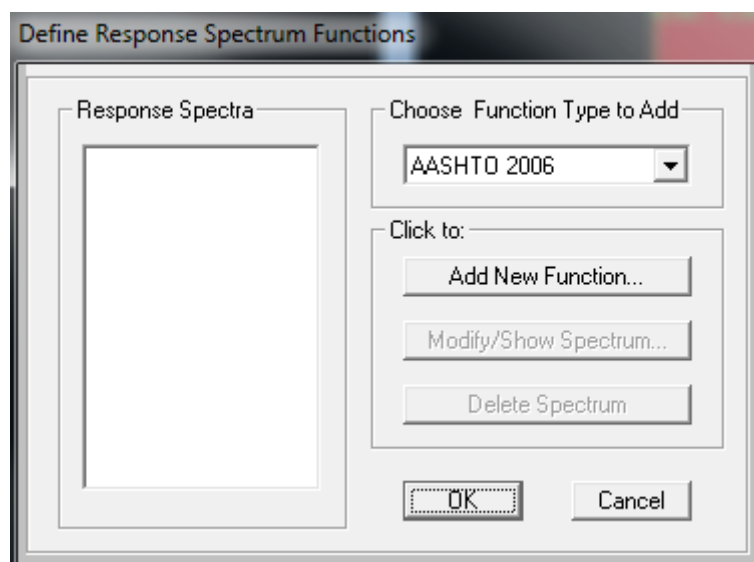


Combinaciones Lineales

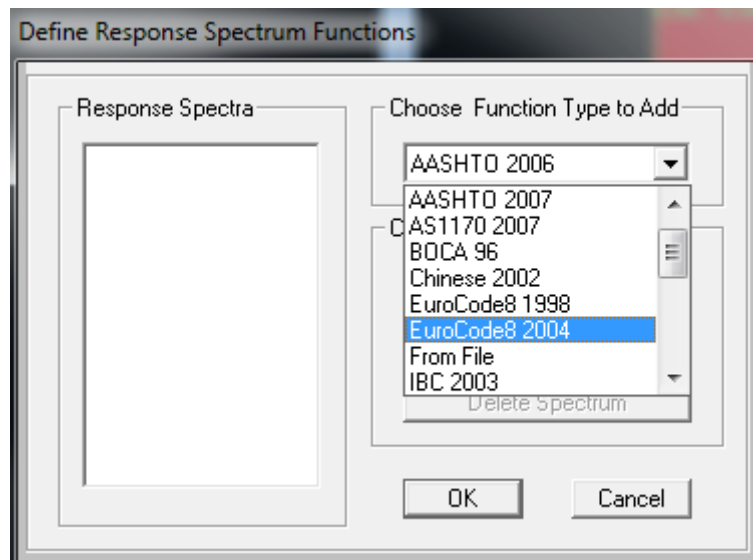
4.3.3.3. Cálculo y definición de las cargas sísmicas.

Una vez definidas todas las acciones lineales definiremos nuestro espectro de aceleraciones para simular una acción extraordinaria accidental producida por un sismo severo.

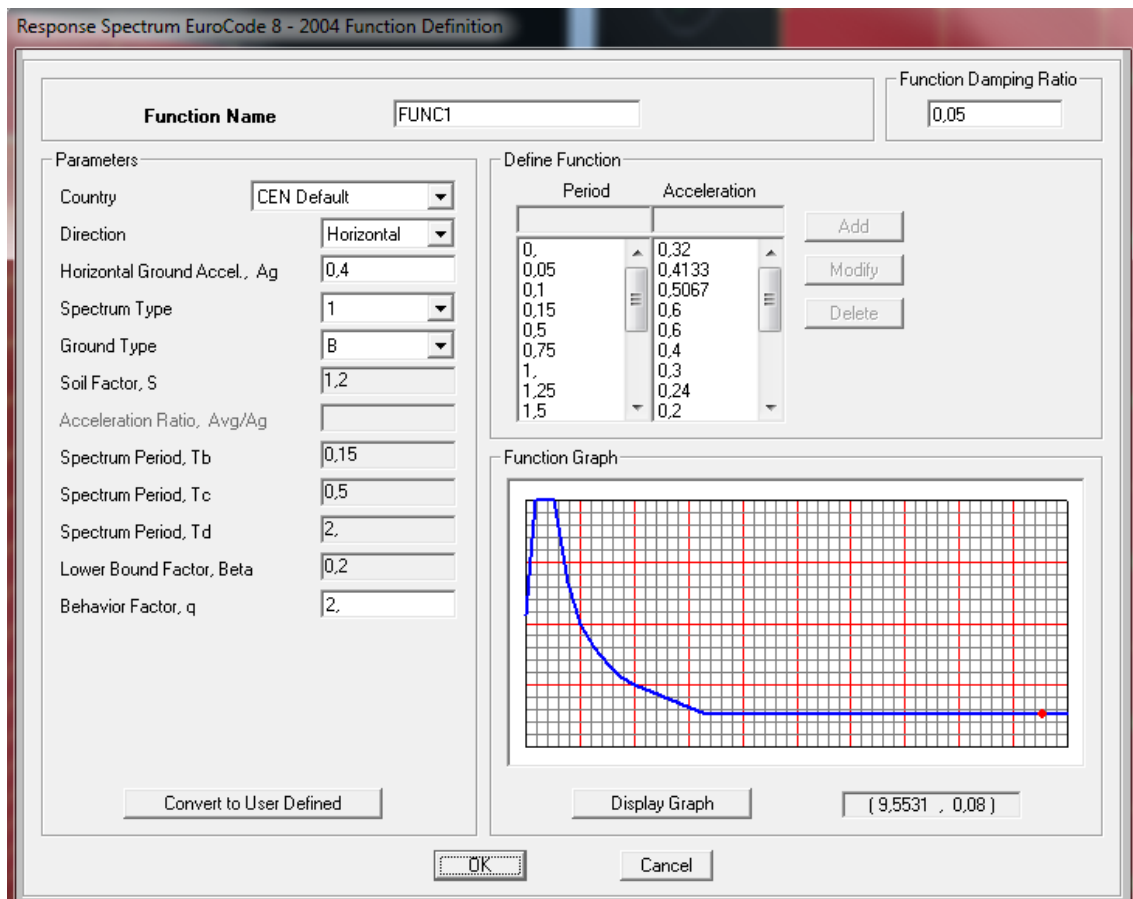
Para ello abriremos el menú *Define-->Functions-->Response Spectrum*.



En la ventana emergente abriremos el submenú “*Choose Function Type to Add*”, escogeremos la opción “*EuroCode8 2004*” y pulsaremos sobre el botón “*Add New Function*”.

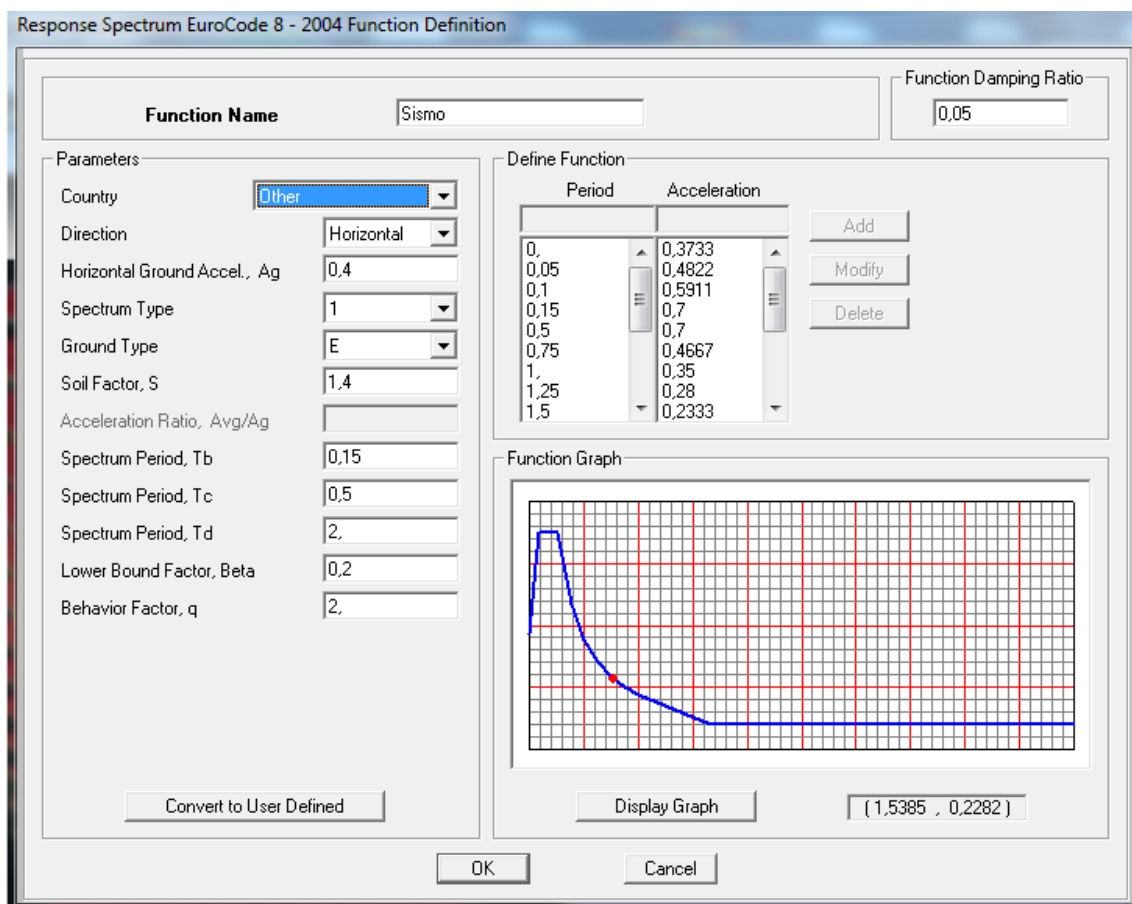


Nos aparecerá la siguiente ventana mostrándonos numerosas opciones, una tabla Aceleración/Periodo y la gráfica de nuestro espectro.

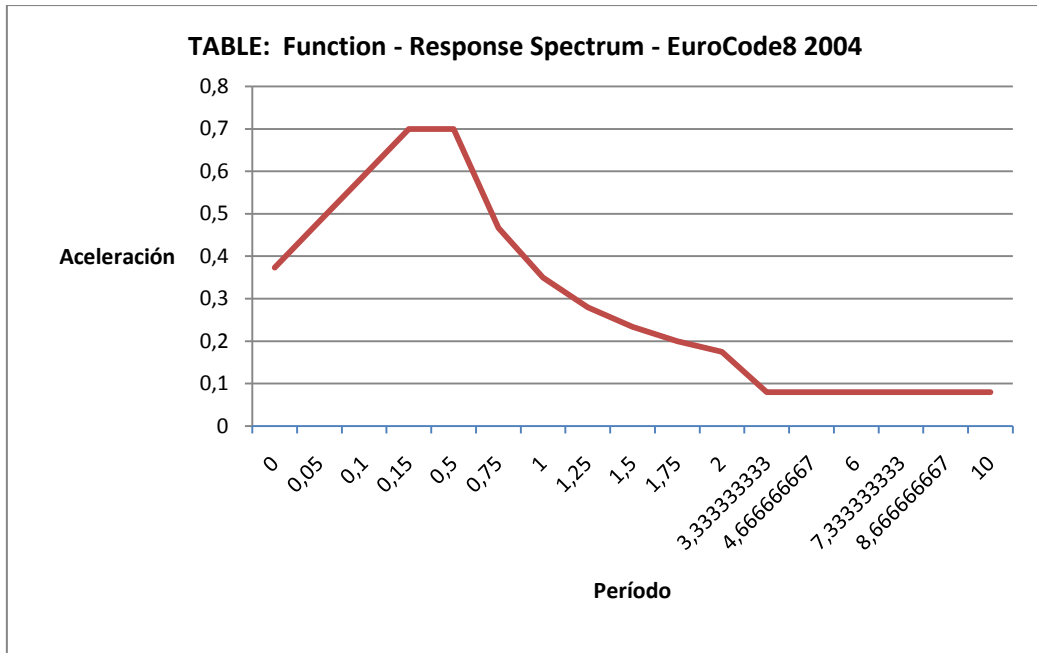


- En el submenú “*Function Name*” seleccionaremos un nombre para nuestro espectro, por ejemplo “sismo”.

- En el submenú “*function Damping Ratio*” lo dejaremos como esta, en un valor de amortiguamiento del 5%, tal y como nos indica la norma.
- En el submenú “*Country*” escogeremos “*Other*”.
- En el submenú “*Direction*” escogeremos “horizontal”.
- En el submenú “*Horizontal Ground Accel, Ag*” (aceleración máxima del suelo) escogeremos 0,4 g.
- En el submenú “*Spectrum Type*” escogeremos 1.
- En el submenú “*Ground Type*” (Tipo de suelo) escogeremos tipo E, que corresponde a suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Con una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla entre 200m/s y 400m/s.
- En el submenú “*Soil Factor, S*” (Coeficiente de suelo) usaremos 1,4, que es el correspondiente al tipo de suelo E.
- Finalmente en el submenú “*Beahvior Factor, q*” (coeficiente de comportamiento o de ductilidad) escribiremos 2, ya que es lo que marca la norma.



Con los datos introducidos nuestro espectro de aceleración tendrá la siguiente forma:



Definido el espectro de aceleración que usaremos para nuestras cargas dinámicas tendremos que definir nuestras acciones debidas al sismo, es decir dos acciones horizontales, una en dirección “Y” y otra en dirección “X” que serán definidas mediante el espectro “sismo”.

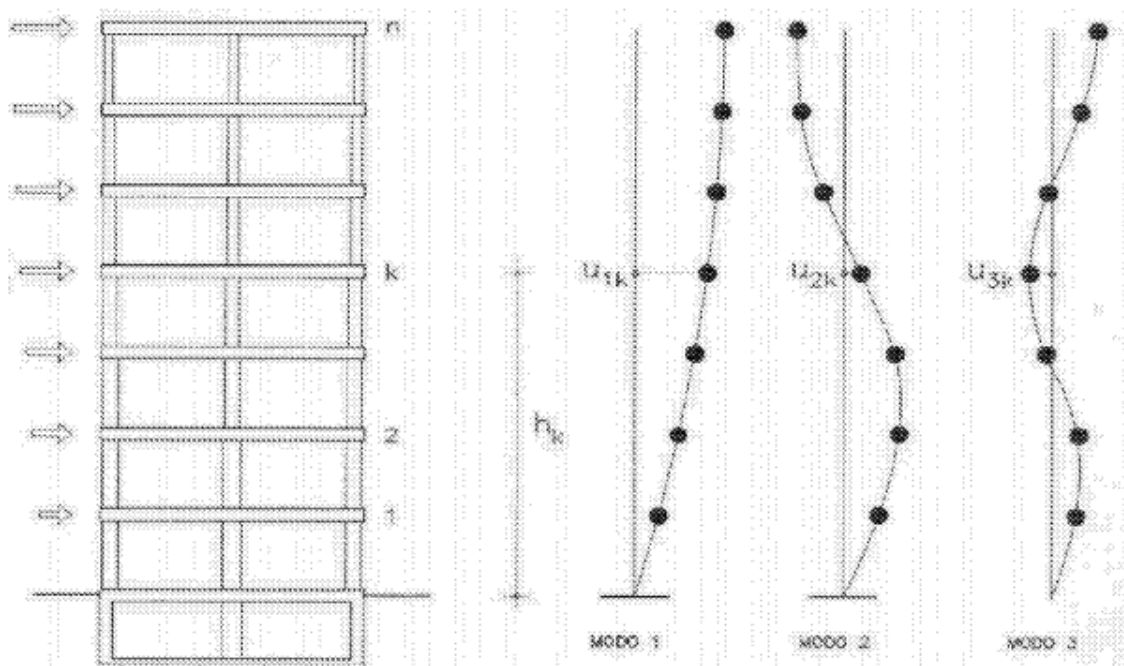
Pero antes de añadir nuestras hipótesis de sismo es necesario hacer un análisis tridimensional modal de la estructura para calcular nuestros modos de vibración.

Para saber cuántos modos de vibración debemos considerar utilizaremos la norma española para sismos (**NCSR-02**).

En ella se indica que para cada caso se considerará el número de modos de vibración con contribución significativa en el resultado, y como mínimo han de considerarse:

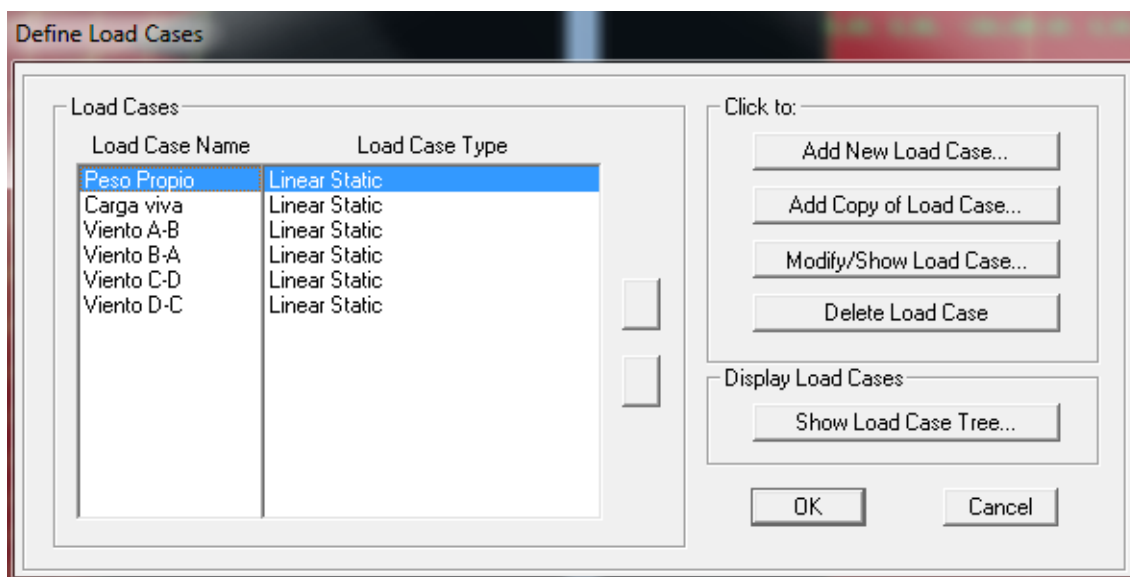
- Tres modos en el caso de modelos planos de estructuras de pisos.
- Cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.

En la figura siguiente se muestran los modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos.



Por lo tanto, según la normativa para nuestro caso utilizaremos 60 modos de vibración, tres por cada piso de la estructura.

Sabiendo los modos de vibración a introducir pasaremos a definir nuestras cargas de sismo. Para ello abriremos el menú *Define-->Load Case*.



En la ventana emergente, podemos observar todas nuestras hipótesis de carga lineales añadidas anteriormente. Podemos añadir más hipótesis pulsando el botón “*Add New Load Case*”.

La primera carga introducida será la correspondiente al análisis modal. Para ello pulsaremos sobre “*Add New Load Case*” y nos aparece la siguiente ventana.

- En ella pondremos el nombre de nuestra carga en el submenú “*Load case Name*”, la llamaremos “*Modal*”.
- En el submenú “*Load Case Type*” escogeremos “*Modal*”.
- Finalmente en el submenú “*Number of Modes*” donde dice “*Maximum Number of Modes*” marcaremos 60 modos de vibración y presionamos “*OK*”.

Definido el análisis modal, pasaremos a introducir las cargas “*sismo X*” y “*sismo Y*”. Para ello volvemos a pulsar en “*Add New Load Case*”.

De nombre pondremos “*SismoX*”, en “*Load Case Type*” escogeremos la opción “*Response Spectrum*”. Como método de cálculo escogeremos “*CQC*” para la combinación modal y “*SRSS*” para la direccional.

En el submenú “*Modal Load Case*” escogeremos “*modal*”, que es el nombre que le hemos puesto a nuestro análisis modal calculado anteriormente. De esta manera utilizara los periodos de vibración del edificio calculados.

En el submenú “*Loads Applied*” añadiremos una fuerza en la dirección “*U1*” utilizando la función “*sismo*” (el espectro de aceleración ya definido) y como factor de escala “*9,8*”, ya que el espectro tiene valores de aceleración entre 0 y 1, por lo tanto se debe aplicar el factor “*9,8*” que es la aceleración de la gravedad, ya que nuestro espectro es un porcentaje de la aceleración de la gravedad. Pero también habrá que añadir una fuerza en la dirección “*U2*” dado que la normativa **NCSR-02** indica que las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30% de los de la otra.

Por lo tanto se añadirá la fuerza en dirección “U2” utilizando la función “sismo” y con un factor de escala de “2,94”. Hay que tener cuidado ya que estos factores de escala hay que colocarlos estando las unidades en “Kgf-m-Sec”.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SismoX Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- ☒ CQC GMC f1: 1.0 GMC f2: 0.0
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ Absolute Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: Modal

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Sismo	9.8
Accel	U1	Sismo	9.8
Accel	U2	Sismo	2.94

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Para el caso de “SismoY” haremos exactamente lo mismo con la salvedad de que en este caso será la dirección “U2” la que tenga un factor de escala del 100% y la “U1” del 30%.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SismoY Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- ☒ CQC GMC f1: 1.0 GMC f2: 0.0
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ Absolute Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: Modal

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Sismo	9.8
Accel	U2	Sismo	9.8
Accel	U1	Sismo	2.94

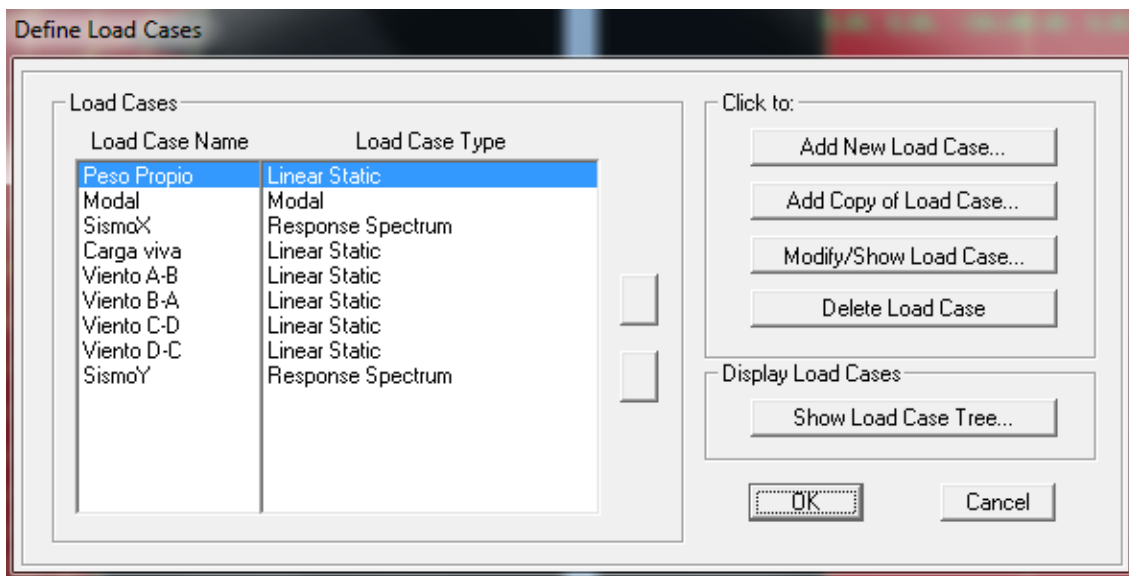
Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Definidas finalmente todas las cargas de nuestra estructura, la ventana que nos muestra todas nuestras hipótesis quedara así:



Definido el espectro y las hipótesis de carga dinámicas, nos faltara definir las masas que intervendrán en las matrices del cálculo dinámico.

Se consideraran las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de las restantes masas, siempre que tengan un efecto desfavorable sobre la estructura, la fracción de estas masas tendrá los siguientes valores:

- Para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias → 0,5
- Para sobrecargas de uso en edificios públicos, oficinas y comercios → 0,6
- Para sobrecargas de uso en locales de aglomeración y espectáculos → 0,6
- Para sobrecarga de nieve, siempre que ésta permanezca más de 30 días al año → 0,5
- Para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc... → 1,0
- Para sobrecarga de tabiquería → 1,0
- Para piscinas o grandes depósitos de agua → 1,0

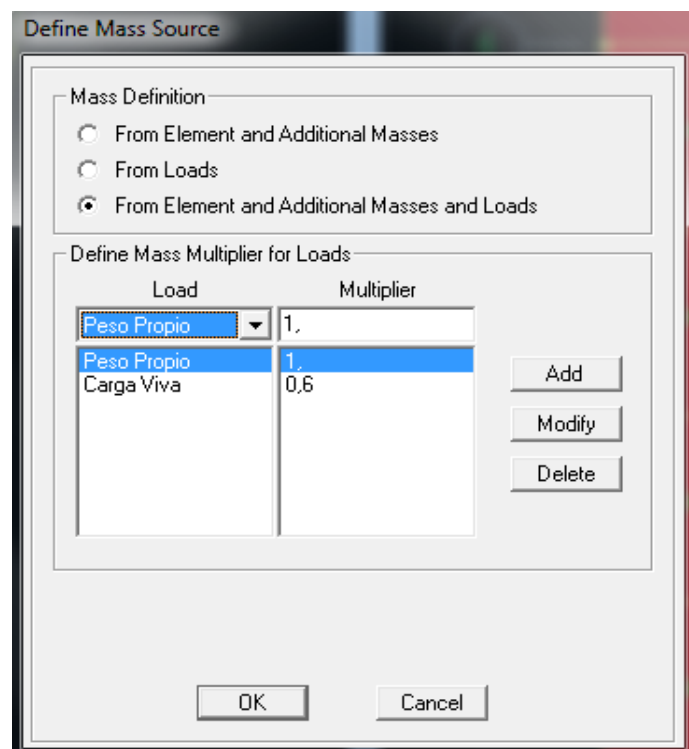
En nuestro caso dado que la nieve no tiene mucha relevancia, tendremos que usar un 0,6 de la carga viva.

Para definir nuestras masas abriremos el menú *Define-->Mass Source*. Nos aparecerá la siguiente ventana emergente:



En ella marcaremos la casilla correspondiente a “*From Element and Additional Masses and Loads*”. Es decir indicamos a SAP2000, que introduzca en la matriz de masas todas las correspondientes a las cargas añadidas manualmente (sobrecarga de uso), y a la de los elementos (shells, vigas, pilares).

Posteriormente en el submenú “*Define Mass Multiplier for Loads*” añadiremos el “*peso propio*” con un multiplicador de “1”, y la “*carga viva*” con un multiplicador de “0,6”.



A la hora de crear las combinaciones de cargas para nuestro “sismo X” y “sismo Y” utilizaremos la norma del “**DB-SE**” como hicimos con las combinaciones lineales.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la siguiente ecuación:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$).
- Una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo (A_d), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- Una acción variable, en valor de cálculo frecuente ($\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ($\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$).

En situación extraordinaria, todos los coeficientes de seguridad ($\gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$), son iguales a cero si su efecto es favorable, o a la unidad si es desfavorable, en los términos anteriores.

