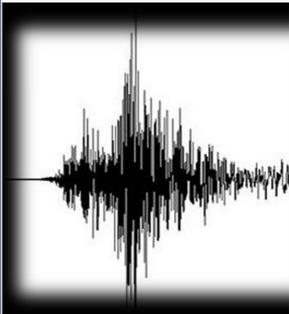
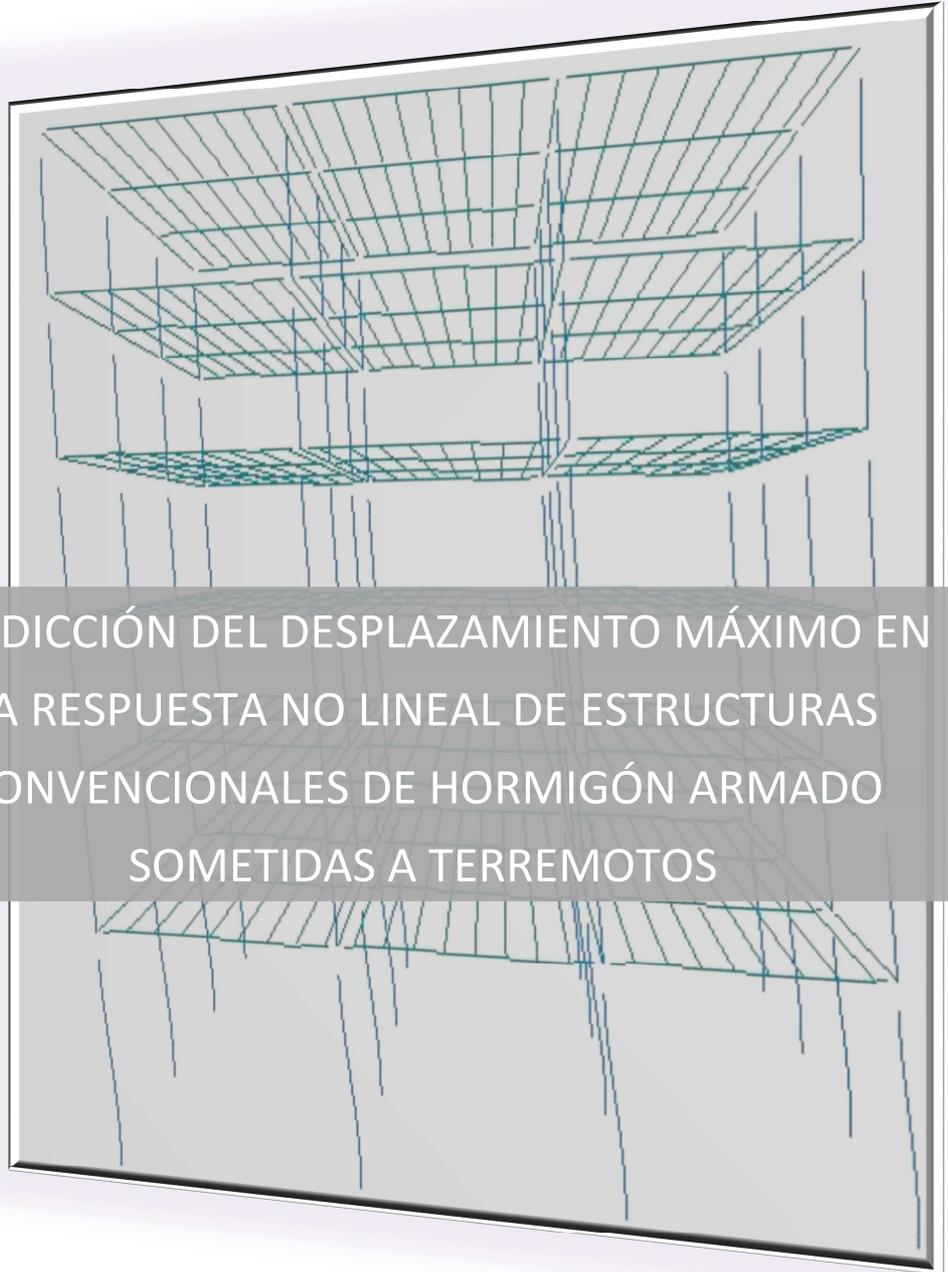