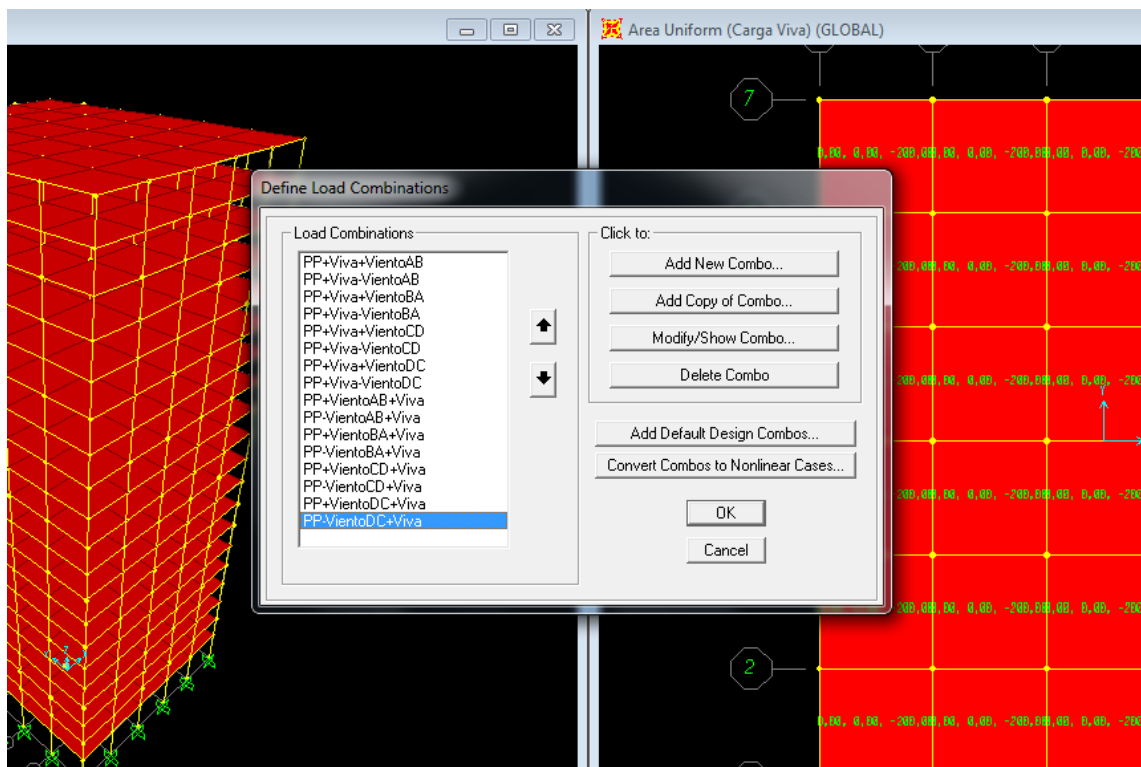
En los casos en los que la acción accidental sea la acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, según la ecuación:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

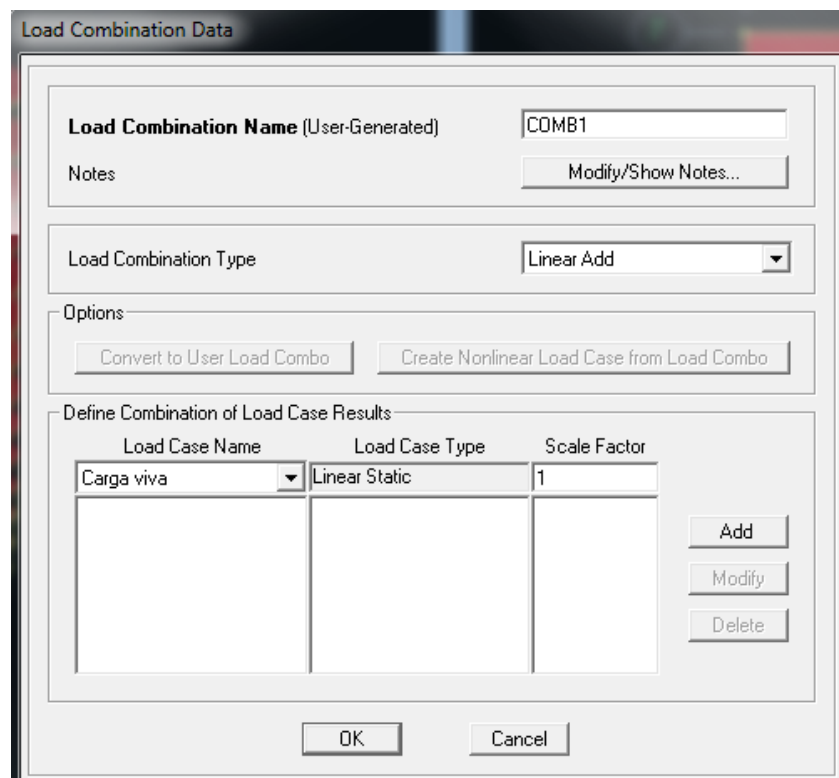
Coeficientes de simultaneidad (ψ)			
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Con la ecuación anterior y la tabla podremos definir nuestras combinaciones de cargas. Para ello abriremos el menú *Define-->Load Combinations*.



Añadiremos dos nuevas combinaciones, una llamada “*Sismo X-X*” y otra “*Sismo Y-Y*”. Para ello pulsaremos sobre “*Add New Combo*”.



Rellenaremos los datos como hicimos anteriormente para las cargas lineales, con la salvedad que en el submenú “*Load Combination Type*” seleccionaremos “*Envelope*” ya que este no es un caso linear. Los coeficientes de mayoración los rellenaremos según lo calculado anteriormente, por lo tanto nos quedaran las hipótesis como siguen:

Para “*Sismo X-X*”:

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'Load Combination Name (User-Generated)' field is set to 'SismoX-X'. The 'Load Combination Type' dropdown is set to 'Envelope'. The 'Options' section has two buttons: 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso Propio	Linear Static	1.
Peso Propio	Linear Static	1.
SismoX	Response Spectrum	1.
Carga viva	Linear Static	0,6

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are located to the right of the table. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

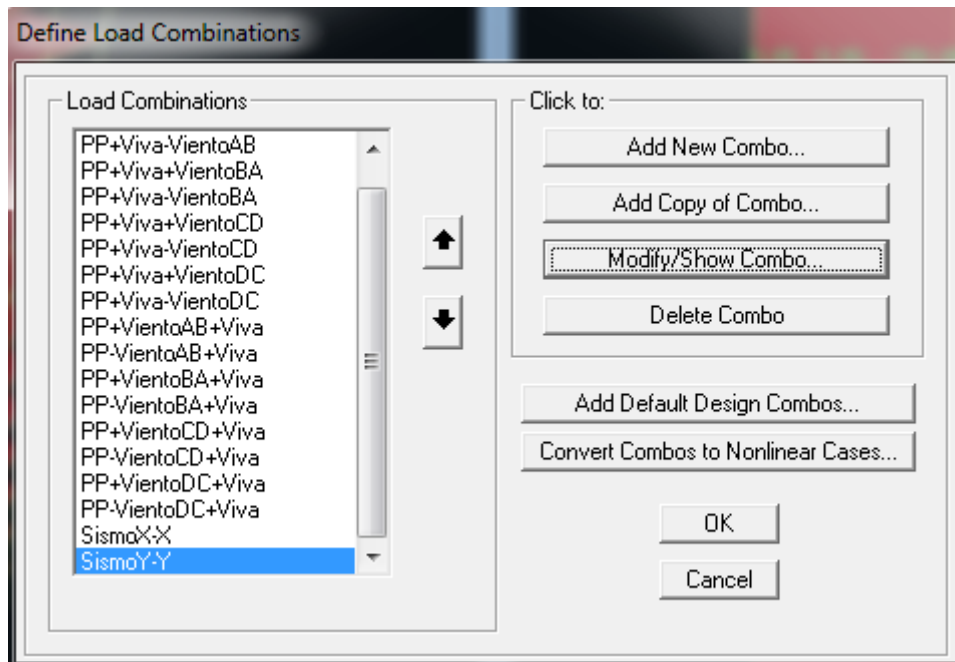
Para “*Sismo Y-Y*”:

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'Load Combination Name (User-Generated)' field is set to 'SismoY-Y'. The 'Load Combination Type' dropdown is set to 'Envelope'. The 'Options' section has two buttons: 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Peso Propio	Linear Static	1.
Peso Propio	Linear Static	1.
SismoY	Response Spectrum	1.
Carga viva	Linear Static	0,6

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are located to the right of the table. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

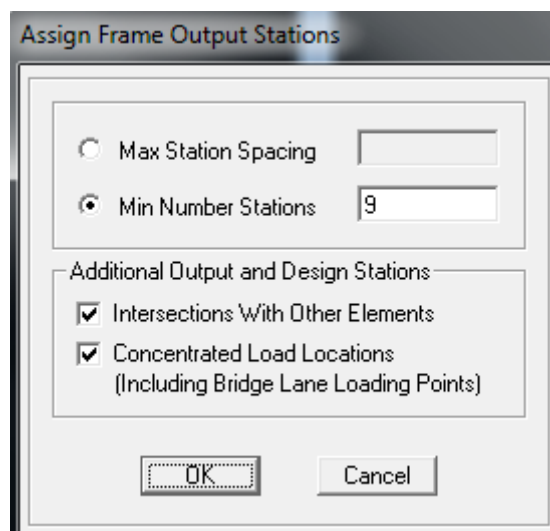
Definido esto, ya tenemos definida toda la estructura y todas las combinaciones de cargas que actúan sobre ella:



4.3.4. Análisis de la estructura. Resultados.

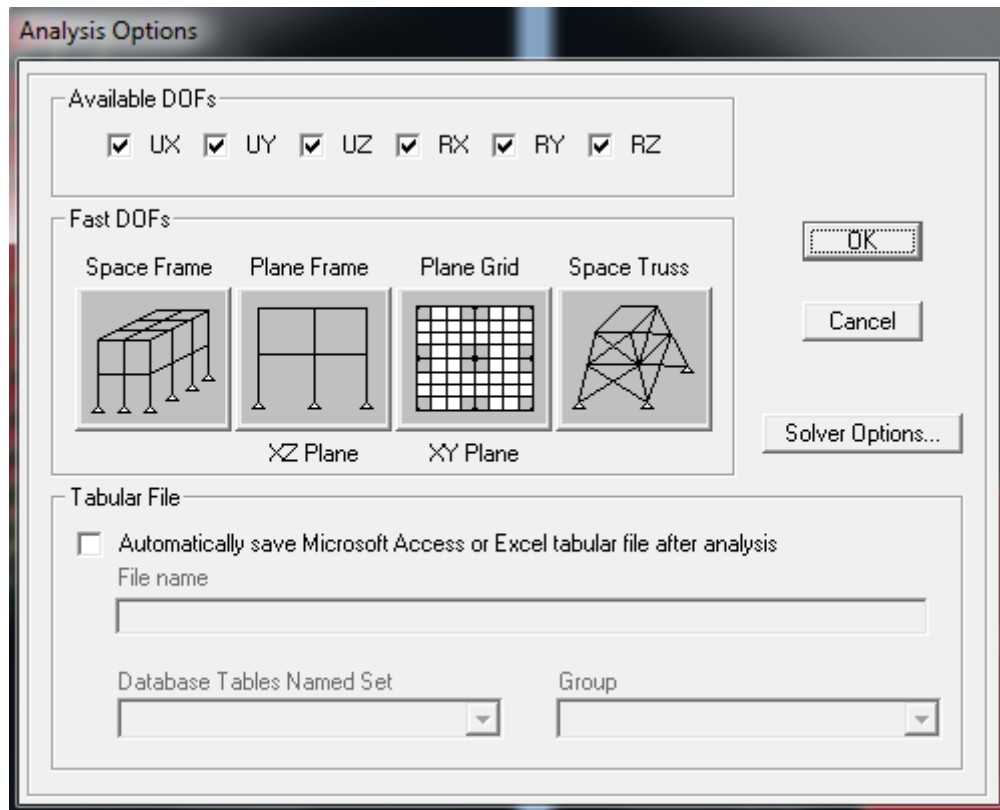
4.3.4.1. Análisis.

Antes de calcular, conviene saber que por defecto el programa divide cada barra en 9 tramos (ello provoca, por ejemplo, que gráficas de flectores correspondientes a cargas uniformes se representen con poligonales como si se tratara de cargas puntuales). Si se desea que este número sea mayor en alguna de las barras se debe seleccionar la barra en cuestión y después abrir el menú *Assign-->Frame-->Output Stations*.



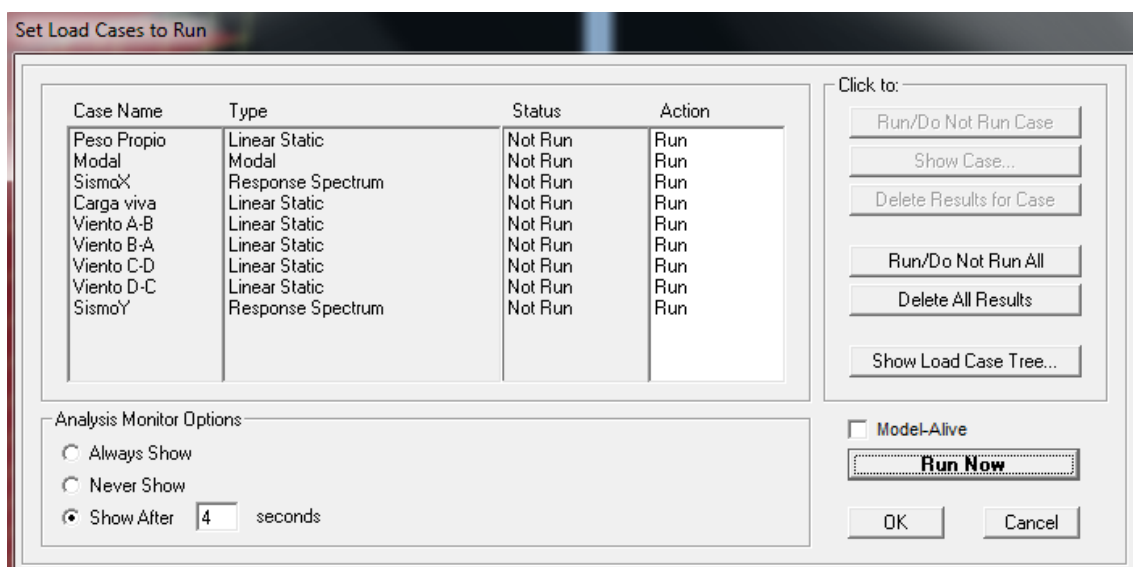
En la ventana emergente podremos cambiar el número de tramos en el submenú “*Min Number.Stations*”. Nosotros lo dejaremos en 9.

Definido esto ya podemos seguir con el cálculo. Para ello abriremos el menú *Analyze-->Set Analysis Options*.



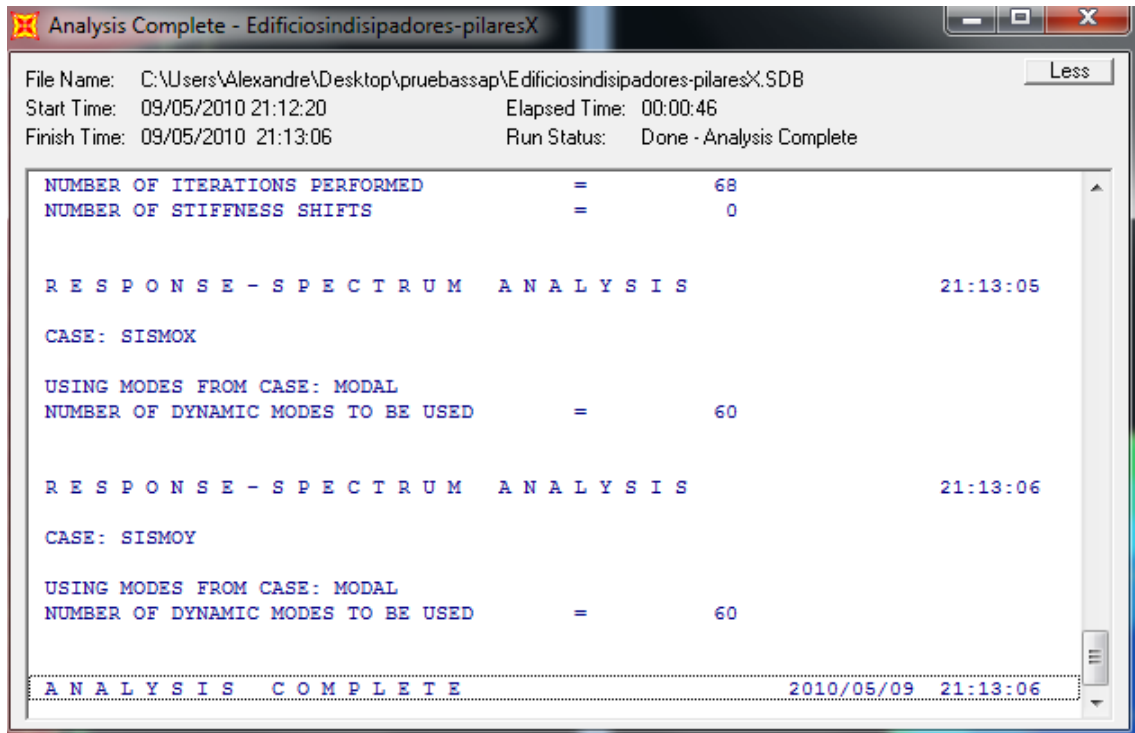
Si estuviéramos calculando un pórtico plano, podríamos escoger que el programa sólo calcule los elementos de la matriz de rigidez correspondientes a dicho caso, ahorrándonos así tiempo de cálculo y listados innecesarios. Pero dado que queremos analizar el comportamiento de toda la estructura, escogeremos el caso del pórtico en 3D.

Indicado esto, abrimos el menú *Analyze-->Run analysis*

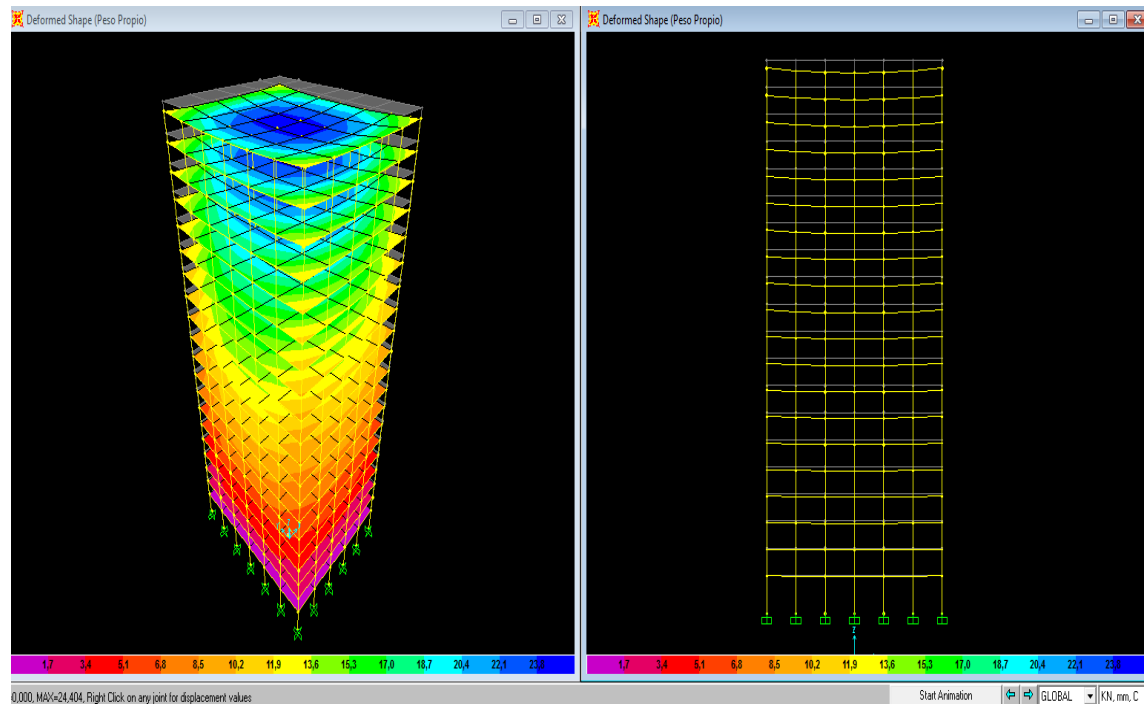


En la ventana anterior aparece un cuadro de diálogo con los casos a analizar. Podemos escoger uno a uno que casos analizar y cuáles no. Como queremos analizar todas las combinaciones

pulsaremos sobre el botón “Run/Do no trun All”. Ahora ya podremos iniciar el proceso de cálculo pulsando sobre el botón “Run Now”. Al cabo de unos segundos obtenemos una información como la que aparece en la figura siguiente, informándonos del resultado del análisis y si han aparecido o no errores durante el proceso de cálculo.

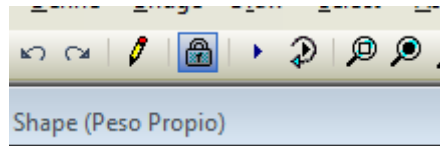


Tras terminar el análisis, se obtiene una imagen de la estructura deformada (las deformaciones aparecen en esta ventana multiplicadas por un coeficiente para que sean apreciables).



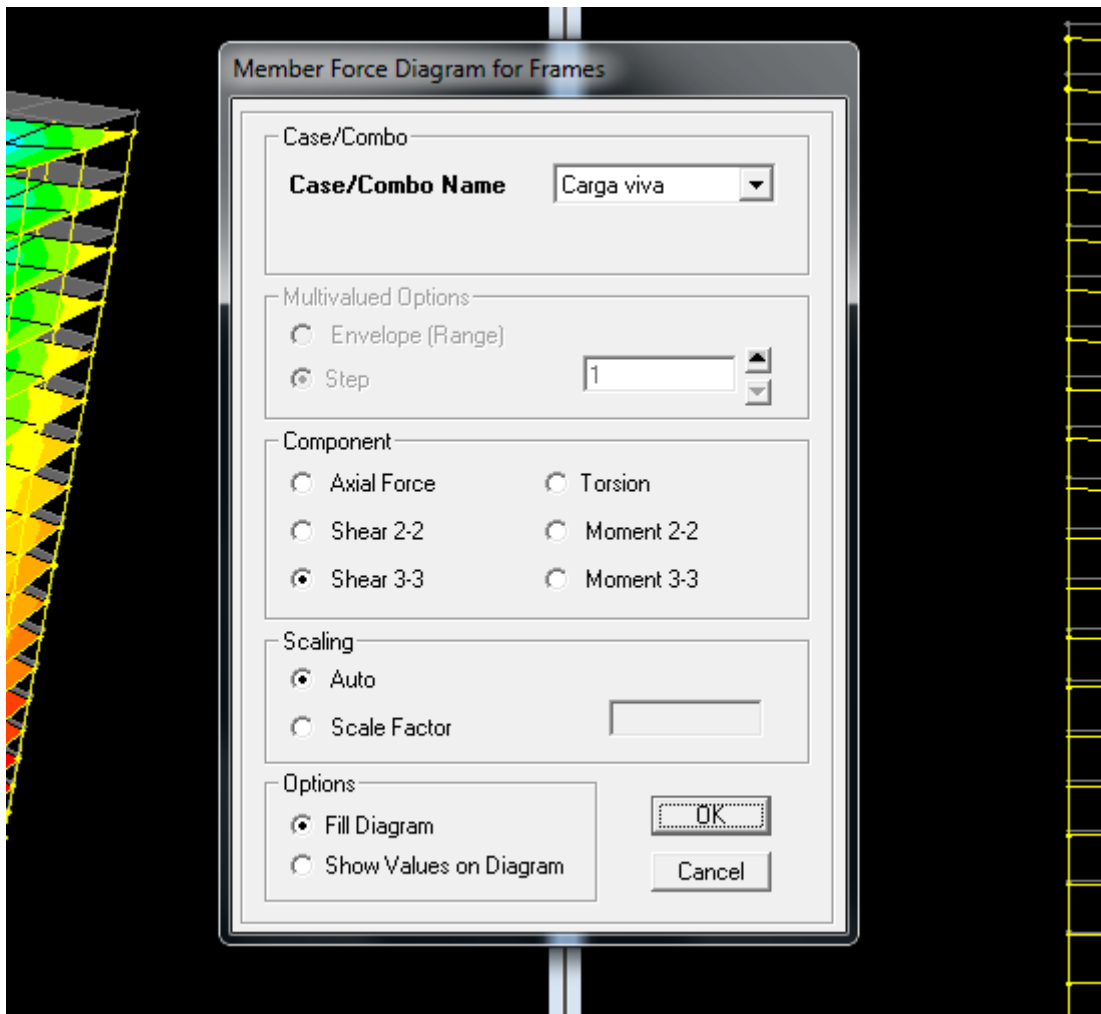
Algo a tener en cuenta es que una vez la estructura ha sido calculada el icono de la barra de herramientas que representa un candado aparecerá cerrado. Ello significa que los datos de la estructura quedan bloqueados.

Si deseamos introducir algún cambio (valores de las acciones, geometría, coacciones, etc..) se debe pulsar este botón primero para desbloquear la estructura, con lo que el programa advertirá que todos los resultados obtenidos con los datos anteriores quedarán borrados en ese instante.

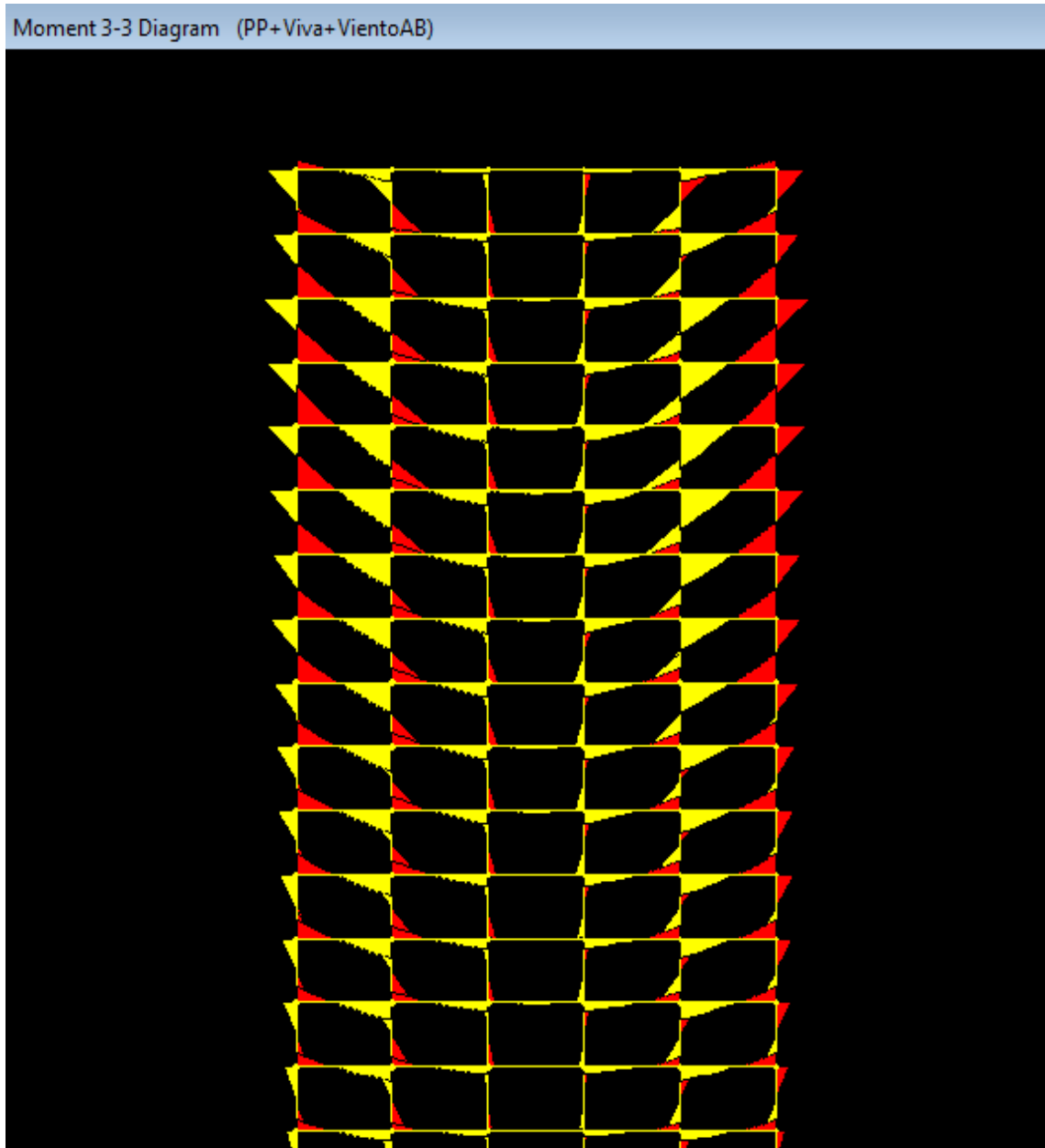


4.3.4.2. Gráficas de las solicitaciones, reacciones en los apoyos, gráficas de deformadas.

Para obtener las gráficas de solicitaciones de la estructura se emplea el menú *Display-->Show Forces/Stresses* y se escoge el tipo de elemento en que queremos consultar los resultados: “*Joints*” (nudos), “*Frames*” (barras) o “*Shell*” (áreas). También se puede pinchar sobre el icono correspondiente de la barra de herramientas superior. Si escogemos la opción correspondiente a “*Frames*” se obtiene un cuadro de diálogo como el de la figura siguiente.

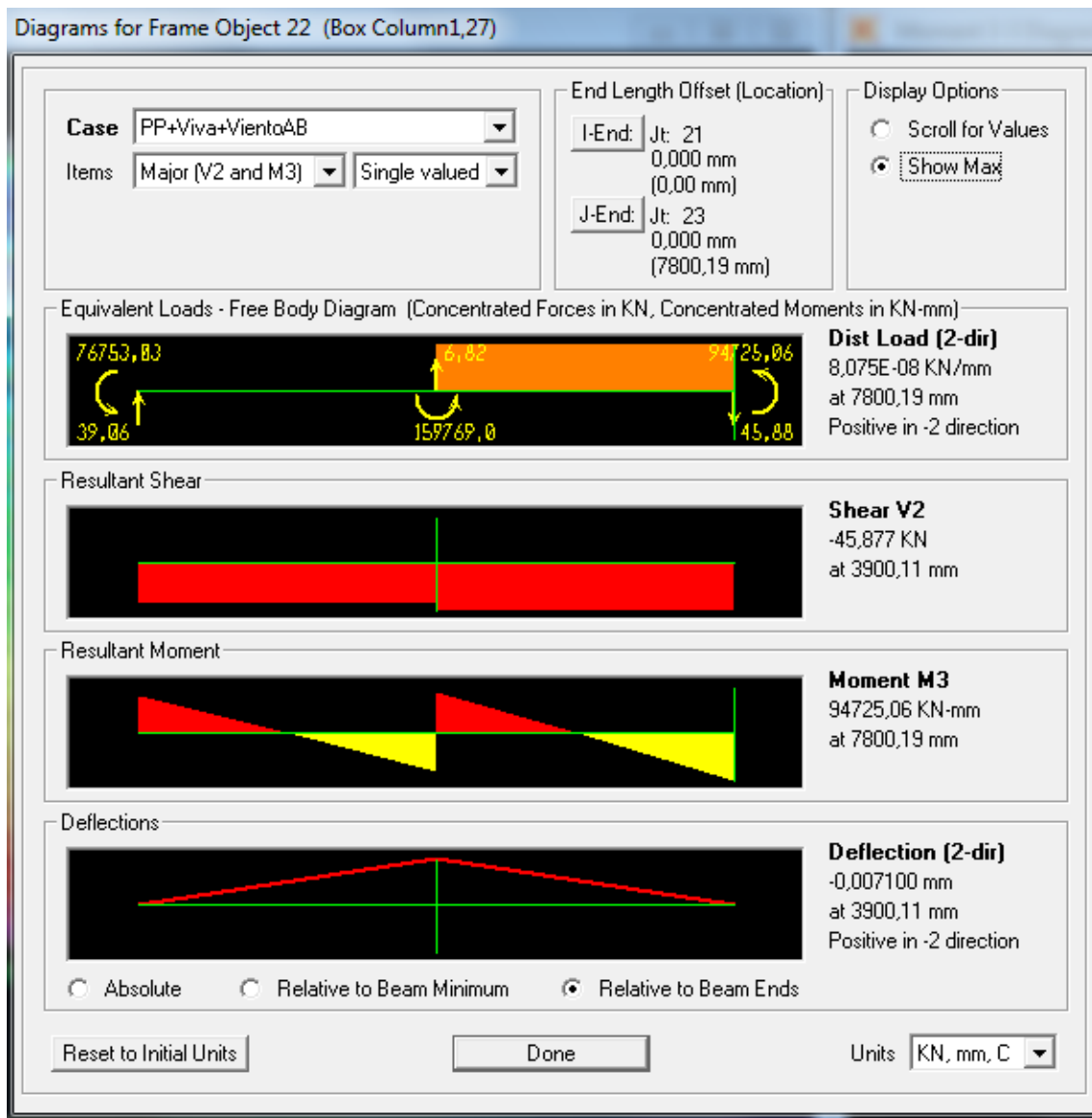


En la ventana emergente podremos escoger la hipótesis de carga (simple o combinación) de la que deseamos conocer los resultados, así como el tipo de esfuerzo deseado (Axiles, Cortantes o Momentos), seleccionamos por ejemplo “*Moment 3-3*” y obtenemos la siguiente gráfica.



Si se desactiva la casilla de verificación de “*Fill Diagram*” se mostrarán los valores numéricos más significativos sobre la gráfica.

Pulsando con el botón derecho del ratón sobre una cualquiera de las barras se obtiene un detalle del esfuerzo que esté representado sobre la gráfica así como información adicional.



En el submenú “Case” escogeremos el tipo de hipótesis de carga que queremos comprobar en la barra.

En el submenú “Items” podremos escoger que tipos de diagramas comprobar (“Axial”, “M3” y la gráfica de cortantes asociada “V2”, la flecha, etc..)

En el submenú “Display Options” podremos marcar que nos marque los valores máximos, o el valor en cualquier punto que escojamos.

Por ejemplo, en nuestro caso que hemos escogido la opción de momentos “M3”, se mostrará también la gráfica de cortantes asociada “V2”, y la flecha.

Si queremos ver las gráficas de solicitaciones de nuestros elementos áreas tendremos que abrir el menú *Display-->Show Forces/Stresses-->Shells*.

Member Force Diagram

Case/Combo
Case/Combo Name Peso Propio

Component Type
☒ Resultant Forces
☐ Shell Stresses
☐ Shell Layer Stresses
☐ Concrete Design

Multivalued Options
☐ Envelope Max
☐ Envelope Min
☒ Step 1

Contour Range
 Min 0. Max 0.
 Set To Default Contour Range

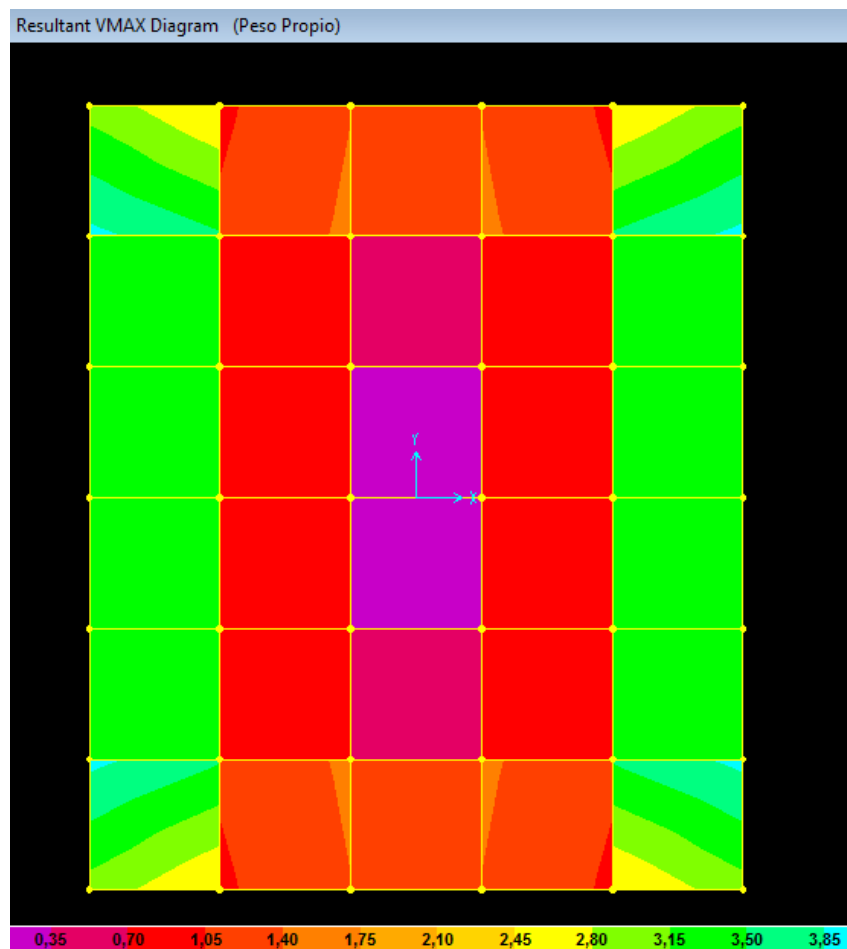
Stress Averaging
☐ None
☒ At All Joints
☐ Over Objects and Groups Set Groups...

Miscellaneous Options
☒ Show Deformed Shape
☐ Show Continuous Contours (Enhanced Graphics)

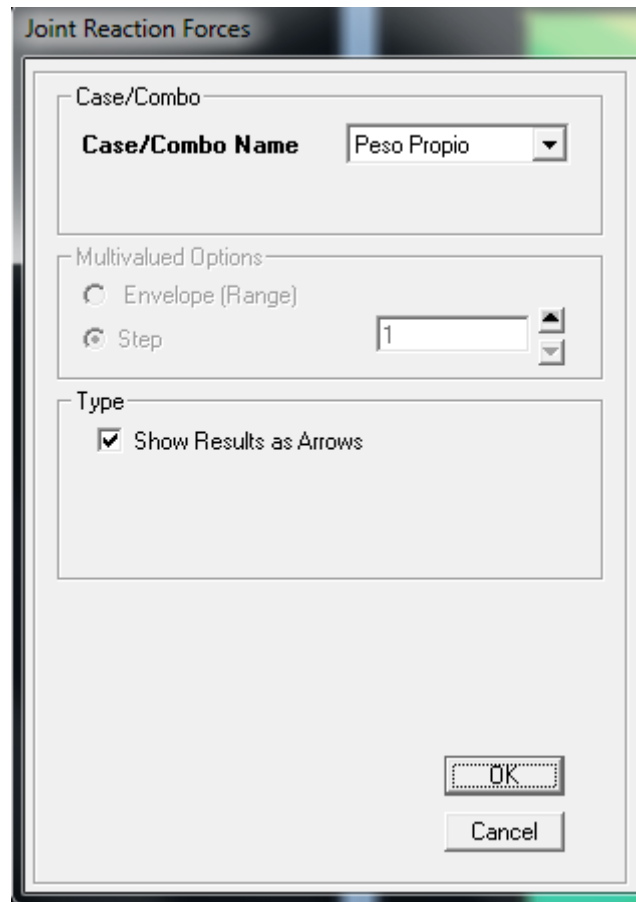
Component
☐ F11 ☐ M11 ☐ V13
☐ F22 ☐ M22 ☐ V23
☐ F12 ☐ M12 ☒ VMax
☐ FMax ☐ MMax
☐ FMin ☐ MMin
☐ FVM

OK Cancel

En la ventana emergente podremos seleccionar de la misma manera que con las barras los diagramas que queremos comprobar. Seleccionamos por ejemplo “VMax”.

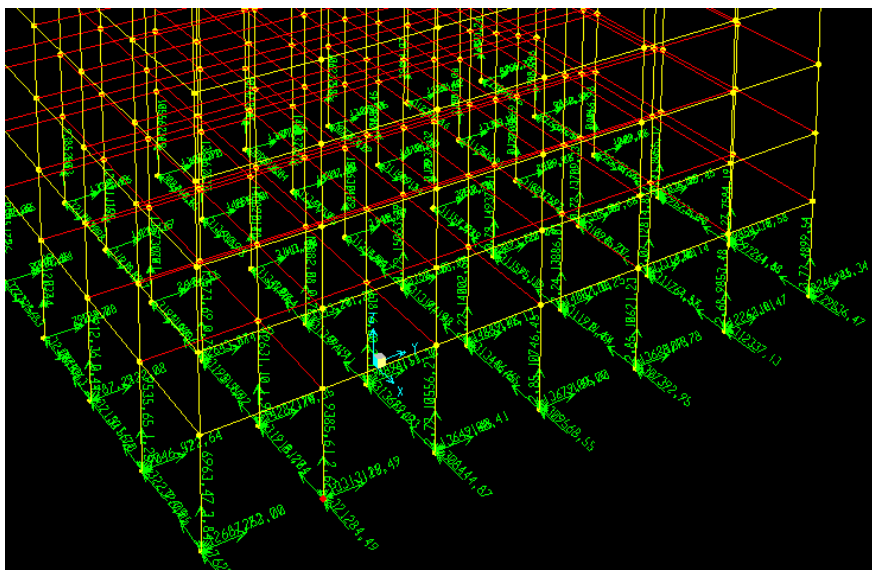


Para obtener las reacciones en los apoyos abriremos el menú *Display-->Show Forces/Stresses-->Joints*.



En la ventana emergente que aparece, bastará con escoger la hipótesis o combinación de carga deseada, seleccionar el tipo “*Reactions*” y activar la casilla de verificación “*Show as Arrows*”.

Los momentos en dichos apoyos aparecerán representados en forma de vector, indicado según la convención habitual el eje alrededor del cual se produce el momento y su sentido. Por esto no es posible ver dichos valores en una vista 2D, se ha de escoger una vista en perspectiva.



De la misma forma que con las barras, si se quiere observar los valores en un solo nudo, basta con hacer click derecho del ratón encima del mismo.

Joint Object 831		Joint Element 831		
	1	2	3	
Force	-8,204	115,491	9385,611	
Moment	-321284,	-13313,22	-2,624	

Para obtener la deformada de cualquier hipótesis de carga (simple o combinación), basta con abrir el menú *Display-->Show Deformed Shape*.

Deformed Shape

Case/Combo
Case/Combo Name SismoY-Y

Multivalued Options
☒ Envelope (Max or Min)
☐ Step

Scaling
☒ Auto
☐ Scale Factor

Area Contours
☒ Draw displacement contours on area objects
☐ Show displacement contours as lines

Area Contour Component
☐ Ux
☐ Uy
☐ Uz
☒ Resultant Magnitude
☐ Area 1 Axis
☐ Area 2 Axis
☐ Area 3 Axis
☐ Show Continuous Contours

Area Contour Range
 Min 0, Max 0,

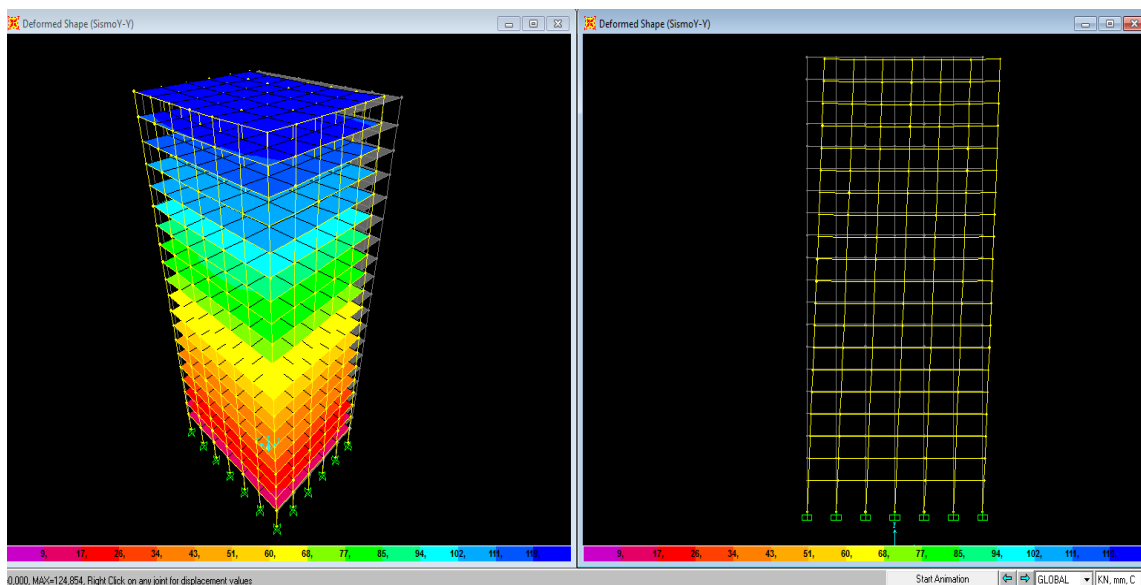
Options
☒ Wire Shadow
☐ Cubic Curve

OK Cancel

En la ventana emergente que nos aparece tendremos múltiples opciones:

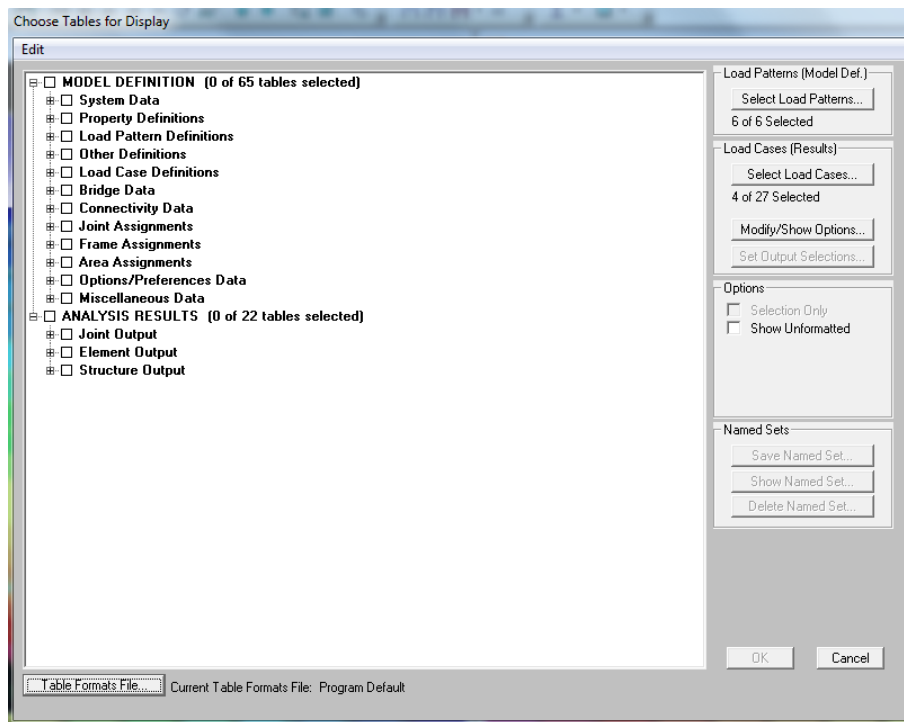
- En el submenú “*Case/Combo*” seleccionaremos nuestra hipótesis.
- En el submenú “*scaling*” elegiremos nuestro factor de escala, la mejor opción es dejarlo en “auto”.
- En el submenú “*Area Contours*” marcaremos la opción “*Draw displacements contours on area objects*” para comprobar nuestros desplazamientos con diferentes colores.
- En el submenú “*Area Contour component*” escogeremos el desplazamiento que queremos observar.
- En el submenú “*Options*” marcaremos la opción “*Wire Shadow*” que nos mostrara la posición original de todos los puntos.

Escogeremos la hipótesis “Sismo Y-Y” en este ejemplo para observar su deformada.



4.3.4.3. Listados de los Resultados.

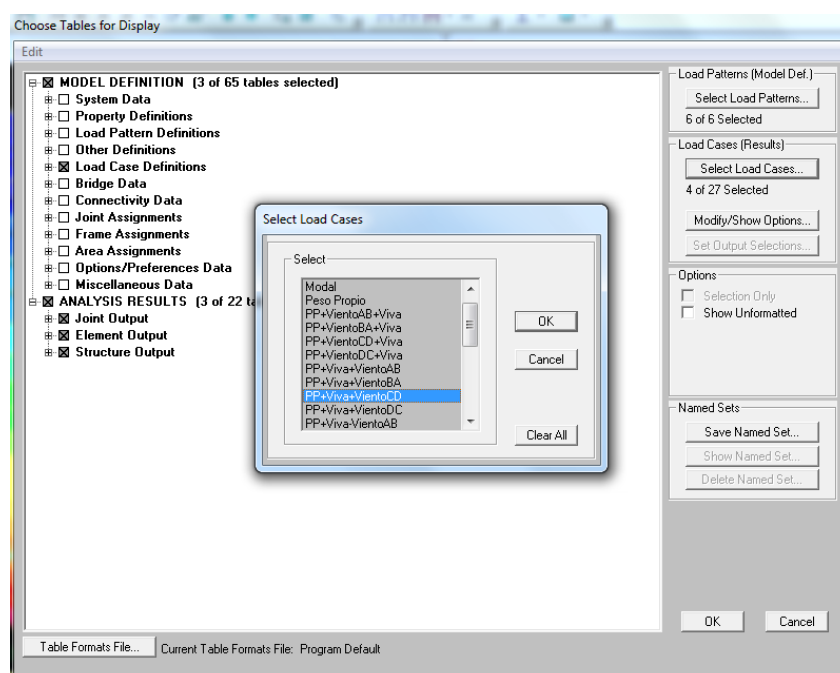
Siempre es conveniente disponer de los listados de los resultados obtenidos en el análisis además de los gráficos en sí mismos. Para acceder a los listados se debe abrir el menú *Display-->Show Tables*.



En la ventana emergente nos aparecen los diferentes tipos de listados:

- Los listados correspondientes a “*Model Definition*” hacen referencia a los datos introducidos por el usuario para el cálculo. Conviene cotejar estos listados en busca de errores en los datos aportados (inercias, orientación de barras, materiales, etc.).
- Los listados correspondientes a “*Análisis Results*” comprenden todos aquellos datos, resultado del cálculo efectuado por el programa.

Pulsando sobre el botón “*Select Analysis Cases*” se pueden elegir además las hipótesis de carga a mostrar. Al hacer click en “*Ok*”, se visualizará el listado seleccionado.



Desde aquí podremos mostrar de forma ordenada todos nuestros datos de interés. Desde las reacciones en cada nudo, desplazamientos, tipos de carga, corte basal, reacciones en los apoyos, etc....

4.4. Tablas y gráficas de los resultados de nuestra estructura.

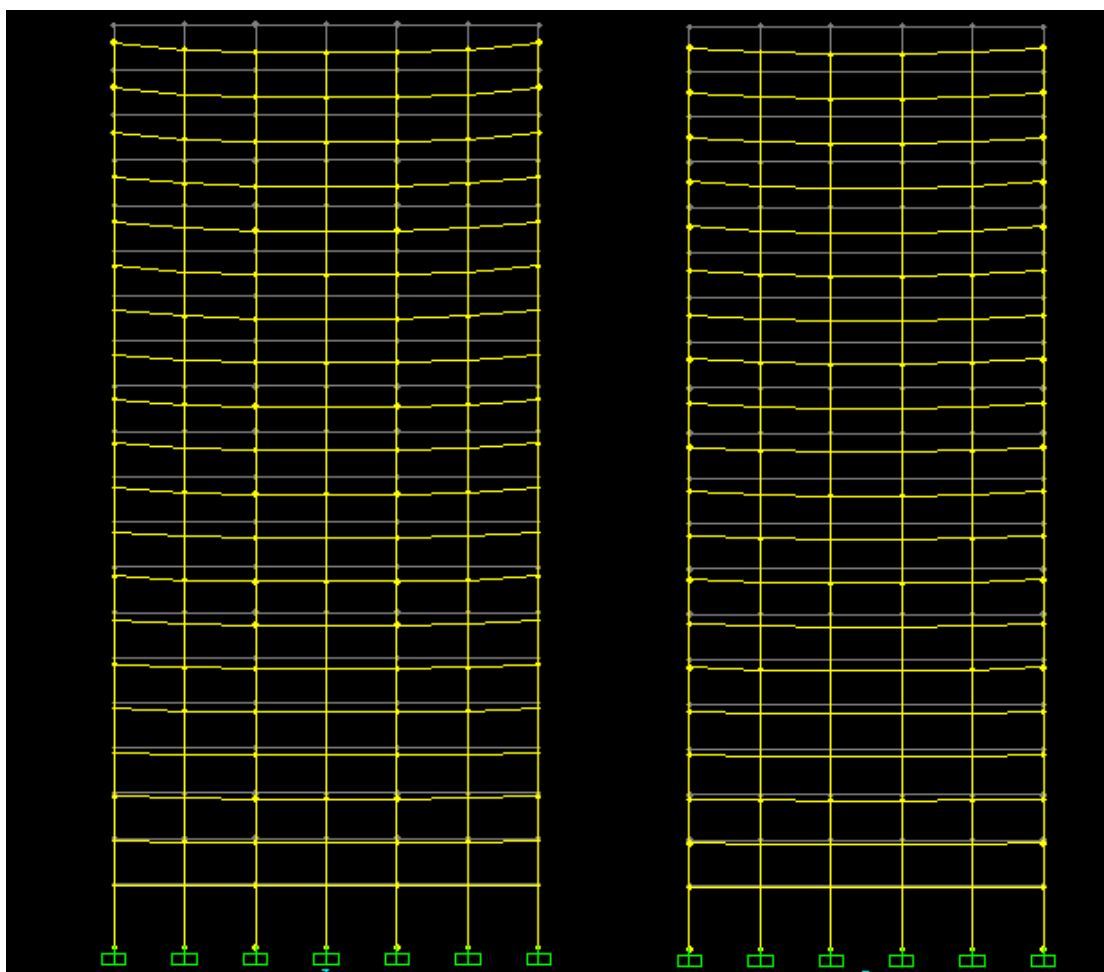
Una vez modelada y analizada nuestra estructura en el SAP2000 podemos dar datos conclusos sobre la respuesta de esta a las diferentes hipótesis de carga. A continuación se muestra un conjunto de tablas y graficas mostrando el comportamiento de esta a las diferentes hipótesis. Dado que el proyecto actual está centrado en el comportamiento de una estructura contra sismos utilizando o sin utilizar disipadores, nos limitaremos a dar exclusivamente los resultados de los desplazamientos y las reacciones en los apoyos de las diferentes hipótesis.

Para las combinaciones de viento, solo escogeremos dos de ellas. Ya que el “Viento A-B” es simétrico al “Viento B-A” y el “Viento C-D” simétrico al “Viento D-C”.

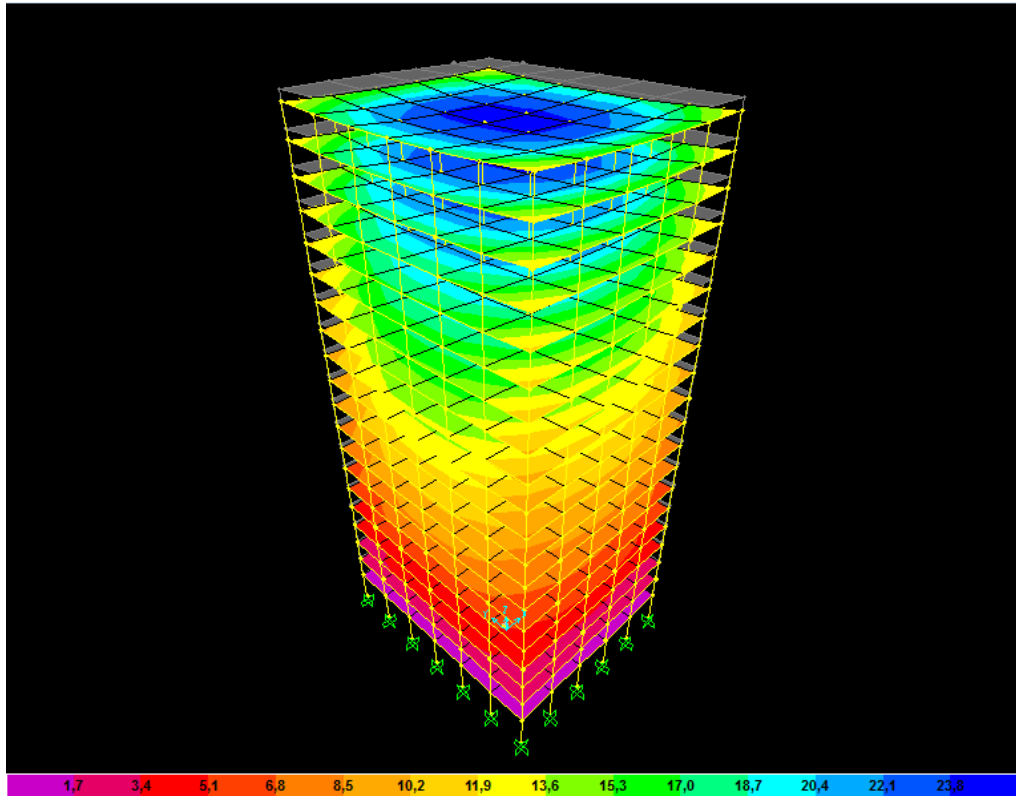
Posteriormente también se expondrá el cortante basal y los desplazamientos de las dos hipótesis de sismo, que son al fin y al cabo las que tenemos que analizar a conciencia para realizar posteriormente nuestra comparación con la estructura con disipadores.

4.4.1. Peso Propio

4.4.1.1. Deformada y Tabla de desplazamientos.



El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.