Trabajo Fin de Máster



PREDICCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN
LA RESPUESTA NO LINEAL DE ESTRUCTURAS
CONVENCIONALES DE HORMIGÓN ARMADO
SOMETIDAS A TERREMOTOS

Alumno: Francisco José Rescalvo Fernández

|

Tutor: Amadeo Benavent-Climent

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	5
1.1 Objetivos del trabajo	5
2. CALCULO DE ESTRUCTURA	7
2.1 Plantilla del edificio	7
2.2 Introducción de la geometría y cargas en el edificio	8
2.3 Introducción de pilares.....	11
2.4 Definición de pórticos	12
2.5 Introducción de vigas	13
2.6 Introducción de forjado.....	14
2.7 Otros parámetros:.....	15
2.7.1 introducción de características para acción sísmica.....	16
2.8 Combinación de acciones de las diferentes estructuras.....	16
2.9 Estructura de 3 plantas.....	17
2.9.1 combinación de acciones: SISMO + G (carga permanente)	17
2.9.2 combinación de acciones: G (carga permanente)	22
2.10 Estructura de 6 plantas.....	26
2.10.1 combinación de acciones: SISMO + G (carga permanente)	27
2.10.2 combinación de acciones: G (carga permanente)	33
2.11 Estructura de 9 plantas.....	40
2.11.1 combinación de acciones: SISMO + G (carga permanente)	41
2.11.2 combinación de acciones: G (carga permanente)	54
2.12 Vista en 3d de los edificios resultantes	64
3. FORMACIÓN DEL MECANISMO DE COLAPSO DE TIPO “VIGA DÉBIL – COLUMNA FUERTE” ...	67
3.1 Mecanismo de colapso de tipo “viga débil – columna fuerte”	67
3.2 Localización de rótulas plásticas.....	70
3.3 Determinación de momentos últimos en vigas y esquemas de numeración	71
3.3.1 esquemas de numeración	72
3.3.2 momentos últimos en vigas.....	75
3.4 Momentos últimos en pilares.....	99
3.4.1 edificio de 3 plantas	99
3.4.2 edificio de 6 plantas	101
3.4.3 edificio de 9 plantas	102
3.5 Estimación de la distribución de fuerzas sísmicas laterales máximas.....	104

3.6	Análisis plástico de la estructura	109
3.7	Obtención de axil de cálculo.....	128
3.8	Cálculo de armado y dimensión de pilares	130
4.	MODELIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	139
4.1	Control data	139
4.2	Element types.....	140
4.3	Element data	140
4.4	Units system.....	140
4.5	Floor elevations.....	141
4.6	Description of identical frames	141
4.7	Plan configuration	141
4.8	Nodal weights.....	141
4.9	Material Properties	142
4.10	Concrete properties sets	142
4.11	Reinforcement properties sets.....	143
4.12	Hysteretic modeling rules.....	143
4.13	Column properties: Section dimensions and reinforcement.....	144
4.14	Column shape and characteristics.....	144
4.15	Beam properties:.....	145
4.16	Beam shape and characteristics	145
4.17	Column connectivity.....	146
4.18	Beam connectivity.....	147
4.19	Analysis options.....	148
4.20	Static loads	148
4.21	Uniformly loaded beams	149
4.22	Dynamic analysis	149
4.23	Input wave.....	149
4.24	Snapshot output.....	150
4.25	Output control.....	150
4.26	Columns and beams outputs.....	151
4.27	Comprobación de formación de mecanismo “columna fuerte- viga débil”	151
5.	SELECCIÓN DE TERREMOTOS	155
5.1	Escalado de terremotos.....	156
6.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	163