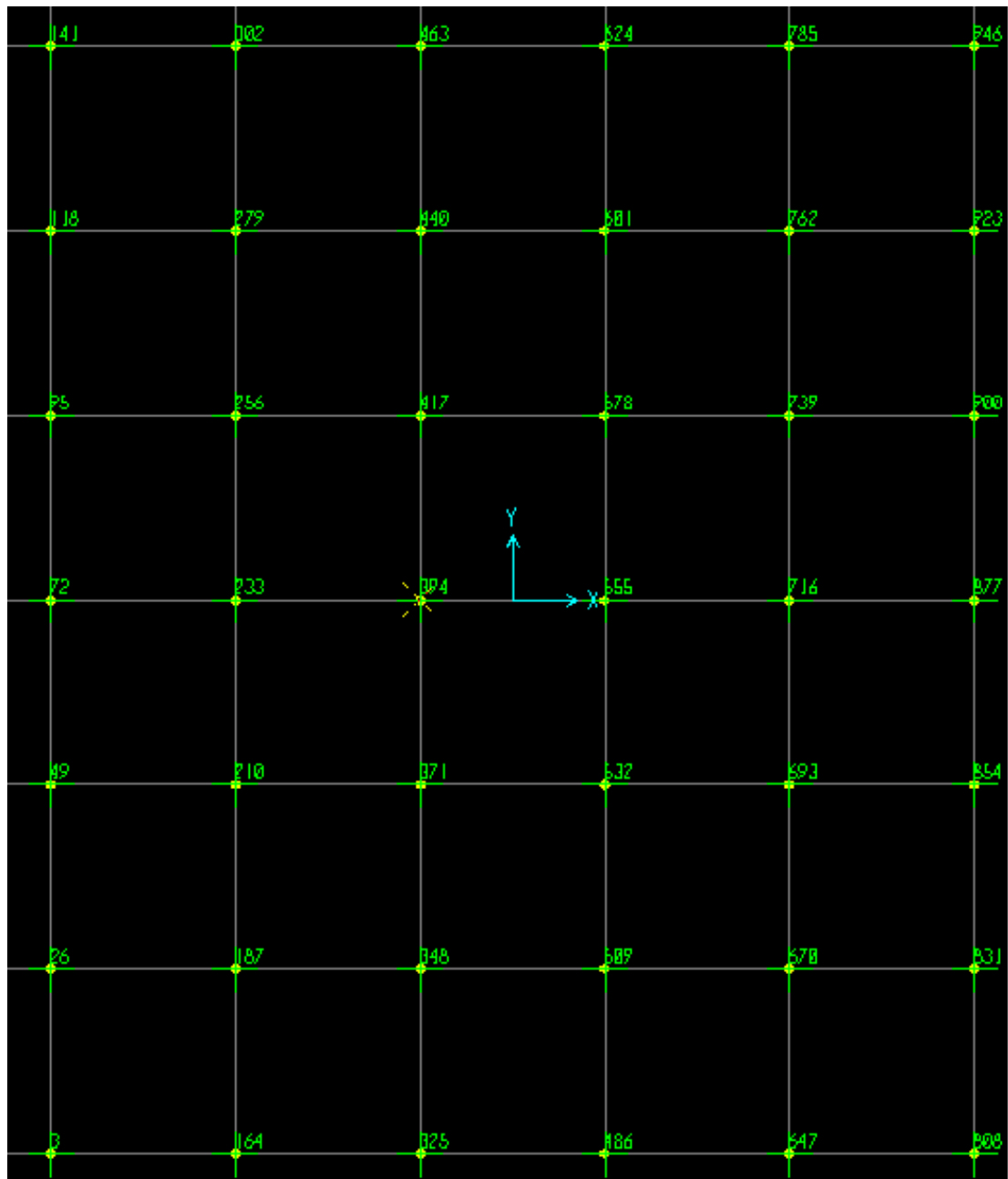


Dado la gran cantidad de nudos en nuestra estructura, se han elegido los nudos que ocupan el centro de cada planta para esta tabla de desplazamientos. En ella se puede observar lo que se desplaza cada nudo en las tres direcciones a consecuencia del peso propio.

Desplazamientos por planta			
Planta	U1	U2	U3
	mm	mm	mm
PªCalle	0	0	0
1	5,226E-16	4,689E-17	-2,149776
2	1,545E-15	-2,982E-16	-3,595746
3	3,065E-15	-9,849E-16	-4,960936
4	5,103E-15	-1,818E-15	-6,245616
5	7,622E-15	-2,932E-15	-8,013568
6	1,094E-14	-4,606E-15	-9,666354
7	1,467E-14	-6,432E-15	-11,204485
8	1,894E-14	-8,597E-15	-12,631719
9	2,316E-14	-1,025E-14	-13,945675
10	2,808E-14	-1,219E-14	-15,14651
11	3,501E-14	-1,366E-14	-16,450605
12	4,159E-14	-1,491E-14	-17,62194
13	4,917E-14	-1,619E-14	-18,66053
14	5,777E-14	-1,834E-14	-19,994975
15	6,736E-14	-2,041E-14	-21,13123
16	7,85E-14	-2,224E-14	-22,070444
17	9,049E-14	-2,359E-14	-22,908789
18	1,029E-13	-2,868E-14	-23,533449
19	1,152E-13	-2,933E-14	-24,113927
Tejado	1,277E-13	-3,215E-14	-24,404114

4.4.1.2. Reacciones en los apoyos.

A continuación se muestran las reacciones en los 42 apoyos de la estructura por consecuencia del Peso Propio. También se muestra un plano de todos los nudos y su número para saber su correcta localización.

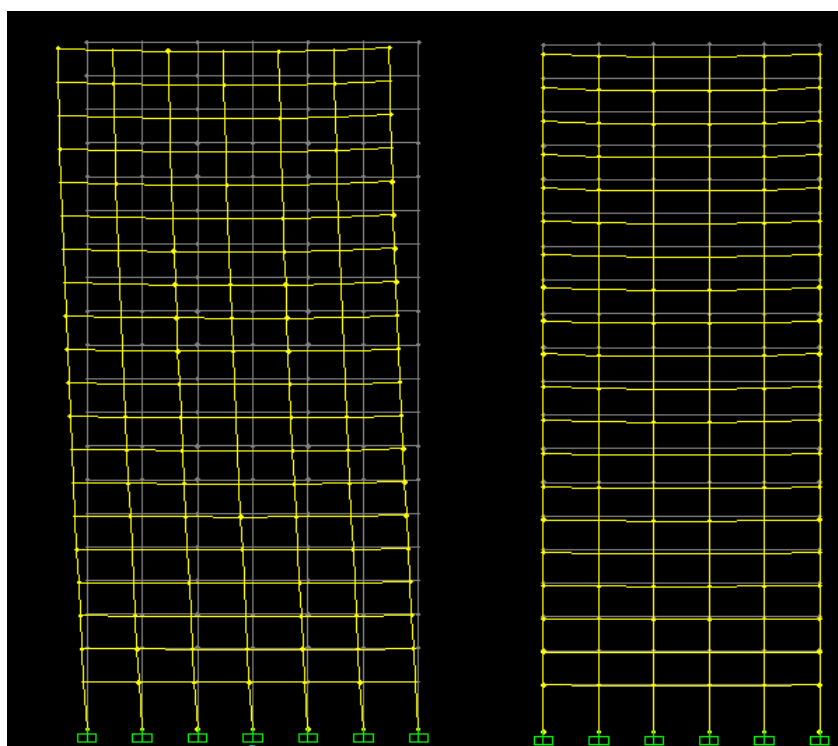
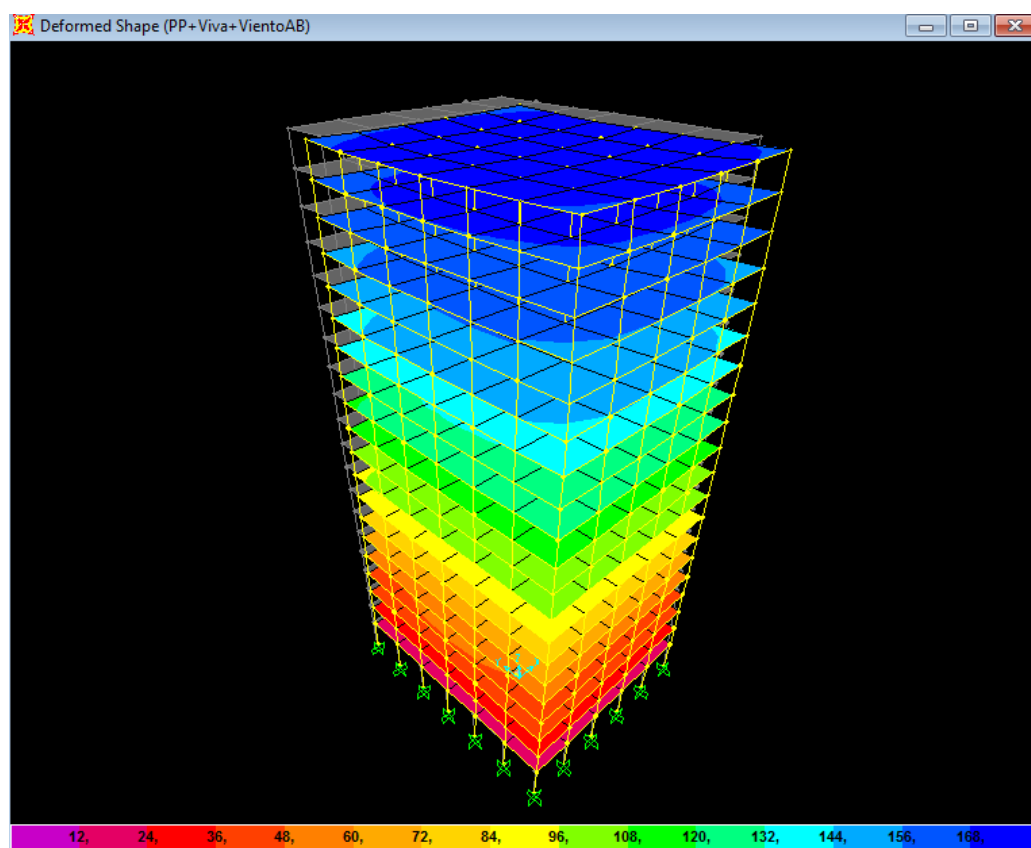


Reacciones en los apoyos						
Nudo	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	2,179	2,248	2088,379	-4021,44	3900,95	-0,004645
26	2,66	0,874	3256,303	-1560,08	4313,69	-0,008584
49	2,859	0,094	3571,176	-154,27	4631,2	-0,01059
72	2,873	4,036E-15	3625,264	-1,066E-11	4652,31	-4,626E-14
95	2,859	-0,094	3571,176	154,27	4631,2	0,01059
118	2,66	-0,874	3256,303	1560,08	4313,69	0,008584
141	2,179	-2,248	2088,379	4021,44	3900,95	0,004645
164	1,93	1,255	2987,358	-2247,21	3142,78	-0,01119
187	2,625	0,849	4213,575	-1505,89	4256,11	-0,01182
210	2,86	0,153	4595,811	-255,64	4633,35	-0,01036
233	2,876	-4,283E-15	4649,331	6,266E-12	4657,96	-4,641E-14
256	2,86	-0,153	4595,811	255,64	4633,35	0,01036
279	2,625	-0,849	4213,575	1505,89	4256,11	0,01182
302	1,93	-1,255	2987,358	2247,21	3142,78	0,01119
325	0,179	1,368	3124,259	-2447,58	286,69	0,0014
348	0,503	0,95	4498,395	-1681,54	807,69	-0,0006467
371	0,61	0,171	4927,536	-284,86	978,76	-0,002118
394	0,619	-6,897E-15	4983,195	1,281E-11	993,22	-4,639E-14
417	0,61	-0,171	4927,536	284,86	978,76	0,002118
440	0,503	-0,95	4498,395	1681,54	807,69	0,0006467
463	0,179	-1,368	3124,259	2447,58	286,69	-0,0014
486	-0,179	1,368	3124,259	-2447,58	-286,69	-0,0014
509	-0,503	0,95	4498,395	-1681,54	-807,69	0,0006467
532	-0,61	0,171	4927,536	-284,86	-978,76	0,002118
555	-0,619	7,723E-16	4983,195	6,531E-13	-993,22	-4,636E-14
578	-0,61	-0,171	4927,536	284,86	-978,76	-0,002118
601	-0,503	-0,95	4498,395	1681,54	-807,69	-0,0006467
624	-0,179	-1,368	3124,259	2447,58	-286,69	0,0014
647	-1,93	1,255	2987,358	-2247,21	-3142,78	0,01119
670	-2,625	0,849	4213,575	-1505,89	-4256,11	0,01182
693	-2,86	0,153	4595,811	-255,64	-4633,35	0,01036
716	-2,876	-2,56E-14	4649,331	5,041E-11	-4657,96	-4,599E-14
739	-2,86	-0,153	4595,811	255,64	-4633,35	-0,01036
762	-2,625	-0,849	4213,575	1505,89	-4256,11	-0,01182
785	-1,93	-1,255	2987,358	2247,21	-3142,78	-0,01119
808	-2,179	2,248	2088,379	-4021,44	-3900,95	0,004645
831	-2,66	0,874	3256,303	-1560,08	-4313,69	0,008584
854	-2,859	0,094	3571,176	-154,27	-4631,2	0,01059
877	-2,873	-1,719E-14	3625,264	3,691E-11	-4652,31	-4,601E-14
900	-2,859	-0,094	3571,176	154,27	-4631,2	-0,01059
923	-2,66	-0,874	3256,303	1560,08	-4313,69	-0,008584
946	-2,179	-2,248	2088,379	4021,44	-3900,95	-0,004645

4.4.2. Peso Propio+Viva+VientoA-B

4.4.2.1. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



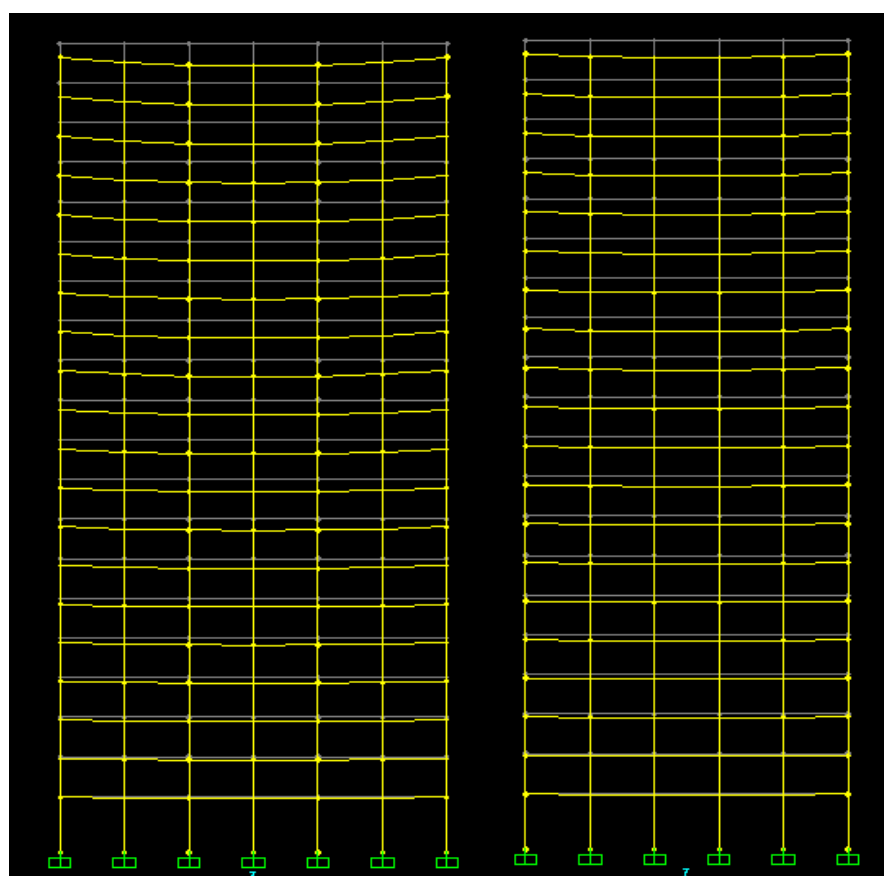
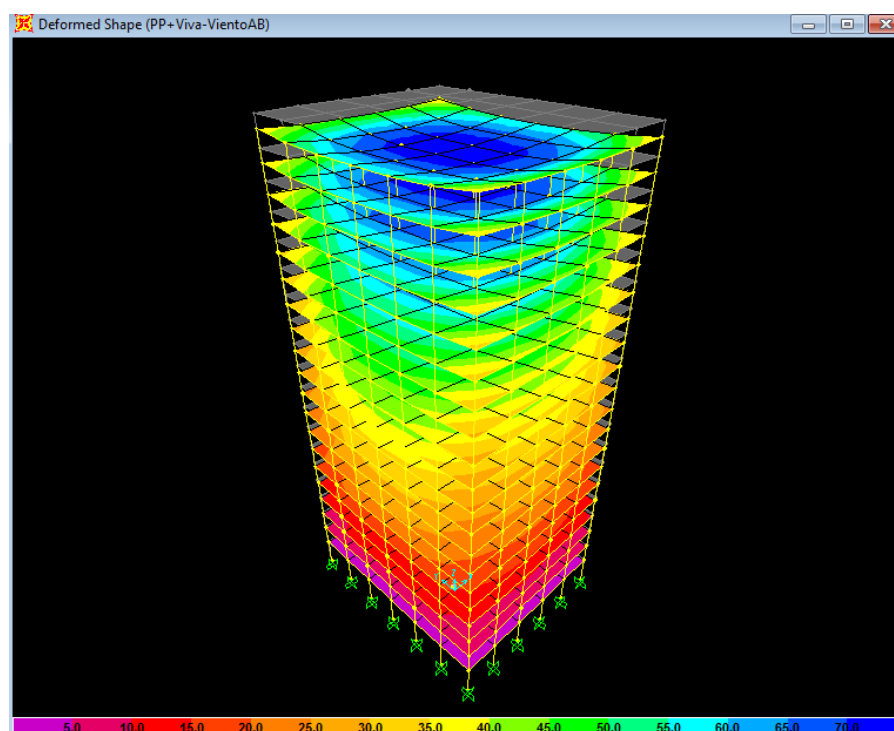
4.4.2.2. Reacciones en los apoyos.

Reacciones en los apoyos						
Nudo	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	7,044	411,013	6718,224	-1255449,2	12610,77	6,41
26	7,128	190,418	7662,72	-531788,69	11575,77	4,4
49	7,063	180,417	8804,305	-513627,27	11441,4	4,68
72	7,076	181,671	8991,361	-515949,16	11458,76	4,76
95	7,039	179,899	8914,513	-512768,81	11398,69	4,73
118	6,063	186,186	8442,597	-524240,03	9818,09	4,44
141	2,919	401,218	3273,363	-1232504,4	5220,97	6,39
164	4,443	197,261	8828,502	-524318,17	7221,46	2,09
187	7,51	188,902	10459,276	-529004,92	12196,67	3,34
210	7,615	185,053	11499,299	-522047,02	12344,79	3,65
233	7,594	185,224	11685,237	-522411,7	12307,36	3,71
256	7,524	184,199	11615,517	-520604,49	12192,96	3,7
279	6,52	185,257	10765,131	-522571,64	10569,54	3,41
302	5,25	191,429	5576,823	-508330,02	8565,21	2,12
325	0,35	196,108	9102,411	-522207,32	553,98	0,72
348	1,382	188,953	11257,391	-529079,83	2223,22	1,19
371	1,63	184,856	12385,87	-521677,05	2620,08	1,3
394	1,623	184,947	12562,595	-521908,17	2606,35	1,32
417	1,581	183,92	12479,035	-520105,85	2538,5	1,31
440	1,289	184,765	11483,709	-521694,86	2069,07	1,19
463	0,587	189,786	6007,098	-505353,82	947,76	0,7
486	-0,35	196,108	9102,403	-522207,37	-551,68	-0,71
509	-1,382	188,953	11257,381	-529079,87	-2221,63	-1,18
532	-1,63	184,856	12385,824	-521676,96	-2619,6	-1,3
555	-1,623	184,947	12562,481	-521908,38	-2607,67	-1,32
578	-1,581	183,92	12479,24	-520106,77	-2538,9	-1,31
601	-1,288	184,764	11484,159	-521693,57	-2067,7	-1,19
624	-0,592	189,785	6005,835	-505351,02	-957,07	-0,7
647	-4,442	197,261	8828,452	-524318,32	-7219,3	-2,09
670	-7,51	188,902	10459,229	-529005,11	-12195,29	-3,34
693	-7,615	185,053	11499,207	-522046,85	-12344,01	-3,65
716	-7,595	185,223	11684,829	-522411,41	-12309,08	-3,7
739	-7,528	184,2	11615,207	-520605,96	-12200,32	-3,7
762	-6,522	185,256	10765,682	-522571,11	-10573,05	-3,41
785	-5,242	191,428	5575,5	-508327,07	-8553,97	-2,12
808	-7,044	411,013	6718,109	-1255449,7	-12610,12	-6,37
831	-7,128	190,418	7662,588	-531789,05	-11574,48	-4,4
854	-7,063	180,417	8804,216	-513627,29	-11440,55	-4,68
877	-7,077	181,67	8990,733	-515947,55	-11459,58	-4,76
900	-7,042	179,899	8912,623	-512768,76	-11405,08	-4,73
923	-6,065	186,189	8442,206	-524246,32	-9821,93	-4,44
946	-2,911	401,224	3277,772	-1232515,3	-5206,73	-6,35

4.4.3. Peso Propio+Viva-VientoA-B

4.4.3.1. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



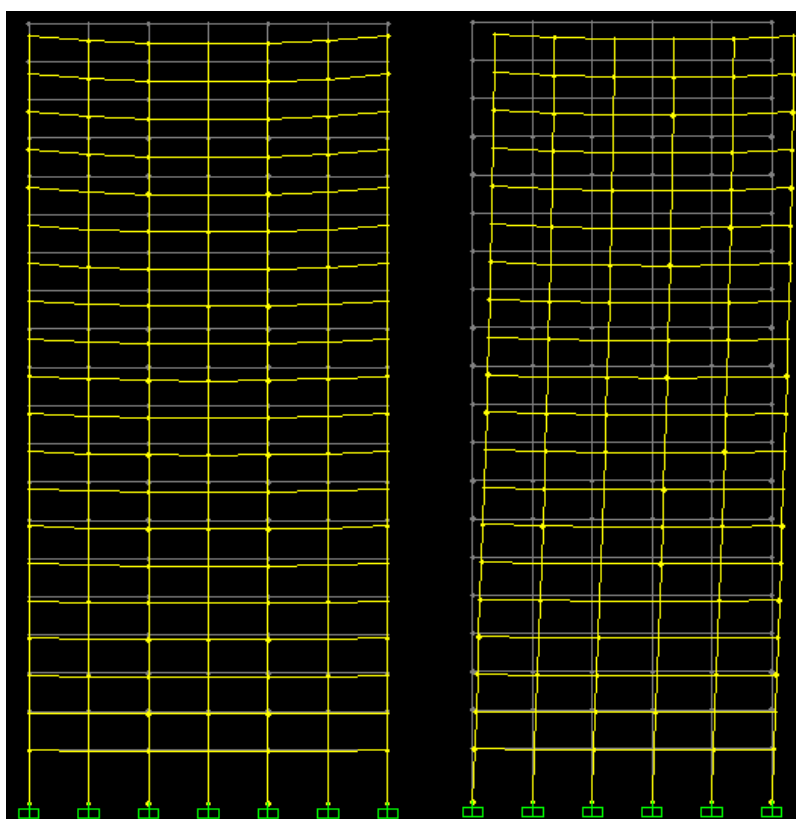
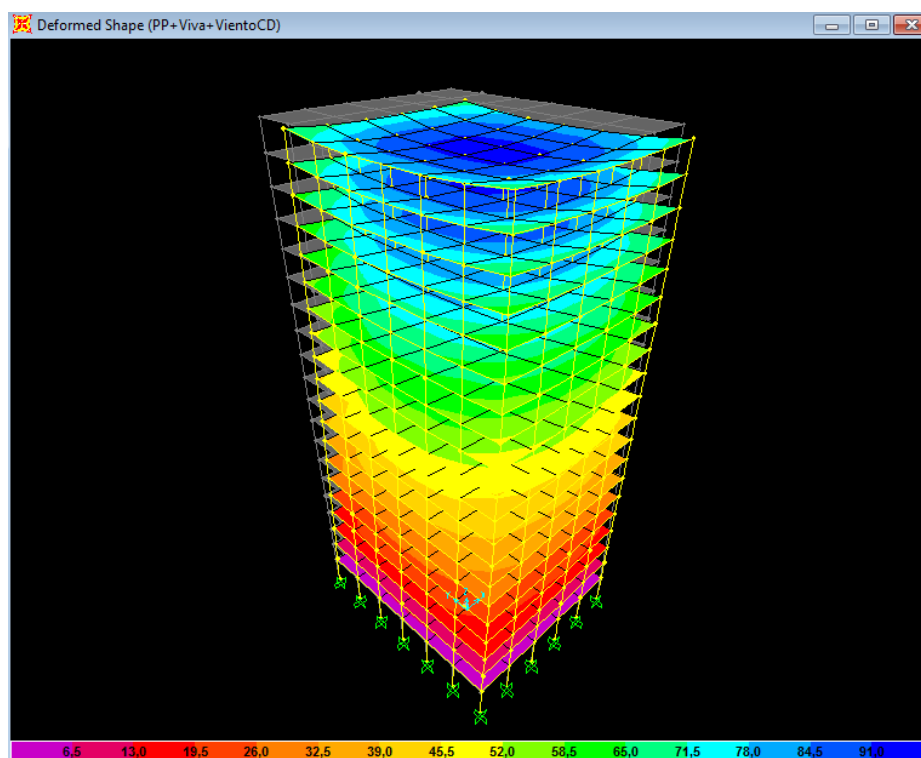
4.4.3.2. Reacciones en los apoyos.

Reacciones en los apoyos						
Nudos	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	5,848	10,242	5931,339	-18362,36	10465,73	0,06606
26	7,886	2,504	9619,74	-4465,28	12789,35	-0,026
49	8,422	0,318	10588,881	-527,54	13640,07	-0,02967
72	8,447	0,001344	10747,354	-2,33	13677,99	0,0008558
95	8,416	-0,317	10591,411	527,16	13629,69	0,03132
118	7,882	-2,509	9620,273	4474,07	12782,75	0,02756
141	5,859	-10,25	5925,337	18377,43	10486,41	-0,01885
164	5,801	7,905	8559,562	-14277,59	9449,09	-0,001202
187	8,505	2,098	12723,273	-3697,33	13803,28	-0,04536
210	9,162	0,524	13851,612	-886,36	14852,88	-0,0319
233	9,185	0,0008298	14003,262	-0,06301	14887,01	0,0008341
256	9,155	-0,525	13851,586	888,41	14839,63	0,03352
279	8,502	-2,097	12722,249	3695,88	13795,82	0,047
302	5,813	-7,902	8561,924	14272,38	9467,13	0,00301
325	0,567	8,19	8982,962	-14779,31	910,08	0,01523
348	1,617	2,428	13642,035	-4276,85	2599,43	-0,003896
371	1,942	0,572	14910,366	-961,25	3120,12	-0,005782
394	1,96	-0,0006597	15063,468	1,26	3148,72	0,0008304
417	1,94	-0,573	14909,118	963,53	3116,76	0,007433
440	1,617	-2,426	13640,639	4272,95	2597,82	0,005563
463	0,564	-8,186	8986,055	14772,12	903,38	-0,0136
486	-0,567	8,19	8982,949	-14779,38	-906,8	-0,01359
509	-1,617	2,428	13642,022	-4276,9	-2597,17	0,00555
532	-1,942	0,572	14910,3	-961,12	-3119,44	0,007447
555	-1,961	-0,0005076	15063,305	0,95	-3150,6	0,0008361
578	-1,94	-0,572	14909,412	962,22	-3117,33	-0,005771
601	-1,615	-2,427	13641,281	4274,79	-2595,87	-0,003881
624	-0,571	-8,188	8984,252	14776,12	-916,68	0,01518
647	-5,8	7,905	8559,491	-14277,81	-9446	0,002849
670	-8,505	2,098	12723,206	-3697,6	-13801,31	0,04702
693	-9,162	0,524	13851,479	-886,12	-14851,75	0,03356
716	-9,187	-0,0001917	14002,678	0,34	-14889,47	0,0008361
739	-9,161	-0,524	13851,143	886,31	-14850,15	-0,03189
762	-8,504	-2,097	12723,036	3696,63	-13800,83	-0,04536
785	-5,802	-7,905	8560,033	14276,61	-9451,07	-0,00122
808	-5,847	10,242	5931,175	-18362,98	-10464,81	-0,01893
831	-7,885	2,504	9619,551	-4465,8	-12787,51	0,02765
854	-8,421	0,317	10588,753	-527,56	-13638,86	0,03134
877	-8,448	-0,000004878	10746,458	-0,03204	-13679,17	0,0008333
900	-8,421	-0,317	10588,711	527,23	-13638,81	-0,02967
923	-7,885	-2,504	9619,715	4465,1	-12788,24	-0,02599
946	-5,848	-10,241	5931,636	18361,91	-10466,05	0,06605

4.4.4. Peso Propio+Viva+VientoC-D

4.4.4.1. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



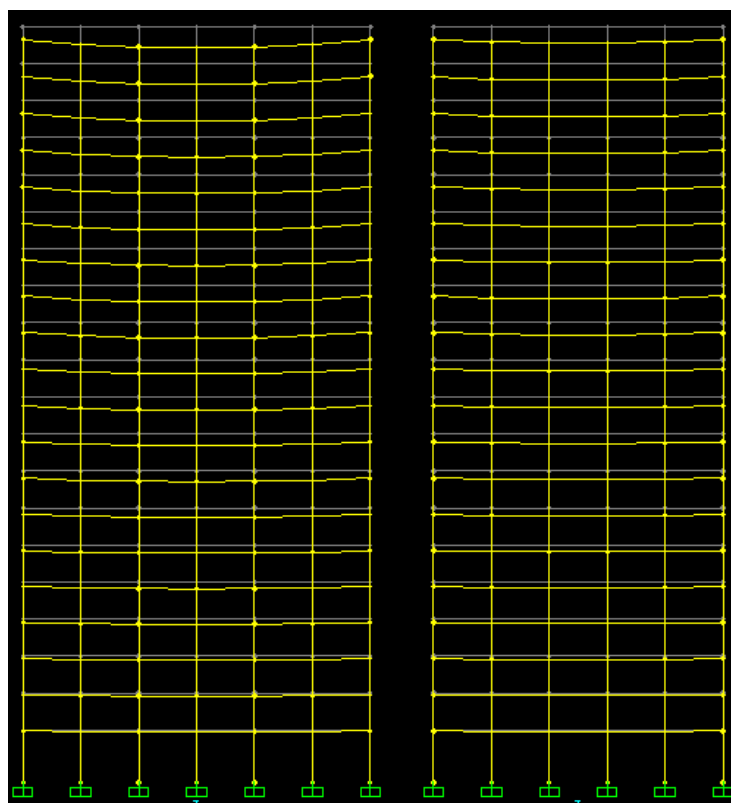
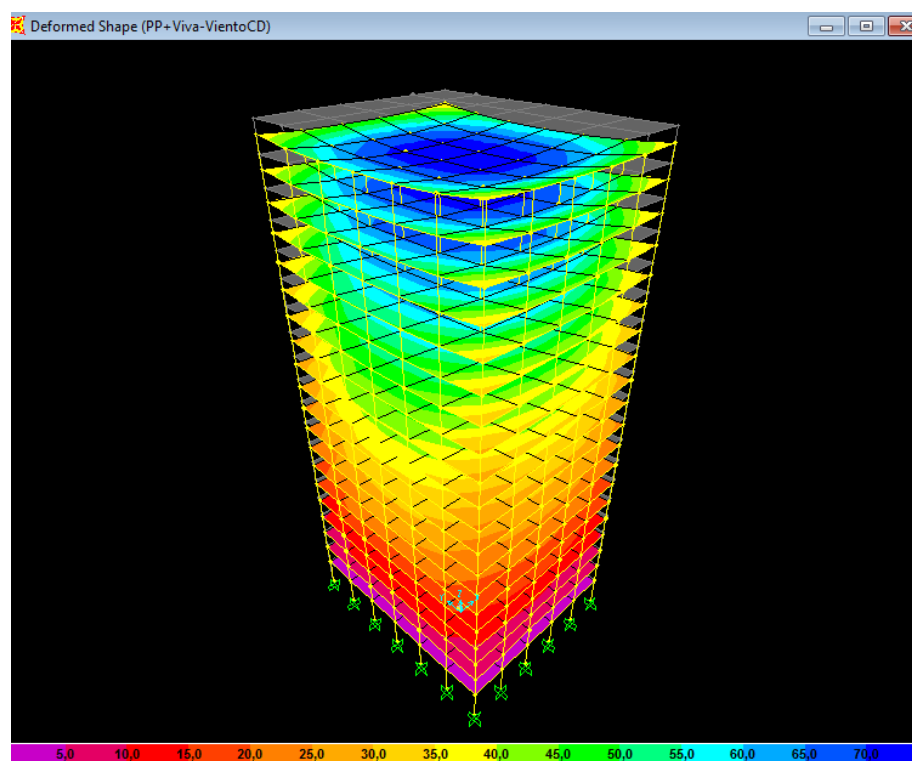
4.4.4.2. Reacciones en los apoyos.

Reacciones en los apoyos						
Nudos n°	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm
3	-63,864	9,566	5193,061	-17155,24	-174130,5	1,2
26	-139,802	2,359	8648,493	-4210,28	-513591,78	2,65
49	-139,619	0,333	9608,037	-559,82	-513318,4	1,34
72	-139,593	0,001344	9767,128	-2,33	-513278,69	0,0008558
95	-139,625	-0,332	9610,567	559,44	-513328,79	-1,33
118	-139,805	-2,363	8649,026	4219,08	-513598,37	-2,65
141	-63,852	-9,574	5187,058	17170,31	-174109,83	-1,15
164	-141,686	7,946	8308,675	-14355,16	-528833,49	3,52
187	-150,919	2,133	12536,145	-3763,71	-544043,86	2,8
210	-150,187	0,524	13674,731	-888,44	-542871,3	1,43
233	-150,146	0,00008298	13826,185	-0,06301	-542806,59	0,0008341
256	-150,195	-0,525	13674,706	890,48	-542884,54	-1,43
279	-150,923	-2,132	12535,121	3762,26	-544051,32	-2,8
302	-141,673	-7,943	8311,037	14349,95	-528815,45	-3,51
325	-149,212	8,191	8938,894	-14782,74	-541132	3,92
348	-157,655	2,431	13600,247	-4282,66	-555000,13	3,14
371	-157,067	0,572	14870,211	-962,04	-554047,19	1,61
394	-157,061	-0,0006597	15023,425	1,26	-554038,43	0,0008304
417	-157,069	-0,573	14868,964	964,31	-554050,56	-1,61
440	-157,655	-2,429	13598,851	4278,77	-555001,74	-3,14
463	-149,215	-8,187	8941,988	14775,56	-541138,7	-3,92
486	-150,344	8,188	9026,992	-14775,95	-542946,12	3,89
509	-160,888	2,425	13683,788	-4271,09	-560194,93	3,15
532	-160,95	0,571	14950,435	-960,34	-560285,23	1,62
555	-160,981	-0,0005076	15103,329	0,95	-560336,23	0,0008361
578	-160,948	-0,572	14949,547	961,44	-560283,12	-1,62
601	-160,886	-2,424	13683,047	4268,98	-560193,64	-3,15
624	-150,349	-8,186	9028,294	14772,69	-542956,01	-3,89
647	-153,315	7,864	8810,228	-14200,32	-547775,7	3,52
670	-167,944	2,062	12910,256	-3631,29	-571670,86	2,89
693	-168,524	0,523	14028,291	-884,04	-572596,08	1,5
716	-168,53	-0,0001917	14179,686	0,34	-572603,32	0,0008361
739	-168,523	-0,523	14027,955	884,24	-572594,48	-1,5
762	-167,942	-2,062	12910,086	3630,32	-571670,38	-2,89
785	-153,317	-7,864	8810,77	14199,12	-547780,76	-3,52
808	-71,73	10,919	6669,626	-19572,95	-191435,52	1,09
831	-151,724	2,649	10590,9	-4720,52	-535532,42	2,69
854	-152,61	0,302	11569,685	-495,31	-536954,95	1,39
877	-152,635	-0,000004878	11726,772	-0,03204	-536993,57	0,0008333
900	-152,609	-0,302	11569,643	494,98	-536954,9	-1,39
923	-151,724	-2,649	10591,064	4719,83	-535533,15	-2,68
946	-71,73	-10,919	6670,087	19571,88	-191436,76	-1,04

4.4.5. Peso Propio+Viva-VientoC-D

4.4.5.1. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



4.4.5.2. Reacciones en los apoyos.

Reacciones en los apoyos						
Nudos n°	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm
3	5,848	10,242	5931,339	-18362,36	10465,73	0,06606
26	7,886	2,504	9619,74	-4465,28	12789,35	-0,026
49	8,422	0,318	10588,881	-527,54	13640,07	-0,02967
72	8,447	0,001344	10747,354	-2,33	13677,99	0,0008558
95	8,416	-0,317	10591,411	527,16	13629,69	0,03132
118	7,882	-2,509	9620,273	4474,07	12782,75	0,02756
141	5,859	-10,25	5925,337	18377,43	10486,41	-0,01885
164	5,801	7,905	8559,562	-14277,59	9449,09	-0,001202
187	8,505	2,098	12723,273	-3697,33	13803,28	-0,04536
210	9,162	0,524	13851,612	-886,36	14852,88	-0,0319
233	9,185	0,0008298	14003,262	-0,06301	14887,01	0,0008341
256	9,155	-0,525	13851,586	888,41	14839,63	0,03352
279	8,502	-2,097	12722,249	3695,88	13795,82	0,047
302	5,813	-7,902	8561,924	14272,38	9467,13	0,00301
325	0,567	8,19	8982,962	-14779,31	910,08	0,01523
348	1,617	2,428	13642,035	-4276,85	2599,43	-0,003896
371	1,942	0,572	14910,366	-961,25	3120,12	-0,005782
394	1,96	-0,0006597	15063,468	1,26	3148,72	0,0008304
417	1,94	-0,573	14909,118	963,53	3116,76	0,007433
440	1,617	-2,426	13640,639	4272,95	2597,82	0,005563
463	0,564	-8,186	8986,055	14772,12	903,38	-0,0136
486	-0,567	8,19	8982,949	-14779,38	-906,8	-0,01359
509	-1,617	2,428	13642,022	-4276,9	-2597,17	0,00555
532	-1,942	0,572	14910,3	-961,12	-3119,44	0,007447
555	-1,961	-0,0005076	15063,305	0,95	-3150,6	0,0008361
578	-1,94	-0,572	14909,412	962,22	-3117,33	-0,005771
601	-1,615	-2,427	13641,281	4274,79	-2595,87	-0,003881
624	-0,571	-8,188	8984,252	14776,12	-916,68	0,01518
647	-5,8	7,905	8559,491	-14277,81	-9446	0,002849
670	-8,505	2,098	12723,206	-3697,6	-13801,31	0,04702
693	-9,162	0,524	13851,479	-886,12	-14851,75	0,03356
716	-9,187	-0,0001917	14002,678	0,34	-14889,47	0,0008361
739	-9,161	-0,524	13851,143	886,31	-14850,15	-0,03189
762	-8,504	-2,097	12723,036	3696,63	-13800,83	-0,04536
785	-5,802	-7,905	8560,033	14276,61	-9451,07	-0,00122
808	-5,847	10,242	5931,175	-18362,98	-10464,81	-0,01893
831	-7,885	2,504	9619,551	-4465,8	-12787,51	0,02765
854	-8,421	0,317	10588,753	-527,56	-13638,86	0,03134
877	-8,448	-0,000004878	10746,458	-0,03204	-13679,17	0,0008333
900	-8,421	-0,317	10588,711	527,23	-13638,81	-0,02967
923	-7,885	-2,504	9619,715	4465,1	-12788,24	-0,02599
946	-5,848	-10,241	5931,636	18361,91	-10466,05	0,06605

5. Análisis dinámico

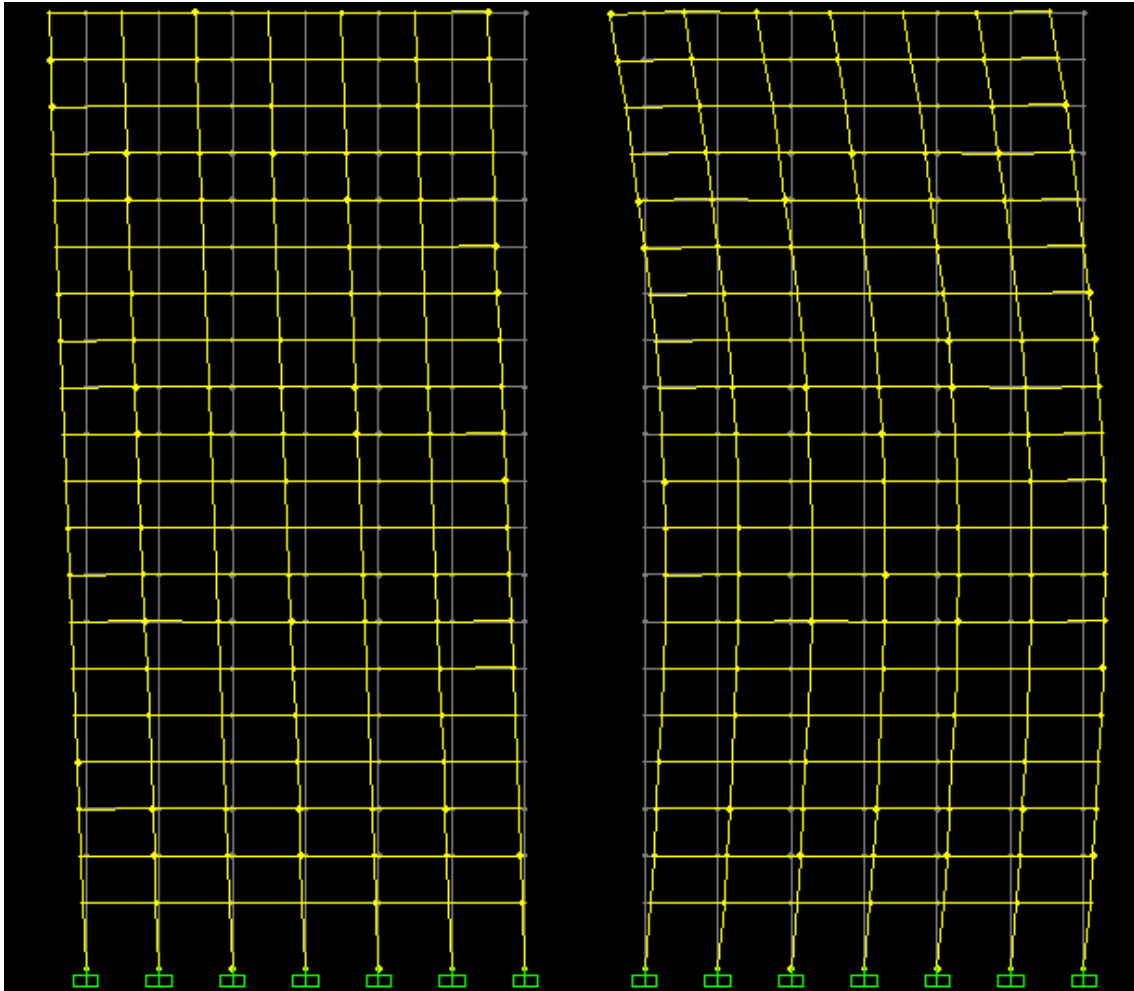
5.1. Modal

5.1.1. Tabla periodos de la estructura.

Periodos y frecuencias				
Modo	Periodo	Frecuencia	CircFreq	Eigenvalue
n°	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
1	6,455358	0,15491	0,97333	0,94737
2	3,771692	0,26513	1,6659	2,7752
3	3,537437	0,28269	1,7762	3,1549
4	2,483281	0,40269	2,5302	6,4019
5	1,531266	0,65305	4,1033	16,837
6	1,358068	0,73634	4,6266	21,405
7	1,247699	0,80148	5,0358	25,359
8	1,128373	0,88623	5,5684	31,007
9	0,863649	1,1579	7,2752	52,928
10	0,798612	1,2522	7,8676	61,9
11	0,751621	1,3305	8,3595	69,881
12	0,717715	1,3933	8,7544	76,64
13	0,684875	1,4601	9,1742	84,166
14	0,575072	1,7389	10,926	119,38
15	0,566226	1,7661	11,097	123,13
16	0,513332	1,9481	12,24	149,82
17	0,495268	2,0191	12,686	160,95
18	0,44972	2,2236	13,971	195,2
19	0,442479	2,26	14,2	201,64
20	0,42148	2,3726	14,907	222,23
21	0,419171	2,3857	14,99	224,69
22	0,393683	2,5401	15,96	254,72
23	0,393603	2,5406	15,963	254,83
24	0,385926	2,5912	16,281	265,06
25	0,356303	2,8066	17,634	310,97
26	0,355396	2,8138	17,679	312,56
27	0,353561	2,8284	17,771	315,81
28	0,34712	2,8809	18,101	327,64
29	0,335756	2,9784	18,714	350,2
30	0,335402	2,9815	18,733	350,94
31	0,323559	3,0906	19,419	377,1
32	0,315615	3,1684	19,908	396,32
33	0,311417	3,2111	20,176	407,08
34	0,30572	3,271	20,552	422,39
35	0,298043	3,3552	21,081	444,43
36	0,286928	3,4852	21,898	479,53
37	0,28678	3,487	21,909	480,02
38	0,270912	3,6912	23,193	537,9
39	0,270523	3,6965	23,226	539,45
40	0,265023	3,7733	23,708	562,07
41	0,255497	3,9139	24,592	604,77
42	0,251798	3,9714	24,953	622,67
43	0,248452	4,0249	25,289	639,55
44	0,248004	4,0322	25,335	641,87
45	0,243309	4,11	25,824	666,87
46	0,240592	4,1564	26,116	682,02
47	0,231249	4,3243	27,171	738,24
48	0,224913	4,4462	27,936	780,43
49	0,22266	4,4912	28,219	796,3
50	0,22223	4,4998	28,273	799,38
51	0,216147	4,6265	29,069	845,01
52	0,215425	4,642	29,166	850,68
53	0,213015	4,6945	29,496	870,04
54	0,212847	4,6982	29,52	871,41
55	0,209128	4,7818	30,045	902,69
56	0,205957	4,8554	30,507	930,7
57	0,205007	4,8779	30,649	939,33
58	0,201853	4,9541	31,128	968,92
59	0,199225	5,0194	31,538	994,65
60	0,19813	5,0472	31,712	1005,7

5.1.2. Deformadas de modos de la estructura.

A continuación se muestran como ejemplo la deformada en el plano YZ del modo 1 ($T=6,455359$ sec.) y del modo 4 ($T=2,483281$ sec.) de vibración.



5.2. Hipótesis de Sismo

5.2.1. Sismo X-X

5.2.1.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.

El cortante basal es la suma de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que actúan sobre toda la estructura. A partir de su cálculo se distribuye dicho corte en los diferentes niveles de la estructura, en los sitios donde existe concentración de masas.

A continuación se muestran dos tablas (Una para cada dirección de la carga “sismo X-X”) con las reacciones en los apoyos. Los datos correspondientes a F1 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “X”, los datos correspondientes a F2 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “Y”. Para una mayor facilidad de comprensión estos datos están introducidos en negrita. Al final de la tabla se muestra el cortante basal global de la estructura en ambas direcciones.

Reacciones en los apoyos/Cortante Basal						
Nudos n°	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm
3	290,237	382,861	4875,509	1230997,7	933886,77	8,61
26	722,114	190,391	5744,8	534154,08	2830673,9	15,07
49	724,564	182,179	5787,801	519213,02	2834671,2	8,75
72	724,516	183,715	5785,253	522007,5	2834591,6	4,81
95	724,562	182,179	5787,814	519213,02	2834667,2	8,75
118	722,11	190,391	5744,811	534154,08	2830666	15,07
141	290,236	382,861	4875,489	1230997,7	933883,36	8,69
164	819,403	170,343	2987,358	497655,24	2990426,6	19,65
187	886,588	189,211	4213,575	532005,48	3100575,1	16,17
210	886,071	186,735	4595,811	527502,26	3099724,5	8,95
233	886,19	187,367	4649,331	528651,48	3099918,4	3,75
256	886,07	186,735	4595,811	527502,26	3099720,6	8,95
279	886,585	189,211	4213,575	532005,48	3100567,1	16,17
302	819,398	170,343	2987,358	497655,24	2990414,7	19,65
325	831,042	168,949	3124,259	495119,86	3009567,8	21,71
348	884,258	188,992	4498,395	531607,86	3096854,8	17,49
371	882,941	186,486	4927,536	527049,27	3094697,5	9,08
394	882,974	187,081	4983,195	528130,49	3094750,6	1,33
417	882,94	186,486	4927,536	527049,27	3094693,5	9,08
440	884,255	188,992	4498,395	531607,86	3096846,8	17,49
463	831,038	168,949	3124,259	495119,86	3009555,9	21,71
486	831,042	168,949	3124,259	495119,86	3009567,8	21,71
509	884,258	188,992	4498,395	531607,86	3096854,8	17,49
532	882,941	186,486	4927,536	527049,27	3094697,5	9,08
555	882,974	187,081	4983,195	528130,49	3094750,6	1,33
578	882,94	186,486	4927,536	527049,27	3094693,5	9,08
601	884,255	188,992	4498,395	531607,86	3096846,8	17,49
624	831,038	168,949	3124,259	495119,86	3009555,9	21,71
647	819,403	170,343	2987,358	497655,24	2990426,6	19,65
670	886,588	189,211	4213,575	532005,48	3100575,1	16,17
693	886,071	186,735	4595,811	527502,26	3099724,5	8,95
716	886,19	187,367	4649,331	528651,48	3099918,4	3,75
739	886,07	186,735	4595,811	527502,26	3099720,5	8,95
762	886,585	189,211	4213,575	532005,48	3100567,1	16,17
785	819,398	170,343	2987,358	497655,24	2990414,7	19,65
808	290,237	382,861	4875,509	1230997,7	933886,77	8,61
831	722,114	190,391	5744,8	534154,08	2830673,9	15,07
854	724,564	182,179	5787,801	519213,02	2834671,2	8,75
877	724,516	183,715	5785,249	522007,5	2834591,6	4,81
900	724,562	182,179	5787,8	519213,02	2834667,2	8,75
923	722,11	190,391	5744,801	534154,08	2830666	15,07
946	290,236	382,861	4875,51	1230997,7	933883,38	8,69
Cort. Basal	32696,184	8500,914				

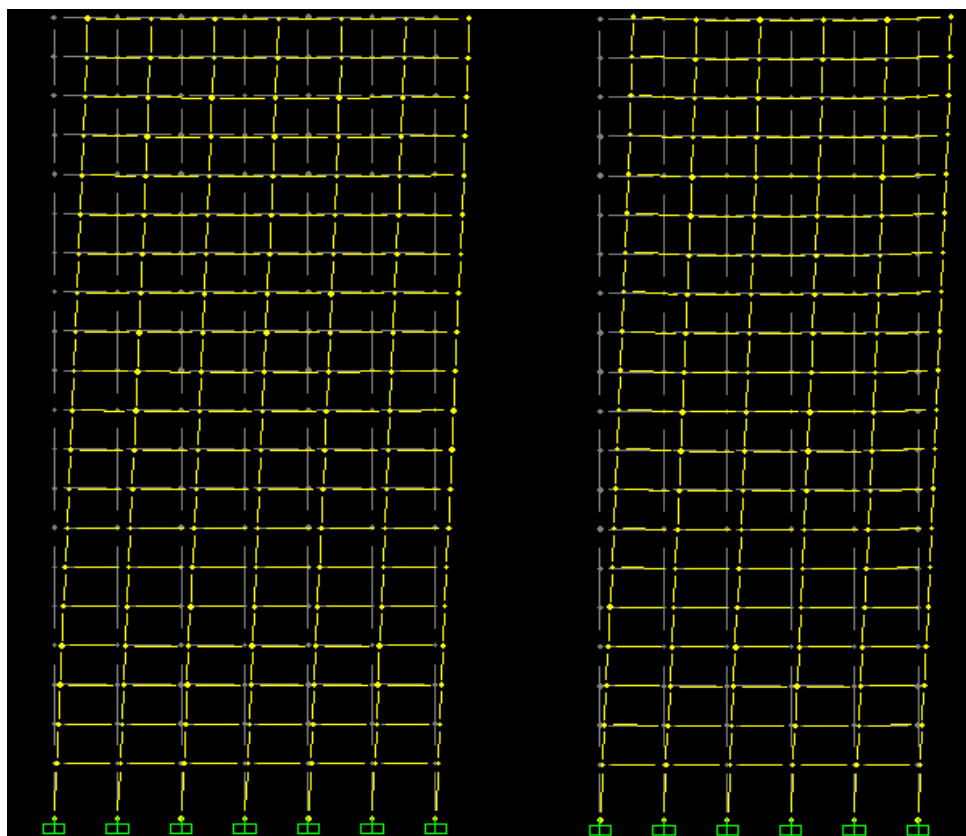
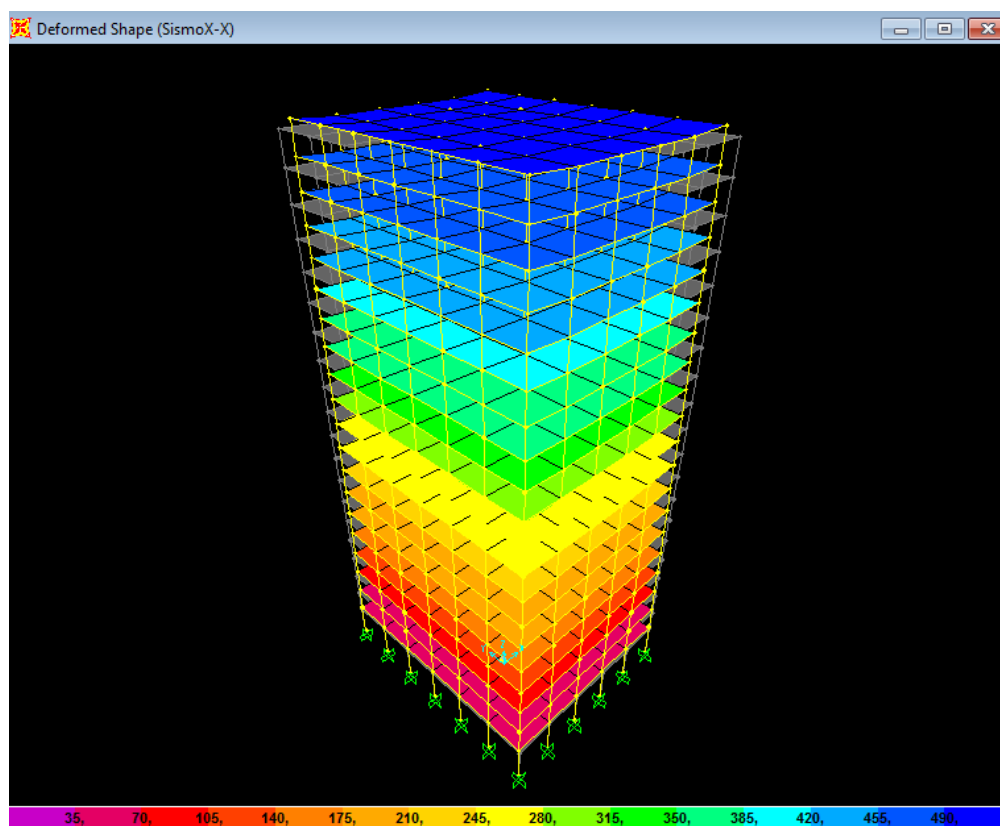
Reacciones en los apoyos/Cortante Basal						
Nudo n°	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm
3	-290,237	-382,861	-4875,509	-1230997,7	-933886,77	-8,61
26	-722,114	-190,391	-5744,8	-534154,08	-2830673,9	-15,07
49	-724,564	-182,179	-5787,801	-519213,02	-2834671,2	-8,75
72	-724,516	-183,715	-5785,253	-522007,5	-2834591,6	-4,81
95	-724,562	-182,179	-5787,814	-519213,02	-2834667,2	-8,75
118	-722,11	-190,391	-5744,811	-534154,08	-2830666	-15,07
141	-290,236	-382,861	-4875,489	-1230997,7	-933883,36	-8,69
164	-819,403	-170,343	-2583,084	-497655,24	-2990426,6	-19,65
187	-886,588	-189,211	-1355,813	-532005,48	-3100575,1	-16,17
210	-886,071	-186,735	-1309,611	-527502,26	-3099724,5	-8,95
233	-886,19	-187,367	-1308,554	-528651,48	-3099918,4	-3,75
256	-886,07	-186,735	-1309,627	-527502,26	-3099720,6	-8,95
279	-886,585	-189,211	-1355,824	-532005,48	-3100567,1	-16,17
302	-819,398	-170,343	-2583,079	-497655,24	-2990414,7	-19,65
325	-831,042	-168,949	-1939,023	-495119,86	-3009567,8	-21,71
348	-884,258	-188,992	-327,585	-531607,86	-3096854,8	-17,49
371	-882,941	-186,486	-308,756	-527049,27	-3094697,5	-9,08
394	-882,974	-187,081	-299,299	-528130,49	-3094750,6	-1,33
417	-882,94	-186,486	-308,765	-527049,27	-3094693,5	-9,08
440	-884,255	-188,992	-327,589	-531607,86	-3096846,8	-17,49
463	-831,038	-168,949	-1939,023	-495119,86	-3009555,9	-21,71
486	-831,042	-168,949	-1939,023	-495119,86	-3009567,8	-21,71
509	-884,258	-188,992	-327,587	-531607,86	-3096854,8	-17,49
532	-882,941	-186,486	-308,758	-527049,27	-3094697,5	-9,08
555	-882,974	-187,081	-299,293	-528130,49	-3094750,6	-1,33
578	-882,94	-186,486	-308,755	-527049,27	-3094693,5	-9,08
601	-884,255	-188,992	-327,582	-531607,86	-3096846,8	-17,49
624	-831,038	-168,949	-1939,024	-495119,86	-3009555,9	-21,71
647	-819,403	-170,343	-2583,084	-497655,24	-2990426,6	-19,65
670	-886,588	-189,211	-1355,812	-532005,48	-3100575,1	-16,17
693	-886,071	-186,735	-1309,611	-527502,26	-3099724,5	-8,95
716	-886,19	-187,367	-1308,546	-528651,48	-3099918,4	-3,75
739	-886,07	-186,735	-1309,609	-527502,26	-3099720,5	-8,95
762	-886,585	-189,211	-1355,812	-532005,48	-3100567,1	-16,17
785	-819,398	-170,343	-2583,086	-497655,24	-2990414,7	-19,65
808	-290,237	-382,861	-4875,509	-1230997,7	-933886,77	-8,61
831	-722,114	-190,391	-5744,8	-534154,08	-2830673,9	-15,07
854	-724,564	-182,179	-5787,801	-519213,02	-2834671,2	-8,75
877	-724,516	-183,715	-5785,249	-522007,5	-2834591,6	-4,81
900	-724,562	-182,179	-5787,8	-519213,02	-2834667,2	-8,75
923	-722,11	-190,391	-5744,801	-534154,08	-2830666	-15,07
946	-290,236	-382,861	-4875,51	-1230997,7	-933883,38	-8,69
Cort.Basal	-32696,184	-8500,914				

Cortante Basal		
Sismo	GlobalFX	GlobalFY
	KN	KN
SismoX-X	32695,453	8500,731
-SismoX-X	-32695,453	-8500,731

Como se puede observar, la diferencia entre las dos hipótesis de “Sismo X-X” son las fuerzas en “Z” provocadas por el peso propio más la carga viva, ya que los cortantes en “X” y en “Y” solo varían en su sentido.