6.1 Propiedades modales para cada edificio	163
6.2 Cálculo de desplazamientos máximos en régimen elástico.....	165
6.3 Combinación de modos de vibración	169
6.4 Desplazamientos para cada terremoto	170
7. CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS.....	181
7.1 Cambios en el fichero de input para cada estructura:.....	181
7.2 Desplazamientos máximos obtenidos en análisis dinámicos directos.....	182
7.3 Coeficiente de ductilidad μ	191
7.3.1 cálculo de Q_y por planta.....	194
7.3.2 valores de Q_{yi} , K_i y δ_{yi} por planta y edificio.....	198
7.3.3 coeficiente μ_i obtenido por edificio y planta	199
7.4 Nivel de daño	209
7.4.1 base teórica de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner-Akiyama[4].....	209
7.4.2 resultados obtenidos para W_{Pi} y el nivel de daño η_i	212
8. PREDICCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS INELÁSTICOS	223
8.1 Hipótesis de igualdad $v_{max, el} = v_{max, elpl}$ (Veletsos y Newmark, 1960)	224
8.1.1 comparación de desplazamientos máximos elásticos frente a inelásticos.	229
8.2 Hipótesis mediante relaciones $\eta_{\mu m}$ propuestas por Akiyama	244
8.2.1 ratio $\eta_{\mu m}$ para cada estructura.....	245
8.2.2 cálculo de desplazamiento máximo relativo mediante expresiones de Akiyama....	250
8.2.3 comparación de desplazamientos obtenidos mediante relaciones de Akiyama frente a desplazamientos reales	260
8.2.4 desplazamientos en régimen elástico frente a desplazamientos obtenidos mediante relaciones de Akiyama.....	264
8.3 Comparación de desplazamientos en régimen elástico con desplazamientos inelásticos máximos por planta totales.....	265
9. CONCLUSIONES	267
9.1 Trabajos futuros	269
10. BIBLIOGRAFÍA.....	271



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos del trabajo

El objetivo central para este trabajo se basa en la predicción del desplazamiento máximo en la respuesta no lineal para unas estructuras de pórticos de hormigón armado.

Las estructuras de hormigón armado formadas por varios pórticos se proyectarán de tal forma que posean un mecanismo de colapso de tipo columna fuerte – viga débil. Se diseñarán primeramente mediante un programa de cálculo de estructuras, siendo CYPE el elegido para este trabajo. Y posteriormente se modelizarán en un programa que permita realizar un análisis dinámico de las mismas sometidas a diferentes terremotos. Las características tanto geométricas como de armado se describen en el siguiente apartado.

Esto permitirá estudiar el desplazamiento máximo al que se ven sometidas mediante dos procedimientos:

- 1) Siguiendo el proceso de la normativa española NCSE – 02 [1] mediante las igualdades que propusieron Veletsos y Newmark
- 2) Mediante criterios energéticos, obteniendo el coeficiente de daño η para cada planta y aplicando las fórmulas de Akiyama [4] para predecir el desplazamiento máximo por planta.

El primer punto se basa en las igualdades establecidas por Veletsos y Newmark (1960) analizando dos elementos de igual masa, rigidez y amortiguamiento permitiéndole a un elemento plastificar y al otro mantenerlo en régimen elástico.

La igualdad sobre la que se centrará este trabajo viene descrita por la figura inferior:

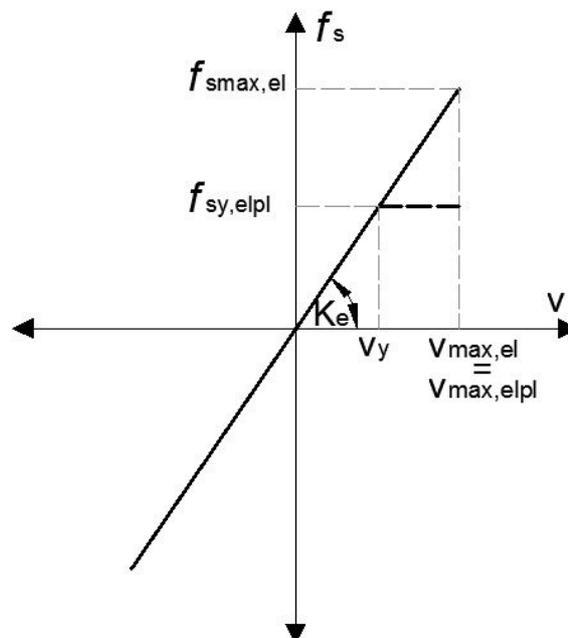


Figura 1.1: Comportamiento para sistemas flexibles.

Esta igualdad está establecida para un rango de periodos comprendido en $0,5 < T < 3,33 \text{ s}$

En el apartado 8 se explicarán con más detalle el resto de división de periodos y la relación entre los desplazamientos que establecieron para cada par de sistemas.

En el segundo punto se aplican las relaciones η/μ_m definidas por Akiyama. Aplicando el modelo de Clough (4.3.4 [4]). Dichas relaciones están obtenidas a traves de numerosos análisis dinámicos de terremotos como El centro y Kobe. Tanto en el apartado 7 en el que se obtiene el nivel de daño como en el apartado 8 se recoge la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner – Akiyama.

2. CALCULO DE ESTRUCTURA

El cálculo de las tres estructuras citadas anteriormente de 3, 6 y 9 plantas se va a realizar mediante el programa CYPEcad 2012.

Para ello, se van a variar una serie de parámetros a los valores “por defecto” que aparecen en el programa.

A fin de entenderlos se citarán los pasos a seguir para obtener dicho cálculo.

2.1 Plantilla del edificio

Para poder introducir una estructura en CYPEcad se debe realizar previamente un breve esquema de las plantas de nuestro edificio.

Para este trabajo, como se ha definido anteriormente, los pórticos tendrán la misma separación entre ellos en ambos ejes, como aparece en la figura 2.1, tanto para el mismo edificio como para todos los demás (3, 6 y 9 plantas).