5.2.1.2. Deformadas y Tabla Desplazamientos

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



A continuación se muestran los desplazamientos absolutos de cada planta.

Desplazamientos por planta			
Plantas	U1	U2	U3
n°	mm	mm	mm
Calle	0	0	0
1°	25,085216	33,030692	2,503444
2°	46,334774	49,446717	4,127887
3°	66,850848	64,930718	5,607515
4°	86,463881	80,201169	6,95158
5°	107,532811	100,485646	8,73465
6°	127,499129	120,28294	10,338699
7°	146,634706	139,491988	11,775352
8°	165,126236	158,016757	13,052977
9°	182,854155	175,75639	14,17959
10°	199,836465	192,702719	15,162666
11°	217,457037	211,137228	16,172011
12°	234,474059	228,303287	17,025681
13°	250,665015	244,842897	17,731584
14°	268,559782	264,25814	18,560061
15°	285,17812	282,625065	19,19271
16°	300,325112	299,390459	19,650378
17°	315,139461	313,713353	19,987084
18°	328,313544	326,870944	20,178997
19°	341,02098	343,630257	20,288509
20°	350,613093	358,403017	20,311331

5.2.1.3. Desplazamientos Inter-Story

A continuación se muestra una tabla con los “*Desplazamientos inter-story*”, es decir el desplazamiento relativo del nudo superior de un pilar correspondiente a una planta, con el nudo inferior correspondiente a la planta inmediatamente debajo.

Desplazamientos Inter-Story		
Entreplanta	Dx	Dy
	mm	mm
Calle/1°	25,085216	33,030692
1°-2°	21,249558	16,416025
2°-3°	20,516074	15,484001
3°-4°	19,613033	15,270451
4°-5°	21,06893	20,284477
5°-6°	19,966318	19,797294
6°-7°	19,135577	19,209048
7°-8°	18,49153	18,524769
8°-9°	17,727919	17,739633
9°-10°	16,98231	16,946329
10°-11°	17,620572	18,434509
11°-12°	17,017022	17,166059
12°-13°	16,190956	16,53961
13°-14°	17,894767	19,415243
14°-15°	16,618338	18,366925
15°-16°	15,146992	16,765394
16°-17°	14,814349	14,322894
17°-18°	13,174083	13,157591
18°-19°	12,707436	16,759313
19°-20°	9,592113	14,77276

Con esta tabla, se puede observar que para el caso de la hipótesis “*Sismo X-X*”, cada pilar sufre un desplazamiento entre 9 y 25 milímetros en la dirección “*X*”. Los desplazamientos en la dirección “*Y*” se deben a ese 30% del valor de “*U2*” que introducimos anteriormente y oscilan entre 14 y 33 milímetros. Se puede observar que a pesar de ser una carga con mayor fuerza en la dirección “*X*”, debido a la orientación de los pilares de la estructura que le dan más rigidez en el eje “*X*” la estructura se mueve más por las cargas orientadas en el eje “*Y*”.

5.2.2. Sismo Y-Y

5.2.2.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.

El cortante basal es la suma de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que actúan sobre toda la estructura. A partir de su cálculo se distribuye dicho corte en los diferentes niveles de la estructura, en los sitios donde existe concentración de masas.

A continuación se muestran dos tablas (Una para cada dirección de la carga “sismo Y-Y”) con las reacciones en los apoyos. Los datos correspondientes a F1 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “X”, los datos correspondientes a F2 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “Y”. Para una mayor facilidad de comprensión estos datos están introducidos en negrita. Al final de la tabla se muestra el cortante basal global de la estructura en ambas direcciones.

Reacciones en los apoyos/Cortante Basal.						
Nudos	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	-87,364	-1276,141	-7167,707	-4103265,3	-280458,33	-21,04
26	-216,644	-634,632	-2241,642	-1780506,6	-849209,18	-15,52
49	-217,369	-607,262	-1768,868	-1730709,9	-850401,38	-16,01
72	-217,355	-612,384	-1735,576	-1740025	-850377,49	-16,04
95	-217,369	-607,262	-1768,873	-1730709,9	-850400,2	-16,01
118	-216,643	-634,632	-2241,648	-1780506,6	-849206,81	-15,52
141	-87,364	-1276,141	-7167,694	-4103265,3	-280457,3	-21,05
164	-245,824	-567,808	-6747,075	-1658850,1	-897130,76	-8,95
187	-265,983	-630,702	-674,404	-1773351,2	-930177,98	-12,32
210	-265,822	-622,451	-503,983	-1758340,9	-929917,46	-12,63
233	-265,857	-624,558	-392,566	-1762171,6	-929975,51	-12,5
256	-265,821	-622,451	-503,988	-1758340,9	-929916,27	-12,63
279	-265,982	-630,702	-674,407	-1773351,2	-930175,59	-12,32
302	-245,823	-567,808	-6747,074	-1658850,1	-897127,18	-8,95
325	-249,313	-563,164	-6379,656	-1650399,5	-902870,84	-6,9
348	-265,277	-629,974	-404,534	-1772026,2	-929056,49	-6,59
371	-264,882	-621,621	-269,85	-1756830,9	-928409,27	-5,16
394	-264,892	-623,603	-89,79	-1760435	-928425,17	-4,44
417	-264,882	-621,621	-269,851	-1756830,9	-928408,09	-5,16
440	-265,276	-629,974	-404,534	-1772026,2	-929054,1	-6,59
463	-249,312	-563,164	-6379,659	-1650399,5	-902867,27	-6,9
486	-249,313	-563,164	-6379,656	-1650399,5	-902870,84	-6,9
509	-265,277	-629,974	-404,534	-1772026,2	-929056,49	-6,59
532	-264,882	-621,621	-269,85	-1756830,9	-928409,27	-5,16
555	-264,892	-623,603	-89,788	-1760435	-928425,17	-4,44
578	-264,882	-621,621	-269,85	-1756830,9	-928408,08	-5,16
601	-265,276	-629,974	-404,534	-1772026,2	-929054,1	-6,59
624	-249,312	-563,164	-6379,658	-1650399,5	-902867,27	-6,9
647	-245,824	-567,808	-6747,076	-1658850,1	-897130,76	-8,95
670	-265,983	-630,702	-674,405	-1773351,2	-930177,98	-12,32
693	-265,822	-622,451	-503,983	-1758340,9	-929917,46	-12,63
716	-265,857	-624,558	-392,564	-1762171,6	-929975,51	-12,5
739	-265,821	-622,451	-503,983	-1758340,9	-929916,26	-12,63
762	-265,982	-630,702	-674,404	-1773351,2	-930175,59	-12,32
785	-245,823	-567,808	-6747,077	-1658850,1	-897127,18	-8,95
808	-87,364	-1276,141	-7167,707	-4103265,3	-280458,33	-21,04
831	-216,644	-634,632	-2241,642	-1780506,6	-849209,18	-15,52
854	-217,369	-607,262	-1768,869	-1730709,9	-850401,38	-16,01
877	-217,355	-612,384	-1735,575	-1740025	-850377,49	-16,04
900	-217,369	-607,262	-1768,868	-1730709,9	-850400,19	-16,01
923	-216,643	-634,632	-2241,641	-1780506,6	-849206,81	-15,52
946	-87,364	-1276,141	-7167,708	-4103265,3	-280457,31	-21,05
Cort.Basal	-9810,108	-28336,11				

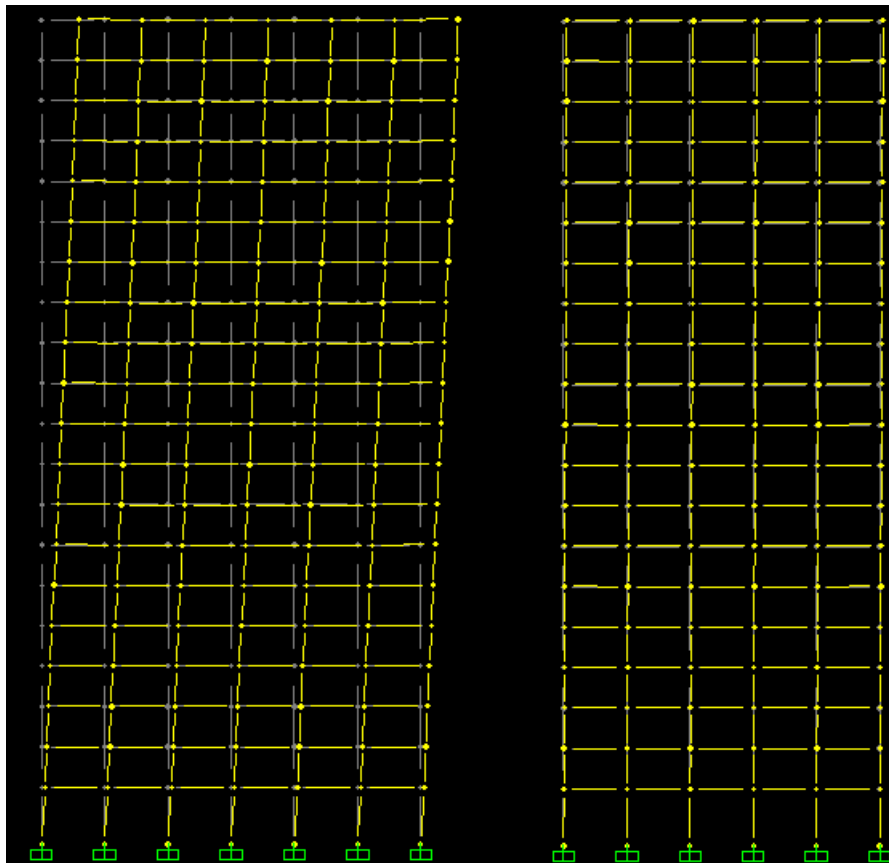
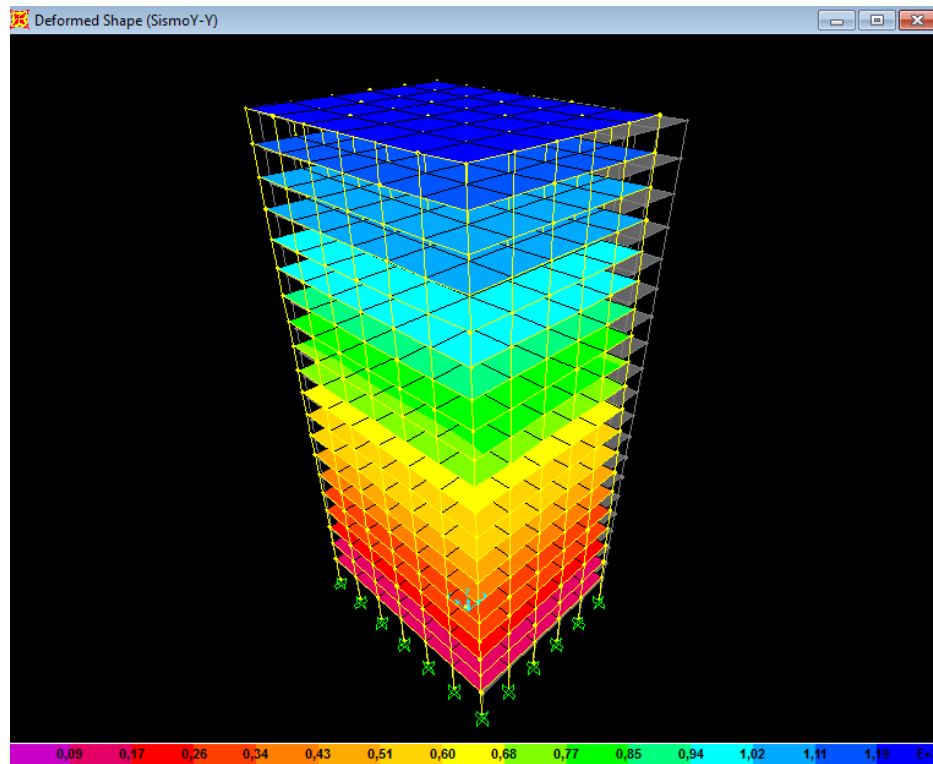
Reacciones en los apoyos/Cortante Basal.						
Nudos	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	87,364	1276,141	7167,707	4103265,3	280458,33	21,04
26	216,644	634,632	3256,303	1780506,6	849209,18	15,52
49	217,369	607,262	3571,176	1730709,9	850401,38	16,01
72	217,355	612,384	3625,264	1740025	850377,49	16,04
95	217,369	607,262	3571,176	1730709,9	850400,2	16,01
118	216,643	634,632	3256,303	1780506,6	849206,81	15,52
141	87,364	1276,141	7167,694	4103265,3	280457,3	21,05
164	245,824	567,808	6747,075	1658850,1	897130,76	8,95
187	265,983	630,702	4213,575	1773351,2	930177,98	12,32
210	265,822	622,451	4595,811	1758340,9	929917,46	12,63
233	265,857	624,558	4649,331	1762171,6	929975,51	12,5
256	265,821	622,451	4595,811	1758340,9	929916,27	12,63
279	265,982	630,702	4213,575	1773351,2	930175,59	12,32
302	245,823	567,808	6747,074	1658850,1	897127,18	8,95
325	249,313	563,164	6379,656	1650399,5	902870,84	6,9
348	265,277	629,974	4498,395	1772026,2	929056,49	6,59
371	264,882	621,621	4927,536	1756830,9	928409,27	5,16
394	264,892	623,603	4983,195	1760435	928425,17	4,44
417	264,882	621,621	4927,536	1756830,9	928408,09	5,16
440	265,276	629,974	4498,395	1772026,2	929054,1	6,59
463	249,312	563,164	6379,659	1650399,5	902867,27	6,9
486	249,313	563,164	6379,656	1650399,5	902870,84	6,9
509	265,277	629,974	4498,395	1772026,2	929056,49	6,59
532	264,882	621,621	4927,536	1756830,9	928409,27	5,16
555	264,892	623,603	4983,195	1760435	928425,17	4,44
578	264,882	621,621	4927,536	1756830,9	928408,08	5,16
601	265,276	629,974	4498,395	1772026,2	929054,1	6,59
624	249,312	563,164	6379,658	1650399,5	902867,27	6,9
647	245,824	567,808	6747,076	1658850,1	897130,76	8,95
670	265,983	630,702	4213,575	1773351,2	930177,98	12,32
693	265,822	622,451	4595,811	1758340,9	929917,46	12,63
716	265,857	624,558	4649,331	1762171,6	929975,51	12,5
739	265,821	622,451	4595,811	1758340,9	929916,26	12,63
762	265,982	630,702	4213,575	1773351,2	930175,59	12,32
785	245,823	567,808	6747,077	1658850,1	897127,18	8,95
808	87,364	1276,141	7167,707	4103265,3	280458,33	21,04
831	216,644	634,632	3256,303	1780506,6	849209,18	15,52
854	217,369	607,262	3571,176	1730709,9	850401,38	16,01
877	217,355	612,384	3625,264	1740025	850377,49	16,04
900	217,369	607,262	3571,176	1730709,9	850400,19	16,01
923	216,643	634,632	3256,303	1780506,6	849206,81	15,52
946	87,364	1276,141	7167,708	4103265,3	280457,31	21,05
Cort.Basal	9810,108	28336,11				

Cortante Basal		
Sismo	GlobalFX	GlobalFY
	KN	KN
SismoY-Y	9808,636	28335,77
-SismoY-Y	-9808,636	-28335,77

Como se puede observar, la diferencia entre las dos hipótesis de “Sismo Y-Y” son las fuerzas en “Z” provocadas por el peso propio más la carga viva, ya que los cortantes en “X” y en “Y” solo varían en su sentido.

5.2.2.2. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



A continuación se muestran los resultados absolutos de los desplazamientos de cada planta.

Desplazamientos por planta			
Plantas	U1	U2	U3
n°	mm	mm	mm
Calle	0	0	0
1°	7,525551	110,102305	2,758905
2°	13,900425	164,822391	4,523191
3°	20,0373	216,367647	6,122492
4°	25,939161	267,337238	7,565538
5°	32,241203	334,913001	9,457672
6°	38,227041	400,945814	11,138551
7°	43,990406	464,973314	12,618823
8°	49,511362	526,713073	13,907732
9°	54,826737	585,857057	15,017547
10°	59,950936	642,342434	15,959243
11°	65,206634	703,817723	16,896007
12°	70,294881	762,777559	17,65787
13°	75,199508	816,143033	18,260717
14°	80,412706	885,912865	18,931651
15°	85,394459	946,773374	19,414766
16°	90,097538	997,968245	19,74543
17°	94,455459	1050,051731	19,9738
18°	98,494069	1089,569873	20,087963
19°	102,126601	1163,762971	20,139707
20°	105,090366	1194,852013	20,135019

5.2.2.3. Desplazamientos Inter-Story

A continuación se muestra una tabla con los “*Desplazamientos inter-story*”, es decir el desplazamiento relativo del nudo superior de un pilar correspondiente a una planta, con el nudo inferior correspondiente a la planta inmediatamente debajo.

Desplazamientos Inter-Story		
Entreplanta	Dx	Dy
	mm	mm
Calle/1°	7,525551	110,102305
1°-2°	6,374874	54,720086
2°-3°	6,136875	51,545256
3°-4°	5,901861	50,969591
4°-5°	6,302042	67,575763
5°-6°	5,985838	66,032813
6°-7°	5,763365	64,0275
7°-8°	5,520956	61,739759
8°-9°	5,315375	59,143984
9°-10°	5,124199	56,485377
10°-11°	5,255698	61,475289
11°-12°	5,088247	58,959836
12°-13°	4,904627	53,365474
13°-14°	5,213198	69,769832
14°-15°	4,981753	60,860509
15°-16°	4,703079	51,194871
16°-17°	4,357921	52,083486
17°-18°	4,03861	39,518142
18°-19°	3,632532	74,193098
19°-20°	2,963765	31,089042

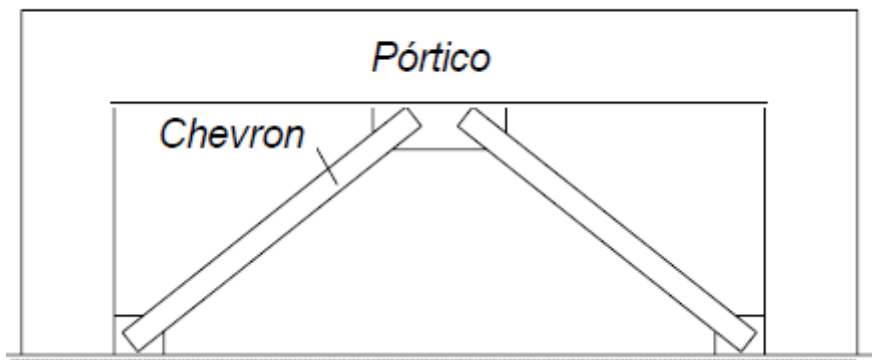
Con esta tabla, se puede observar que para el caso de la hipótesis “*Sismo Y-Y*”, cada pilar sufre un desplazamiento entre 30 y 110 milímetros en la dirección “Y”. Los desplazamientos en la dirección “X” se deben a ese 30% del valor de “*U2*” que introducimos anteriormente y oscilan entre 2 y 8 milímetros.

6. Análisis dinámico con brazos en “V” invertida

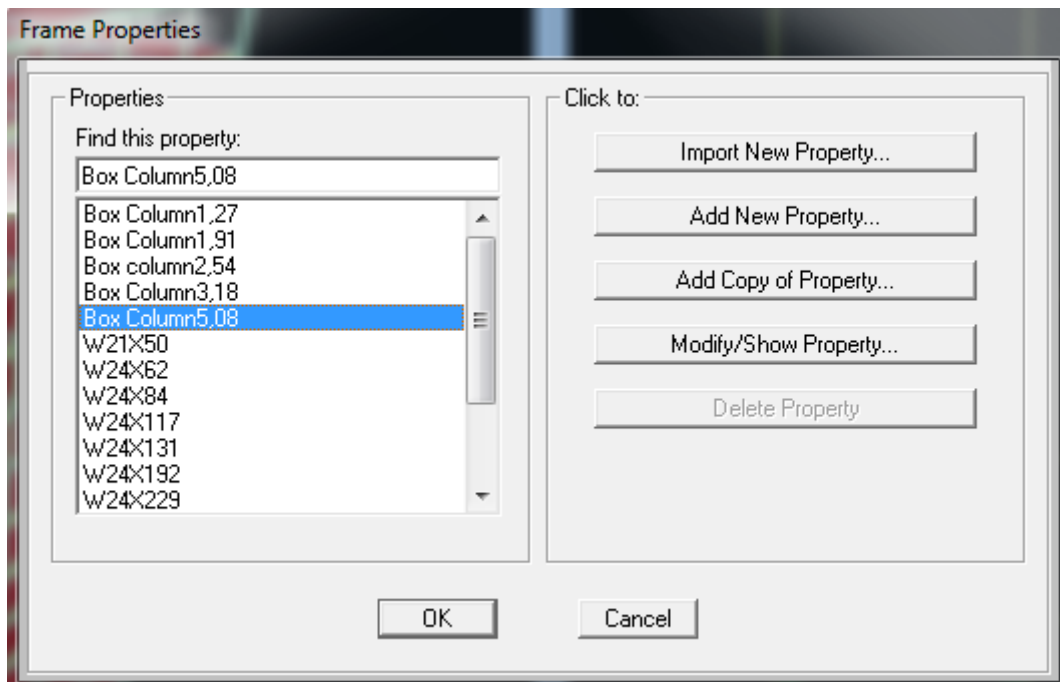
6.1. Geometria

Obtenidos los resultados de nuestro análisis dinámico vamos a proceder a mejorar la respuesta de nuestra estructura con la colocación de brazos articulados en forma de “v” invertida. Estos brazos los colocaremos entre los pórticos.

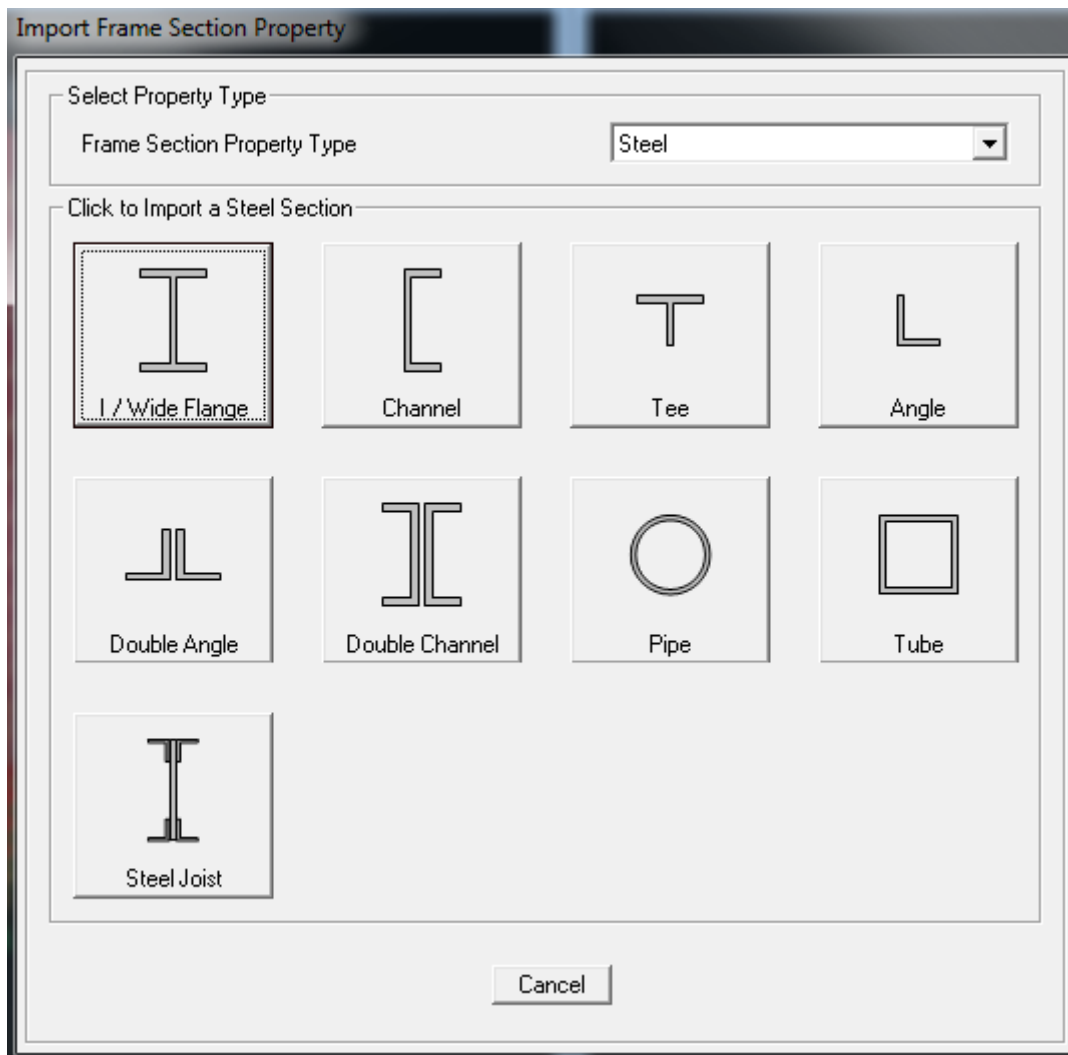
Los brazos serán de perfil HEB300 y se colocaran de tal forma que se unan en el medio de la jácena del pórtico superior. Tal y como se muestra en la figura siguiente:



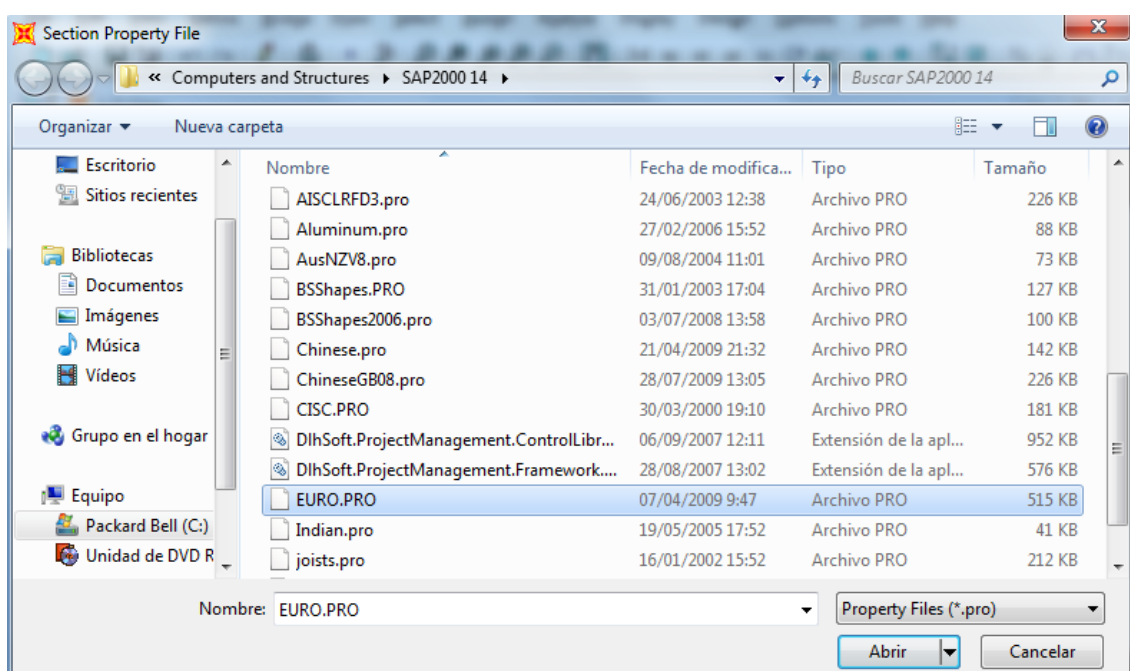
Por lo tanto lo primero que tenemos que hacer es definir nuestros brazos, para ello abriremos el menú *Define-->Section Properties-->Frame Sections*.



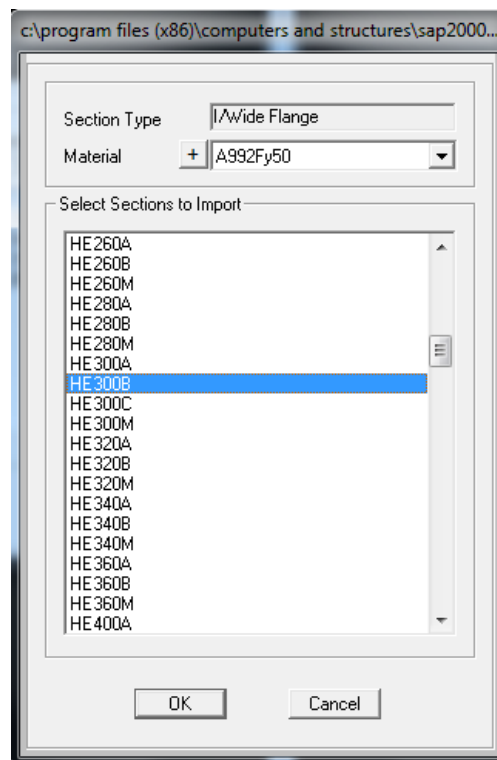
En la ventana emergente pulsaremos sobre el submenú “*Import New Property*”.