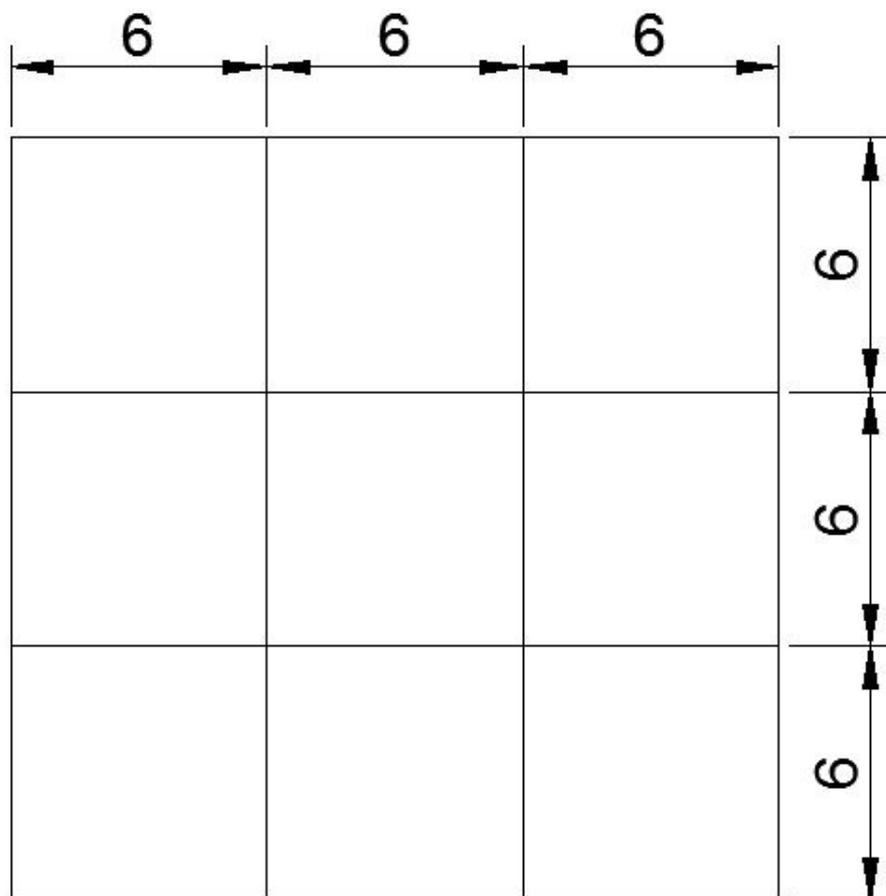


Figura 2.1: Esquema de planta. Cotas en metros.

Una vez introducido este esquema en CYPE se procede a introducir pilares, vigas y zunchos.

2.2 Introducción de la geometría y cargas en el edificio

Una vez que tenemos el esquema implantado en el programa, el siguiente paso será definir tanto las alturas de las distintas plantas como las cargas que se dan en cada planta.

En cuanto a las alturas para los tres edificios se definirán de la misma forma, siendo 4,5 m. la altura de la planta baja y 3 m. para el resto de las plantas como se ve en las figuras 2.2 para el edificio de 3 plantas, la figura 2.3 para el edificio de 6 plantas y la figura 2.4 para el de 9 plantas.

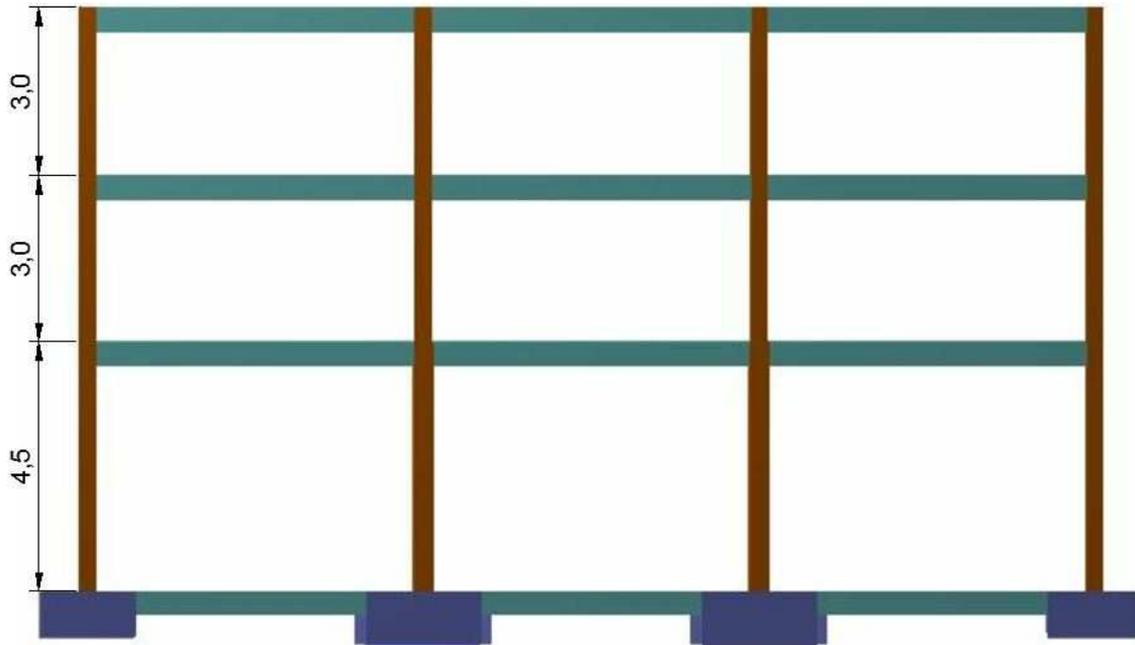


Figura 2.2: Vista en perfil. Edificio de 3 plantas.