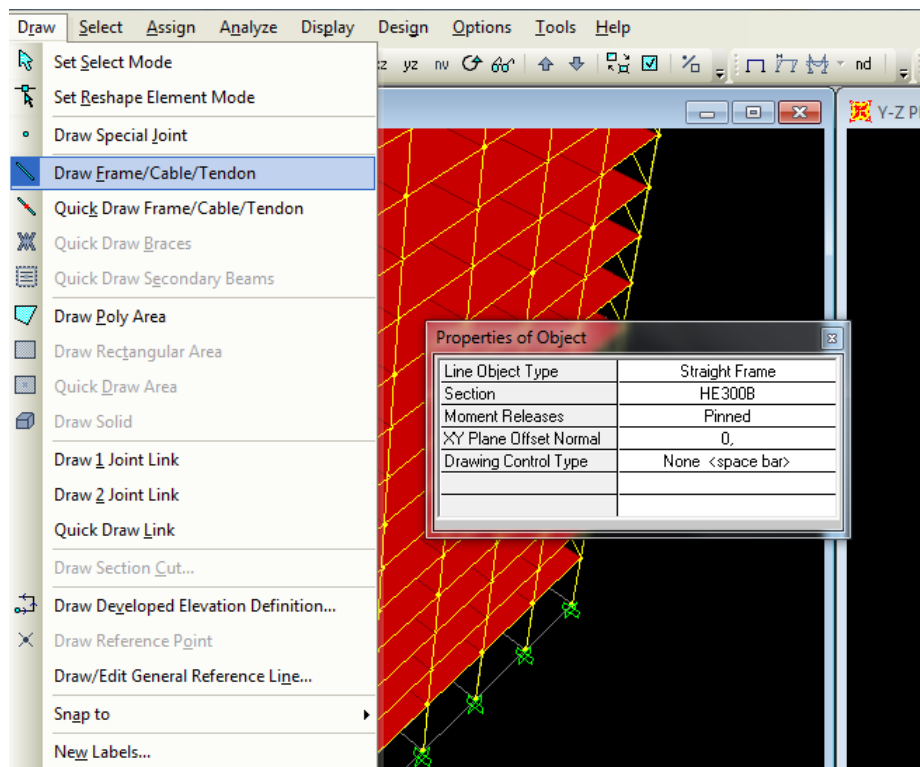
Escogeremos “Steel” en el submenú “Frame Section Property Type” y pulsaremos sobre el icono “I/Wide Flange”.



Esta vez escogeremos el grupo “EURO.PRO” ya que el perfil “HEB300” es de la norma europea.

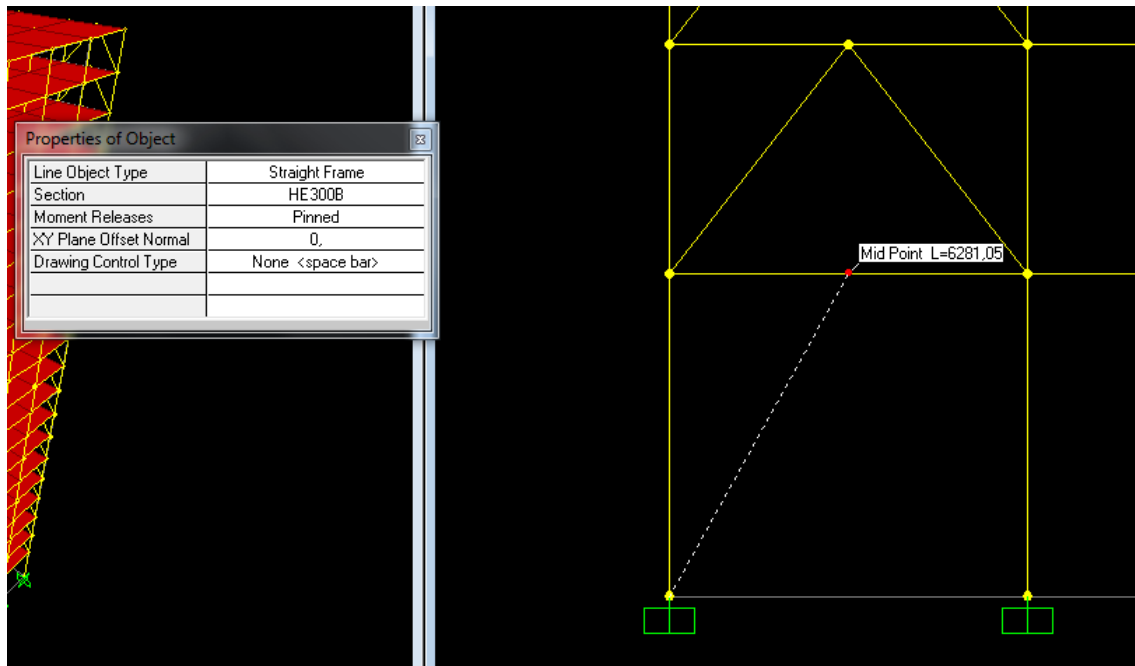


Definidos ya nuestros brazos, procederemos a dibujarlos en la estructura. Para ello abriremos el menú *Draw-->Draw Frame/Cable/Tendon*.

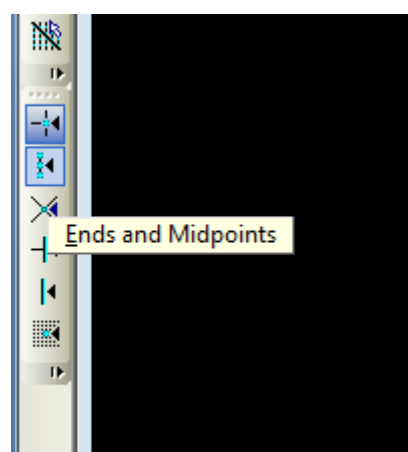


En la ventana emergente seleccionaremos “HE300B” en el submené “Section” y seleccionaremos “Pinned” en el submenú “Moment Releases”.

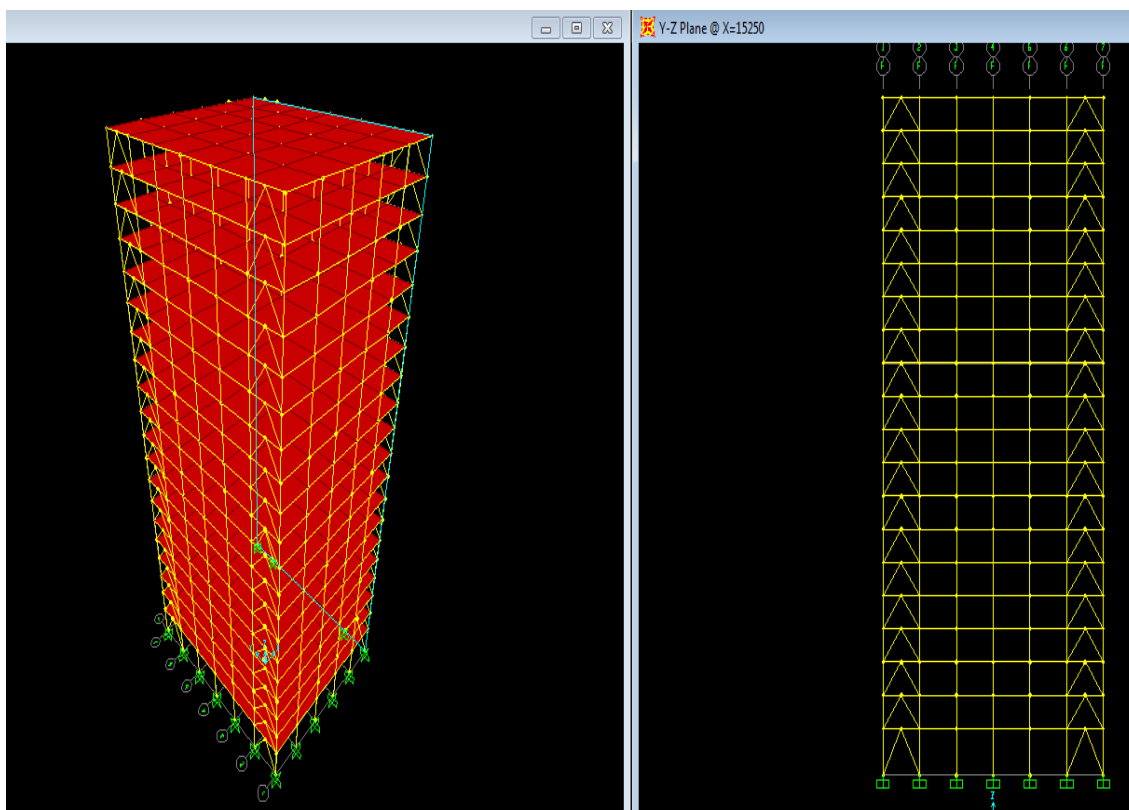
Posteriormente dibujaremos la barra con el método de seleccionar dos puntos. Es decir como primer punto seleccionaremos el nudo de unión del pilar con la jacena o suelo inferior del pórtico, y como segundo nudo el punto medio de la jacena superior.



Para poder seleccionar el punto medio de la jacena superior, tendremos que activar el icono “Ends and Midpoints” situado en la barra de herramientas de la izquierda.



Colocaremos brazos en todas alturas de los pórticos exteriores de la estructura y en el plano “YZ” de esta, ya que es donde sufre los mayores desplazamientos. Nuestra estructura quedara así:



Finalizado la definición y asignación de los brazos, procederemos a realizar el análisis para ver los resultados.

6.2. Resultados

6.2.1. Modal

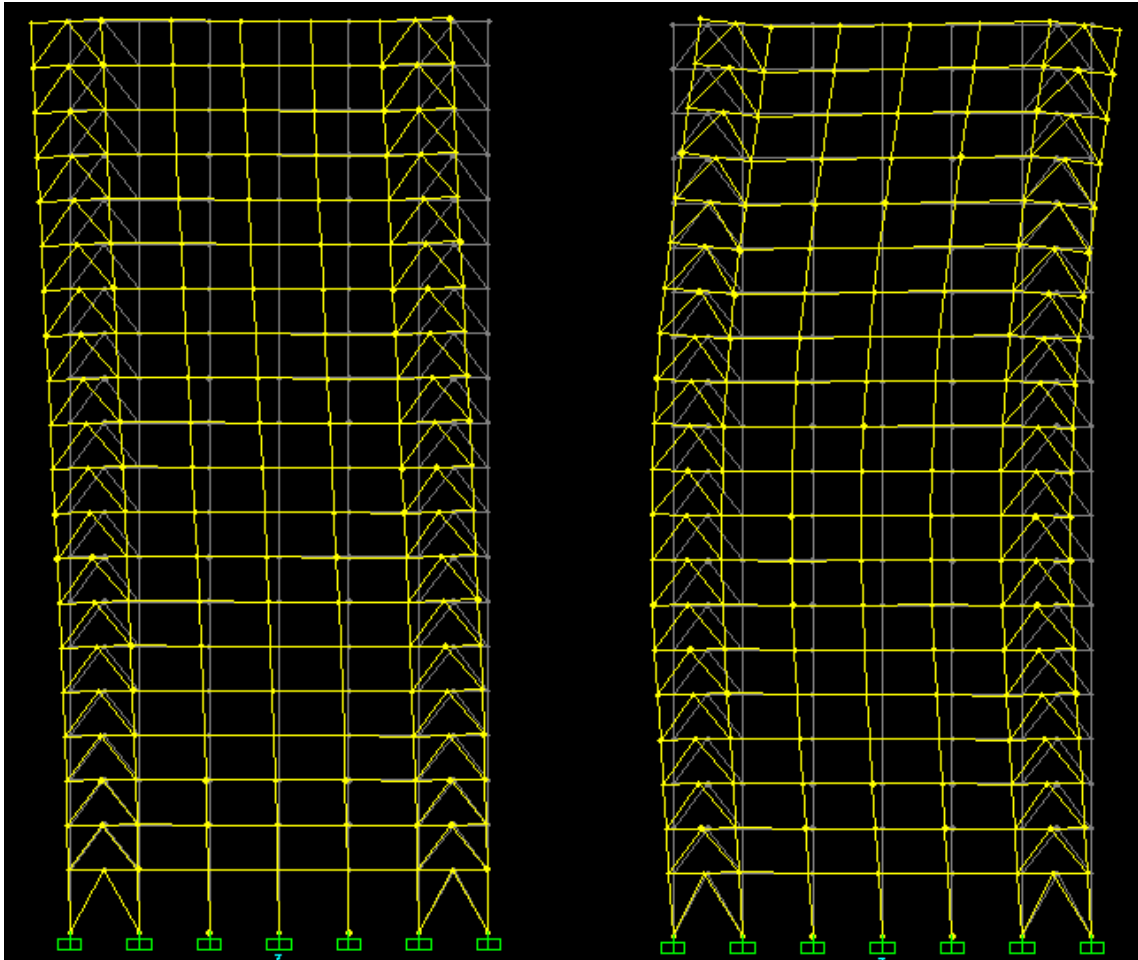
6.2.1.1. Tabla Periodos de la estructura.

Periodos y Frecuencias				
Modo nº	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
1	4,838692	0,20667	1,2985	1,6862
2	3,541845	0,28234	1,774	3,147
3	3,172408	0,31522	1,9806	3,9227
4	1,584756	0,63101	3,9648	15,719
5	1,249371	0,8004	5,0291	25,292
6	1,087577	0,91948	5,7772	33,376
7	0,902304	1,1083	6,9635	48,49
8	0,719079	1,3907	8,7378	76,35
9	0,710573	1,4073	8,8424	78,188
10	0,605255	1,6522	10,381	107,77
11	0,604939	1,6531	10,386	107,88
12	0,515115	1,9413	12,198	148,78
13	0,514497	1,9436	12,212	149,14
14	0,441889	2,263	14,219	202,18
15	0,416863	2,3989	15,073	227,18
16	0,409785	2,4403	15,333	235,1
17	0,394748	2,5333	15,917	253,35
18	0,388003	2,5773	16,194	262,23
19	0,384275	2,6023	16,351	267,35
20	0,351903	2,8417	17,855	318,8
21	0,343688	2,9096	18,282	334,22
22	0,333755	2,9962	18,826	354,41
23	0,325846	3,0689	19,283	371,82
24	0,321547	3,11	19,541	381,83
25	0,316987	3,1547	19,822	392,89
26	0,304584	3,2832	20,629	425,55
27	0,295716	3,3816	21,247	451,45
28	0,295713	3,3817	21,248	451,46
29	0,29414	3,3997	21,361	456,3
30	0,284414	3,516	22,092	488,04
31	0,280427	3,566	22,406	502,02
32	0,268914	3,7187	23,365	545,93
33	0,267733	3,7351	23,468	550,75
34	0,26716	3,7431	23,518	553,12
35	0,264885	3,7752	23,72	562,66
36	0,255691	3,911	24,573	603,85
37	0,254921	3,9228	24,648	607,5
38	0,254868	3,9236	24,653	607,75
39	0,252347	3,9628	24,899	619,96
40	0,242142	4,1298	25,948	673,32
41	0,236913	4,221	26,521	703,37
42	0,236132	4,2349	26,609	708,03
43	0,234777	4,2594	26,762	716,22
44	0,231329	4,3228	27,161	737,73
45	0,230428	4,3397	27,267	743,51
46	0,225013	4,4442	27,924	779,73
47	0,215971	4,6302	29,093	846,38
48	0,214985	4,6515	29,226	854,16
49	0,205146	4,8746	30,628	938,07
50	0,203552	4,9128	30,868	952,82
51	0,203074	4,9243	30,94	957,3
52	0,201529	4,9621	31,178	972,04
53	0,200106	4,9974	31,399	985,92
54	0,197519	5,0628	31,81	1011,9
55	0,195594	5,1126	32,124	1031,9
56	0,191334	5,2265	32,839	1078,4
57	0,190639	5,2455	32,958	1086,3
58	0,18834	5,3095	33,361	1112,9
59	0,183017	5,464	34,331	1178,6
60	0,179809	5,5615	34,944	1221,1

Se puede observar que ha habido una considerable reducción de los periodos al colocar los brazos.

6.2.1.2. Deformadas de los modos de la estructura.

A continuación se muestran como ejemplo la deformada en el plano YZ del modo 1 ($T=4,838692$ sec.) y del modo 4 ($T=1,584756$ sec.) de vibración.



6.2.2. Hipótesis de sismos

6.2.2.1. Sismo X-X

6.2.2.1.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.

El cortante basal es la suma de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que actúan sobre toda la estructura. A partir de su cálculo se distribuye dicho corte en los diferentes niveles de la estructura, en los sitios donde existe concentración de masas.

A continuación se muestran dos tablas (Una para cada dirección de la carga “sismo X-X”) con las reacciones en los apoyos. Los datos correspondientes a F1 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “X”, los datos correspondientes a F2 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “Y”. Para una mayor facilidad de comprensión estos datos están

introducidos en negrita. Al final de la tabla se muestra el cortante basal global de la estructura en ambas direcciones.

Reacciones en los apoyos/Cortante Basal						
Nudos	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	291,541	1009,061	8073,139	319506,01	937670,11	15,3
26	725,448	997,421	7578,9	138988,03	2841894,43	14,42
49	727,371	51,751	5890,192	145758,59	2845038,8	7,5
72	727,356	49,495	5794,677	141654,51	2845012,44	1,4
95	727,364	51,751	5890,251	145758,64	2845018,1	7,53
118	725,435	997,422	7579,03	138987,84	2841853,38	14,44
141	291,534	1009,06	8073,088	319506,59	937650,92	15,55
164	822,391	44,349	3085,12	132238,08	3001101,31	19,62
187	890,394	50,972	4177,6	144335,32	3112599,37	15,89
210	889,413	50,925	4559,218	144259,12	3110993,09	8,23
233	889,543	50,963	4630,026	144327,03	3111203,61	1,14
256	889,405	50,925	4559,218	144259,13	3110971,26	8,26
279	890,379	50,972	4177,6	144335,33	3112555,86	15,92
302	822,37	44,349	3085,12	132238,08	3001038,06	19,64
325	834,244	44,79	3155,141	133063,38	3020611,73	21,77
348	887,644	51,11	4492,149	144590,78	3108205,17	17,51
371	886,3	50,595	4909,574	143657,17	3105997,63	9,02
394	886,317	50,805	4968,737	144039,08	3106020,97	0,62
417	886,293	50,595	4909,574	143657,17	3105976,08	9,05
440	887,63	51,11	4492,149	144590,78	3108162,08	17,53
463	834,223	44,79	3155,141	133063,38	3020548,56	21,8
486	834,244	44,79	3155,141	133063,41	3020611,8	21,77
509	887,644	51,11	4492,148	144590,94	3108205,26	17,51
532	886,3	50,595	4909,574	143657,34	3105997,62	9,02
555	886,317	50,805	4968,737	144039,25	3106020,97	0,62
578	886,293	50,595	4909,574	143657,34	3105976,07	9,05
601	887,63	51,11	4492,148	144590,94	3108162,18	17,53
624	834,223	44,79	3155,141	133063,41	3020548,62	21,8
647	822,391	44,349	3085,116	132238,94	3001101	19,62
670	890,394	50,972	4177,587	144336,2	3112600,19	15,89
693	889,412	50,925	4559,22	144259,57	3110992,78	8,23
716	889,543	50,963	4630,026	144327,57	3111203,62	1,14
739	889,405	50,925	4559,22	144259,58	3110970,94	8,26
762	890,38	50,972	4177,587	144336,23	3112556,46	15,91
785	822,37	44,349	3085,116	132238,96	3001037,92	19,64
808	291,541	1009,056	8073,139	319490,05	937669,73	15,29
831	725,441	997,431	7578,768	138985,27	2841881,13	14,42
854	727,37	51,752	5890,308	145760,31	2845038,47	7,5
877	727,356	49,495	5794,657	141654,76	2845012,47	1,4
900	727,364	51,752	5890,368	145760,36	2845017,75	7,53
923	725,427	997,432	7578,925	138985,03	2841839,82	14,44
946	291,534	1009,054	8073,069	319490,66	937650,71	15,54
Cort.Basal	32825,174	9706,433				

Reacciones en los apoyos/Cortante Basal						
Nudos	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	-291,541	-1009,061	-8073,139	-319506,01	-937670,11	-15,3
26	-725,448	-997,421	-7578,9	-138988,03	-2841894,4	-14,42
49	-727,371	-51,751	-5890,192	-145758,59	-2845038,8	-7,5
72	-727,356	-49,495	-5794,677	-141654,51	-2845012,4	-1,4
95	-727,364	-51,751	-5890,251	-145758,64	-2845018,1	-7,53
118	-725,435	-997,422	-7579,03	-138987,84	-2841853,4	-14,44
141	-291,534	-1009,06	-8073,088	-319506,59	-937650,92	-15,55
164	-822,391	-44,349	-2388,484	-132238,08	-3001101,3	-19,62
187	-890,394	-50,972	-1364,855	-144335,32	-3112599,4	-15,89
210	-889,413	-50,925	-1351,549	-144259,12	-3110993,1	-8,23
233	-889,543	-50,963	-1309,399	-144327,03	-3111203,6	-1,14
256	-889,405	-50,925	-1351,58	-144259,13	-3110971,3	-8,26
279	-890,379	-50,972	-1364,892	-144335,33	-3112555,9	-15,92
302	-822,37	-44,349	-2388,487	-132238,08	-3001038,1	-19,64
325	-834,244	-44,79	-1246,65	-133063,38	-3020611,7	-21,77
348	-887,644	-51,11	-307,391	-144590,78	-3108205,2	-17,51
371	-886,3	-50,595	-335,955	-143657,17	-3105997,6	-9,02
394	-886,317	-50,805	-298,636	-144039,08	-3106021	-0,62
417	-886,293	-50,595	-335,969	-143657,17	-3105976,1	-9,05
440	-887,63	-51,11	-307,406	-144590,78	-3108162,1	-17,53
463	-834,223	-44,79	-1246,653	-133063,38	-3020548,6	-21,8
486	-834,244	-44,79	-1246,651	-133063,41	-3020611,8	-21,77
509	-887,644	-51,11	-307,389	-144590,94	-3108205,3	-17,51
532	-886,3	-50,595	-335,952	-143657,34	-3105997,6	-9,02
555	-886,317	-50,805	-298,633	-144039,25	-3106021	-0,62
578	-886,293	-50,595	-335,967	-143657,34	-3105976,1	-9,05
601	-887,63	-51,11	-307,401	-144590,94	-3108162,2	-17,53
624	-834,223	-44,79	-1246,65	-133063,41	-3020548,6	-21,8
647	-822,391	-44,349	-2388,476	-132238,94	-3001101	-19,62
670	-890,394	-50,972	-1364,823	-144336,2	-3112600,2	-15,89
693	-889,412	-50,925	-1351,552	-144259,57	-3110992,8	-8,23
716	-889,543	-50,963	-1309,398	-144327,57	-3111203,6	-1,14
739	-889,405	-50,925	-1351,584	-144259,58	-3110970,9	-8,26
762	-890,38	-50,972	-1364,86	-144336,23	-3112556,5	-15,91
785	-822,37	-44,349	-2388,469	-132238,96	-3001037,9	-19,64
808	-291,541	-1009,056	-8073,139	-319490,05	-937669,73	-15,29
831	-725,441	-997,431	-7578,768	-138985,27	-2841881,1	-14,42
854	-727,37	-51,752	-5890,308	-145760,31	-2845038,5	-7,5
877	-727,356	-49,495	-5794,657	-141654,76	-2845012,5	-1,4
900	-727,364	-51,752	-5890,368	-145760,36	-2845017,8	-7,53
923	-725,427	-997,432	-7578,925	-138985,03	-2841839,8	-14,44
946	-291,534	-1009,054	-8073,069	-319490,66	-937650,71	-15,54
Cort.Basal	-32825,174	-9706,433				

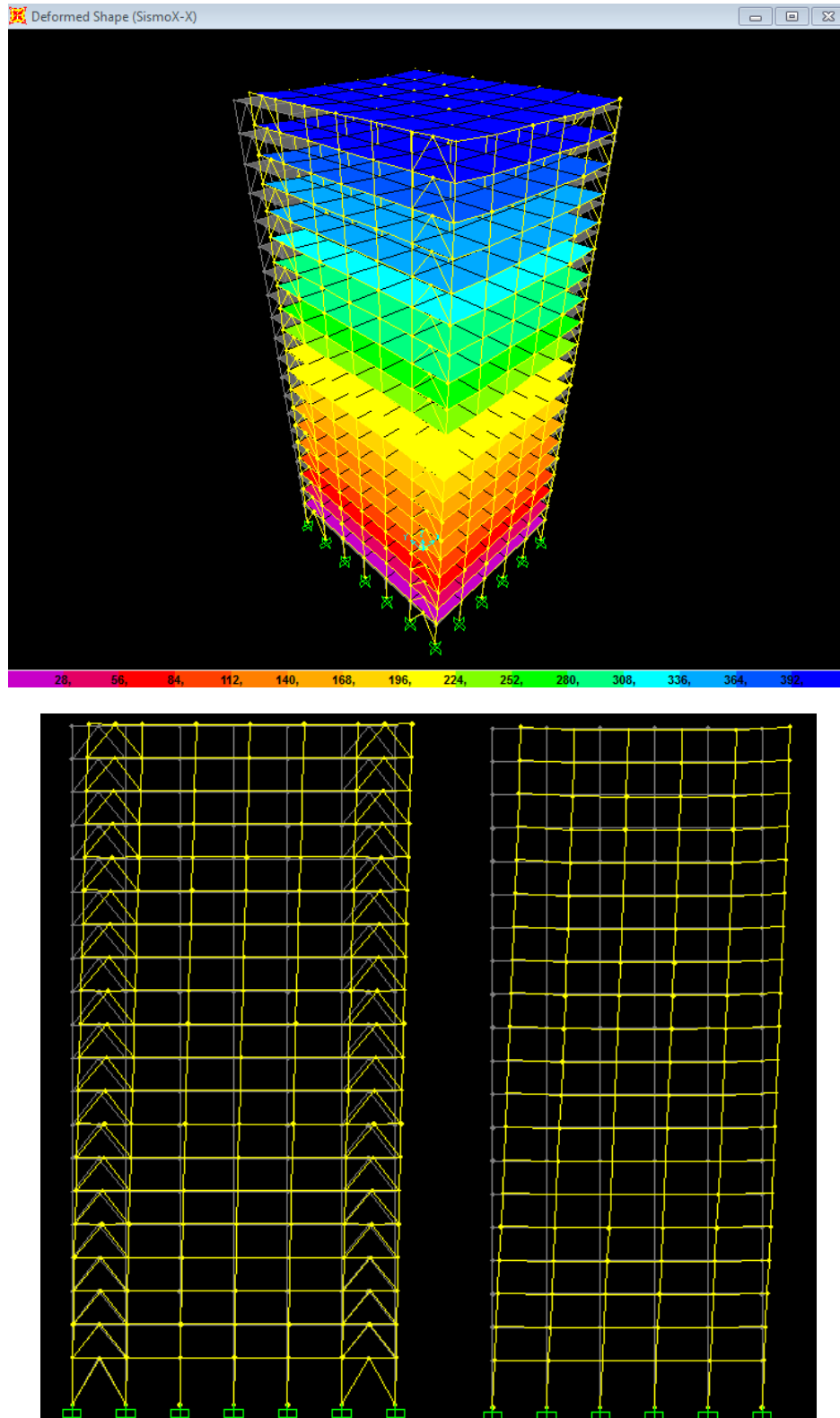
Cortante Basal		
Sismo	GlobalFX	GlobalFY
	KN	KN
SismoX-X	32825,174	9706,433
-SismoX-X	-32825,174	-9706,433

Como se puede observar, la diferencia entre las dos hipótesis de “Sismo X-X” son las fuerzas en “Z” provocadas por el peso propio más la carga viva, ya que los cortantes en “X” y en “Y” solo

varían en su sentido. También se ve un leve aumento del corte basal respecto a la estructura sin brazos.

6.2.2.1.2. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



A continuación se muestran los resultados absolutos de los desplazamientos de cada planta.

Desplazamientos por planta			
Plantas	U1	U2	U3
n°	mm	mm	mm
Calle	0	0	0
1°	25,173845	9,07867	2,547788
2°	46,487008	15,204213	4,199176
3°	67,060516	22,356537	5,70305
4°	86,735171	30,152728	7,06881
5°	107,872203	39,389766	8,879826
6°	127,902385	49,24663	10,505295
7°	147,100583	59,619672	11,957826
8°	165,644494	70,384258	13,246629
9°	183,420862	81,328709	14,380523
10°	200,449171	92,352359	15,367712
11°	218,112599	103,913687	16,3786
12°	235,169629	115,268353	17,231178
13°	251,387927	126,757721	17,93445
14°	269,310843	138,523362	18,757099
15°	285,947441	150,294732	19,380977
16°	301,101656	162,013111	19,828979
17°	315,912754	173,45152	20,155582
18°	329,078893	184,713246	20,340256
19°	341,765172	196,199215	20,44375
20°	351,3185	207,50301	20,464453

Se puede observar que ha habido una reducción importante en los desplazamientos en el eje “Y” respecto a la estructura sin brazos.

6.2.2.1.3. Desplazamientos Inter-Story

A continuación se muestra una tabla con los “*Desplazamientos inter-story*”, es decir el desplazamiento relativo del nudo superior de un pilar correspondiente a una planta, con el nudo inferior correspondiente a la planta inmediatamente debajo.

Desplazamientos Inter-Story		
Entreplanta	Dx	Dy
	mm	mm
Calle/1°	25,173845	9,07867
1°-2°	21,313163	6,125543
2°-3°	20,573508	7,152324
3°-4°	19,674655	7,796191
4°-5°	21,137032	9,237038
5°-6°	20,030182	9,856864
6°-7°	19,198198	10,373042
7°-8°	18,543911	10,764586
8°-9°	17,776368	10,944451
9°-10°	17,028309	11,02365
10°-11°	17,663428	11,561328
11°-12°	17,05703	11,354666
12°-13°	16,218298	11,489368
13°-14°	17,922916	11,765641
14°-15°	16,636598	11,77137
15°-16°	15,154215	11,718379
16°-17°	14,811098	11,438409
17°-18°	13,166139	11,261726
18°-19°	12,686279	11,485969
19°-20°	9,553328	11,303795

Con esta tabla, se puede observar que para el caso de la hipótesis “*Sismo X-X*”, cada pilar sufre un desplazamiento entre 9 y 25 milímetros en la dirección “*X*”. Los desplazamientos en la dirección “*Y*” se deben a ese 30% del valor de “*U2*” que introducimos anteriormente y oscilan entre 9 y 12 milímetros. Comparando estos desplazamientos con los obtenidos en nuestra estructura sin brazos, podemos decir que los desplazamientos se han reducido significativamente en el eje “*Y*”.

6.2.2.2. Sismo Y-Y

6.2.2.2.1. Reacciones en los apoyos. Cortante Basal.

El cortante basal es la suma de las fuerzas horizontales equivalentes a la acción sísmica, que actúan sobre toda la estructura. A partir de su cálculo se distribuye dicho corte en los diferentes niveles de la estructura, en los sitios donde existe concentración de masas.

A continuación se muestran dos tablas (Una para cada dirección de la carga “sismo Y-Y”) con las reacciones en los apoyos. Los datos correspondientes a F1 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “X”, los datos correspondientes a F2 corresponden al cortante basal de cada pilar en la dirección “Y”. Para una mayor facilidad de comprensión estos datos están introducidos en negrita. Al final de la tabla se muestra el cortante basal global de la estructura en ambas direcciones.

Reacciones en los apoyos/Cortante Basal						
Nudos n°	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-mm	M2 KN-mm	M3 KN-mm
3	88,519	3359,124	22157,669	1062291	282384,36	7,37
26	218,862	3319,13	17145,028	461686,08	853419,42	5,68
49	218,252	172,48	3530,82	485833,87	853540,31	4,97
72	218,207	164,983	3600,577	472181,48	853503,73	4,36
95	218,25	172,48	3530,82	485833,85	853534,07	4,97
118	218,857	3319,13	17145,02	461686,1	853406,67	5,68
141	88,517	3359,125	22157,667	1062290,9	282378,9	7,41
164	247,338	147,828	5899,504	440792,54	900788,41	6,2
187	267,931	169,9	4177,6	481110,52	934405,82	5,59
210	266,876	169,75	4559,218	480863,62	933338,18	4,18
233	266,863	169,878	4630,026	481090,04	933361,08	3,42
256	266,874	169,75	4559,218	480863,62	933331,6	4,18
279	267,926	169,9	4177,6	481110,53	934392,39	5,6
302	247,332	147,828	5899,496	440792,56	900769,73	6,21
325	250,286	149,299	4024,944	443544,57	906193,42	6,56
348	266,295	170,368	4492,149	481969,24	932463,08	5,36
371	265,893	168,65	4909,574	478857,21	931801,55	2,96
394	265,895	169,35	4968,737	480130,24	931806,29	1,23
417	265,891	168,65	4909,574	478857,2	931795,09	2,97
440	266,291	170,368	4492,149	481969,24	932450,16	5,37
463	250,28	149,299	4024,946	443544,58	906174,46	6,57
486	250,286	149,298	4024,947	443544,66	906193,55	6,56
509	266,295	170,368	4492,148	481969,77	932463,07	5,36
532	265,893	168,65	4909,574	478857,78	931801,53	2,95
555	265,895	169,351	4968,737	480130,83	931806,29	1,21
578	265,891	168,65	4909,574	478857,78	931795,07	2,96
601	266,291	170,368	4492,148	481969,77	932450,14	5,37
624	250,28	149,298	4024,95	443544,67	906174,6	6,57
647	247,337	147,83	5899,495	440795,47	900788,66	6,2
670	267,931	169,901	4177,587	481113,51	934405,44	5,59
693	266,876	169,751	4559,22	480865,13	933337,98	4,16
716	266,863	169,878	4630,026	481091,83	933361,09	3,41
739	266,874	169,751	4559,22	480865,12	933331,46	4,17
762	267,927	169,901	4177,587	481113,5	934392,71	5,59
785	247,331	147,83	5899,498	440795,46	900769,46	6,21
808	88,519	3359,106	22157,452	1062236,1	282384,94	7,06
831	218,861	3319,163	17144,986	461676,85	853415,84	5,67
854	218,252	172,482	3530,854	485839,62	853540,16	4,96
877	218,207	164,983	3600,568	472182,34	853503,74	4,35
900	218,25	172,482	3530,854	485839,62	853533,98	4,96
923	218,858	3319,163	17144,988	461676,85	853403,9	5,67
946	88,517	3359,106	22157,453	1062236,1	282378,97	7,11
Cort.Basal	9862,869	32314,58				

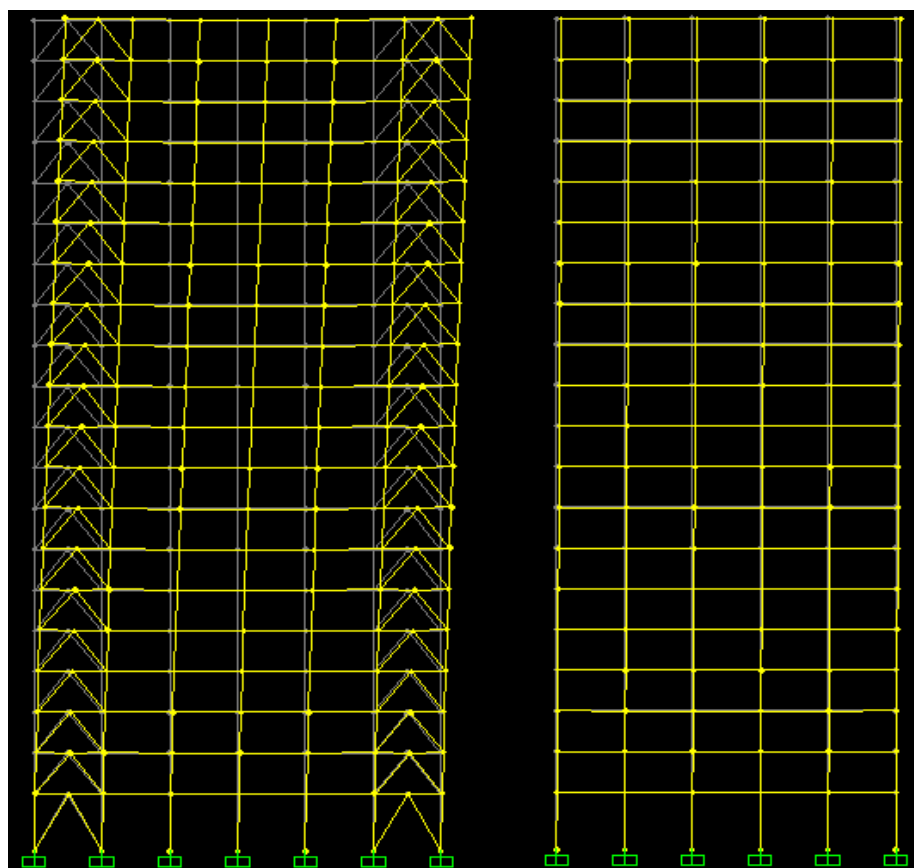
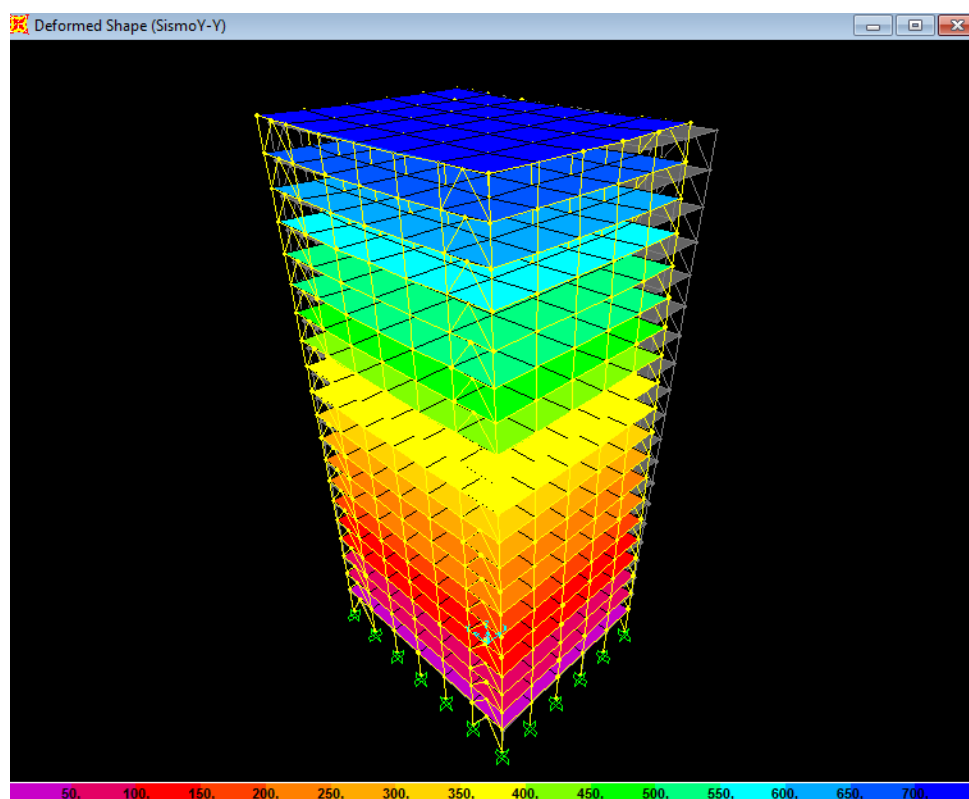
Reacciones en los apoyos/Cortante Basal						
Nudos	F1	F2	F3	M1	M2	M3
n°	KN	KN	KN	KN-mm	KN-mm	KN-mm
3	-88,519	-3359,124	-22157,669	-1062291	-282384,36	-7,37
26	-218,862	-3319,13	-17145,028	-461686,08	-853419,42	-5,68
49	-218,252	-172,48	-3195,774	-485833,87	-853540,31	-4,97
72	-218,207	-164,983	-1738,403	-472181,48	-853503,73	-4,36
95	-218,25	-172,48	-3195,8	-485833,85	-853534,07	-4,97
118	-218,857	-3319,13	-17145,02	-461686,1	-853406,67	-5,68
141	-88,517	-3359,125	-22157,667	-1062290,9	-282378,9	-7,41
164	-247,338	-147,828	-5899,504	-440792,54	-900788,41	-6,2
187	-267,931	-169,9	-1344,693	-481110,52	-934405,82	-5,59
210	-266,876	-169,75	-1289,52	-480863,62	-933338,18	-4,18
233	-266,863	-169,878	-392,82	-481090,04	-933361,08	-3,42
256	-266,874	-169,75	-1289,536	-480863,62	-933331,6	-4,18
279	-267,926	-169,9	-1344,697	-481110,53	-934392,39	-5,6
302	-247,332	-147,828	-5899,496	-440792,56	-900769,73	-6,21
325	-250,286	-149,299	-4024,944	-443544,57	-906193,42	-6,56
348	-266,295	-170,368	-247,228	-481969,24	-932463,08	-5,36
371	-265,893	-168,65	-539,247	-478857,21	-931801,55	-2,96
394	-265,895	-169,35	-89,591	-480130,24	-931806,29	-1,23
417	-265,891	-168,65	-539,255	-478857,2	-931795,09	-2,97
440	-266,291	-170,368	-247,235	-481969,24	-932450,16	-5,37
463	-250,28	-149,299	-4024,946	-443544,58	-906174,46	-6,57
486	-250,286	-149,298	-4024,947	-443544,66	-906193,55	-6,56
509	-266,295	-170,368	-247,226	-481969,77	-932463,07	-5,36
532	-265,893	-168,65	-539,247	-478857,78	-931801,53	-2,95
555	-265,895	-169,351	-89,59	-480130,83	-931806,29	-1,21
578	-265,891	-168,65	-539,249	-478857,78	-931795,07	-2,96
601	-266,291	-170,368	-247,232	-481969,77	-932450,14	-5,37
624	-250,28	-149,298	-4024,95	-443544,67	-906174,6	-6,57
647	-247,337	-147,83	-5899,495	-440795,47	-900788,66	-6,2
670	-267,931	-169,901	-1344,645	-481113,51	-934405,44	-5,59
693	-266,876	-169,751	-1289,516	-480865,13	-933337,98	-4,16
716	-266,863	-169,878	-392,819	-481091,83	-933361,09	-3,41
739	-266,874	-169,751	-1289,516	-480865,12	-933331,46	-4,17
762	-267,927	-169,901	-1344,648	-481113,5	-934392,71	-5,59
785	-247,331	-147,83	-5899,498	-440795,46	-900769,46	-6,21
808	-88,519	-3359,106	-22157,452	-1062236,1	-282384,94	-7,06
831	-218,861	-3319,163	-17144,986	-461676,85	-853415,84	-5,67
854	-218,252	-172,482	-3195,783	-485839,62	-853540,16	-4,96
877	-218,207	-164,983	-1738,397	-472182,34	-853503,74	-4,35
900	-218,25	-172,482	-3195,788	-485839,62	-853533,98	-4,96
923	-218,858	-3319,163	-17144,988	-461676,85	-853403,9	-5,67
946	-88,517	-3359,106	-22157,453	-1062236,1	-282378,97	-7,11
Cort.Basal	-9862,869	-32314,58				

Cortante Basal		
Sismo	GlobalFX	GlobalFY
	KN	KN
SismoY-Y	9862,869	32314,58
-SismoY-Y	-9862,869	-32314,58

Como se puede observar, la diferencia entre las dos hipótesis de “Sismo Y-Y” son las fuerzas en “Z” provocadas por el peso propio más la carga viva, ya que los cortantes en “X” y en “Y” solo varían en su sentido. También se ve un leve aumento del corte basal respecto a la estructura sin brazos.

6.2.2.2.2. Deformadas

El valor de la resultante de los desplazamientos viene determinado por los colores y esta expresado en mm.



A continuación se muestran los resultados absolutos de los desplazamientos de cada planta.

Desplazamientos por planta			
Plantas	U1	U2	U3
n°	mm	mm	mm
Calle	0	0	0
1°	7,552063	30,262065	1,740911
2°	13,945998	50,679543	2,926632
3°	20,100163	74,216526	4,050225
4°	26,020555	100,507981	5,100416
5°	32,343784	131,113324	6,533173
6°	38,349179	164,059747	7,866675
7°	44,130427	198,731383	9,091313
8°	49,668491	234,560187	10,198643
9°	54,999353	271,029193	11,184156
10°	60,135229	307,840373	12,043213
11°	65,403616	346,333968	12,924334
12°	70,503338	387,33204	13,665863
13°	75,417082	422,52488	14,269692
14°	80,639568	470,52277	14,972633
15°	85,626751	509,767509	15,519971
16°	90,331434	540,042776	15,937086
17°	94,690043	583,907585	16,257396
18°	98,724771	615,709812	16,435948
19°	102,35264	680,460015	16,539514
20°	105,304439	691,79398	16,556191

Se puede observar que ha habido una reducción importante en los desplazamientos en el eje “Y” respecto a la estructura sin brazos.

6.2.2.2.3. Desplazamientos Inter-Story

A continuación se muestra una tabla con los “*Desplazamientos inter-story*”, es decir el desplazamiento relativo del nudo superior de un pilar correspondiente a una planta, con el nudo inferior correspondiente a la planta inmediatamente debajo.

Desplazamientos Inter-Story		
Entreplanta	Dx	Dy
	mm	mm
Calle/1°	7,552063	30,262065
1°-2°	6,393935	20,417478
2°-3°	6,154165	23,536983
3°-4°	5,920392	26,291455
4°-5°	6,323229	30,605343
5°-6°	6,005395	32,946423
6°-7°	5,781248	34,671636
7°-8°	5,538064	35,828804
8°-9°	5,330862	36,469006
9°-10°	5,135876	36,81118
10°-11°	5,268387	38,493595
11°-12°	5,099722	40,998072
12°-13°	4,913744	35,19284
13°-14°	5,222486	47,99789
14°-15°	4,987183	39,244739
15°-16°	4,704683	30,275267
16°-17°	4,358609	43,864809
17°-18°	4,034728	31,802227
18°-19°	3,627869	64,750203
19°-20°	2,951799	11,333965

Con esta tabla, se puede observar que para el caso de la hipótesis “*Sismo Y-Y*”, cada pilar sufre un desplazamiento entre 11 y 40 milímetros en la dirección “Y”. Los desplazamientos en la dirección “X” se deben a ese 30% del valor de “*U2*” que introducimos anteriormente y oscilan entre 2 y 8 milímetros. Comparando estos desplazamientos con los obtenidos en nuestra estructura sin brazos, podemos decir que los desplazamientos se han reducido significativamente en el eje “Y”.

7. Comparación y análisis de los resultados obtenidos

Realizados los análisis, procederemos a comparar los resultados del análisis teniendo en cuenta los brazos articulados con el análisis de la estructura simple. De esta manera podemos observar de forma clara y concreta el mejor rendimiento de la estructura al aplicarle esta conocida técnica.

7.1. Efecto en los periodos

Periodos y frecuencias			
Modo n°	Periodo1 Sec	Periodo2 Sec	Variación %
1	4,838692	6,455358	33%
2	3,541845	3,771692	6%
3	3,172408	3,537437	12%
4	1,584756	2,483281	57%
5	1,249371	1,531266	23%
6	1,087577	1,358068	25%
7	0,902304	1,247699	38%
8	0,719079	1,128373	57%
9	0,710573	0,863649	22%
10	0,605255	0,798612	32%
11	0,604939	0,751621	24%
12	0,515115	0,717715	39%
13	0,514497	0,684875	33%
14	0,441889	0,575072	30%
15	0,416863	0,566226	36%
16	0,409785	0,513332	25%
17	0,394748	0,495268	25%
18	0,388003	0,44972	16%
19	0,384275	0,442479	15%
20	0,351903	0,42148	20%
21	0,343688	0,419171	22%
22	0,333755	0,393683	18%
23	0,325846	0,393603	21%
24	0,321547	0,385926	20%
25	0,316987	0,356303	12%
26	0,304584	0,355396	17%
27	0,295716	0,353561	20%
28	0,295713	0,34712	17%
29	0,29414	0,335756	14%
30	0,284414	0,335402	18%
31	0,280427	0,323559	15%
32	0,268914	0,315615	17%
33	0,267733	0,311417	16%
34	0,26716	0,30572	14%
35	0,264885	0,298043	13%
36	0,255691	0,286928	12%
37	0,254921	0,28678	12%
38	0,254868	0,270912	6%
39	0,252347	0,270523	7%
40	0,242142	0,265023	9%
41	0,236913	0,255497	8%
42	0,236132	0,251798	7%
43	0,234777	0,248452	6%
44	0,231329	0,248004	7%
45	0,230428	0,243309	6%
46	0,225013	0,240592	7%
47	0,215971	0,231249	7%
48	0,214985	0,224913	5%
49	0,205146	0,22266	9%
50	0,203552	0,22223	9%
51	0,203074	0,216147	6%
52	0,201529	0,215425	7%
53	0,200106	0,213015	6%
54	0,197519	0,212847	8%
55	0,195594	0,209128	7%
56	0,191334	0,205957	8%
57	0,190639	0,205007	8%
58	0,18834	0,201853	7%
59	0,183017	0,199225	9%
60	0,179809	0,19813	10%

En la tabla podemos observar que en el análisis considerando los brazos articulados se reduce el periodo del edificio de forma bastante apreciable. En nuestros 60 modos de vibración hemos conseguido mejoras de entre un 6% y un 57%, con una mejora del 33% para el primer modo de vibración.

7.2. Efecto en los Inter-Story

Dado que hemos realizado los análisis con dos hipótesis de sismo. Haremos también dos comparaciones para cada tipo de hipótesis. Y observaremos que independientemente de la hipótesis, los brazos consiguen una reducción bastante importante en los desplazamientos en el eje “Y”.

7.2.1. Efecto en “Sismo X-X”

Desplazamientos Inter-Story						
Entreplanta	Estructura sin brazos		Estructura con brazos		Variación	
	Dx	Dy	Dx	Dy	Dx	Dy
	mm	mm	mm	mm	%	%
Calle/1º	25,085216	33,030692	25,173845	9,07867	0%	73%
1º-2º	21,249558	16,416025	21,313163	6,125543	0%	63%
2º-3º	20,516074	15,484001	20,573508	7,152324	0%	54%
3º-4º	19,613033	15,270451	19,674655	7,796191	0%	49%
4º-5º	21,06893	20,284477	21,137032	9,237038	0%	54%
5º-6º	19,966318	19,797294	20,030182	9,856864	0%	50%
6º-7º	19,135577	19,209048	19,198198	10,373042	0%	46%
7º-8º	18,49153	18,524769	18,543911	10,764586	0%	42%
8º-9º	17,727919	17,739633	17,776368	10,944451	0%	38%
9º-10º	16,98231	16,946329	17,028309	11,02365	0%	35%
10º-11º	17,620572	18,434509	17,663428	11,561328	0%	37%
11º-12º	17,017022	17,166059	17,05703	11,354666	0%	34%
12º-13º	16,190956	16,53961	16,218298	11,489368	0%	31%
13º-14º	17,894767	19,415243	17,922916	11,765641	0%	39%
14º-15º	16,618338	18,366925	16,636598	11,77137	0%	36%
15º-16º	15,146992	16,765394	15,154215	11,718379	0%	30%
16º-17º	14,814349	14,322894	14,811098	11,438409	0%	20%
17º-18º	13,174083	13,157591	13,166139	11,261726	0%	14%
18º-19º	12,707436	16,759313	12,686279	11,485969	0%	31%
19º-20º	9,592113	14,77276	9,553328	11,303795	0%	23%

En la tabla podemos comprobar la importante reducción en los desplazamientos del eje “Y” a consecuencia de insertarle a nuestra estructura los brazos articulados. Para la hipótesis “Sismo X-X” conseguimos una reducción de los desplazamientos entre-plantas que oscila entre el 14% y el 73%. Precisamente en nuestra primera altura que era donde teníamos los desplazamientos más altos se han reducido un 73%. También se puede comprobar que los desplazamientos

provocados por la carga en dirección “X” no han cambiado, ya que al insertarle los brazos articulados se ha conseguido aumentar considerablemente la rigidez en el plano “YZ”, pero no en el “XZ”.

7.2.2. Efecto en “Sismo Y-Y”

Desplazamientos Inter-Story						
Entreplanta	Estructura sin brazos		Estructura con brazos		Variación	
	Dx	Dy	Dx	Dy	Dx	Dy
	mm	mm	mm	mm	%	%
Calle/1º	7,525551	110,102305	7,552063	30,262065	0%	73%
1º-2º	6,374874	54,720086	6,393935	20,417478	0%	63%
2º-3º	6,136875	51,545256	6,154165	23,536983	0%	54%
3º-4º	5,901861	50,969591	5,920392	26,291455	0%	48%
4º-5º	6,302042	67,575763	6,323229	30,605343	0%	55%
5º-6º	5,985838	66,032813	6,005395	32,946423	0%	50%
6º-7º	5,763365	64,0275	5,781248	34,671636	0%	46%
7º-8º	5,520956	61,739759	5,538064	35,828804	0%	42%
8º-9º	5,315375	59,143984	5,330862	36,469006	0%	38%
9º-10º	5,124199	56,485377	5,135876	36,81118	0%	35%
10º-11º	5,255698	61,475289	5,268387	38,493595	0%	37%
11º-12º	5,088247	58,959836	5,099722	40,998072	0%	30%
12º-13º	4,904627	53,365474	4,913744	35,19284	0%	34%
13º-14º	5,213198	69,769832	5,222486	47,99789	0%	31%
14º-15º	4,981753	60,860509	4,987183	39,244739	0%	36%
15º-16º	4,703079	51,194871	4,704683	30,275267	0%	41%
16º-17º	4,357921	52,083486	4,358609	43,864809	0%	16%
17º-18º	4,03861	39,518142	4,034728	31,802227	0%	20%
18º-19º	3,632532	74,193098	3,627869	64,750203	0%	13%
19º-20º	2,963765	31,089042	2,951799	11,333965	0%	64%

Los brazos en forma de “V” invertida fueron colocados en el plano “YZ” teniendo en cuenta que nuestra hipótesis “Sismo Y-Y” era la más desfavorable para nuestra estructura, y en consecuencia la que más daños podía provocar. Se puede observar que el objetivo principal de la inserción de estos brazos se ha conseguido, ya que se ha producido una reducción de los desplazamientos entre-plantas que oscila entre el 14% y el 73%. Precisamente en nuestra primera altura, que era donde teníamos los desplazamientos más elevados, se desplazaba 110 mm. Y ahora se ha reducido en un 73%, quedándonos un desplazamiento de 30 mm, convirtiendo con ello la penúltima altura en la más desfavorable con casi 65 mm de Inter-Story.

8. Conclusiones

La realización de un análisis modal dinámico nos da una mayor aproximación al comportamiento real de la estructura ante un evento sísmico; debido a que considera todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas y sus respectivas frecuencias. Por lo tanto la respuesta final será el producto de la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de un promedio ponderado en el que cada modo posee un factor de participación que dependerá de las masas y dirección del sismo.

Es decir, el análisis modal toma en cuenta todas las posibles deformadas que pueda tener una estructura y las incluye en el análisis sísmico. Algo mucho más exacto y fiable que otros tipos de análisis, como el análisis estático equivalente, en el que solo estarías modelando la estructura a partir de una sola deformada equivalente a la del modo fundamental. Finalmente, en el análisis modal estarías contemplando fuerzas que no consideraría el estático equivalente, ya que para determinar las fuerzas definitivas de diseño, se calculan las fuerzas para cada modo y se realiza una combinación modal para obtener las máximas probables.

Por otra parte la rapidez y exactitud con las que el SAP2000 realiza un análisis dinámico y sus diversas herramientas que nos permiten conocer las zonas más vulnerables de la estructura y donde se debería poner mayor énfasis en el proceso de diseño, nos permite realizar análisis de complicadas edificaciones con una exactitud antes imposible.

Según los resultados obtenidos respecto al diseño de nuestra edificación se ha demostrado gracias a este análisis con SAP2000 que una modificación en el diseño estructural del edificio con la aplicación de técnicas como la de los brazos en “V” invertida mejora considerablemente el comportamiento de este ante la acción de sismos severos, desarrollando un mecanismo estable que nos permite que la estructura no colapse, cuando de otra forma, sin la aplicación de estas técnicas económicas podría colapsar y acabar en desastre.

9. Bibliografía

- **Diseño Sismorresistente de Edificios/Técnicas convencionales y avanzadas.** Editorial Reverté, S.A. (Luis M.Bozzo – Alex H. Barbat)
- **Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples** (Federal Emergency Management Agency)
- **Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NSCR-02)**
- **Documento Básico SE (Seguridad Estructural)**
- **Documento Básico AE (Acciones en la Edificación)**
- **Eurocode2008**
- **Computers and Structures, INC.,** “SAP2000 Version 14, A Computer Program for Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structures”, Berkeley,California, USA. 2003.
- **Modelación inelástica de edificios de concreto con disipadores de energía histeréticos** (Juan Carlos Reyes – Néstor R. Rubiano)
- **“Desarrollo de un Nuevo Disipador de Energía para Diseño Sismorresistente. Análisis Numérico y Validación Experimental de su Comportamiento”,** Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona. España. 2000.
- **Edificaciones con Disipadores de Energía** (Libro premio nacional ANR 2008) (Dr. Genner Villareal Castro – M.Sc. Ricardo Oviedo Sarmiento)