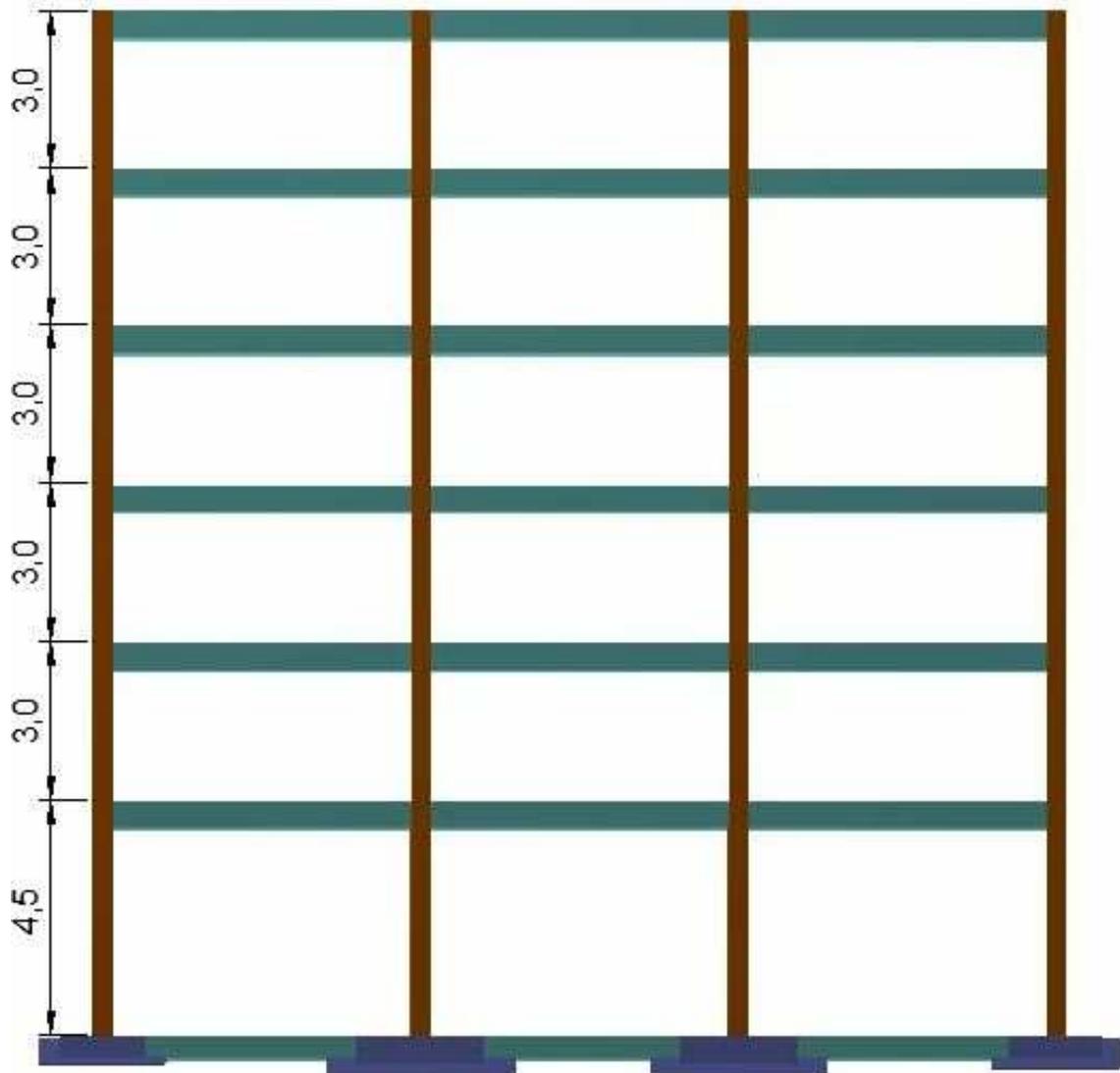


Figura 2.3: Vista en perfil. Edificio de 6 plantas.

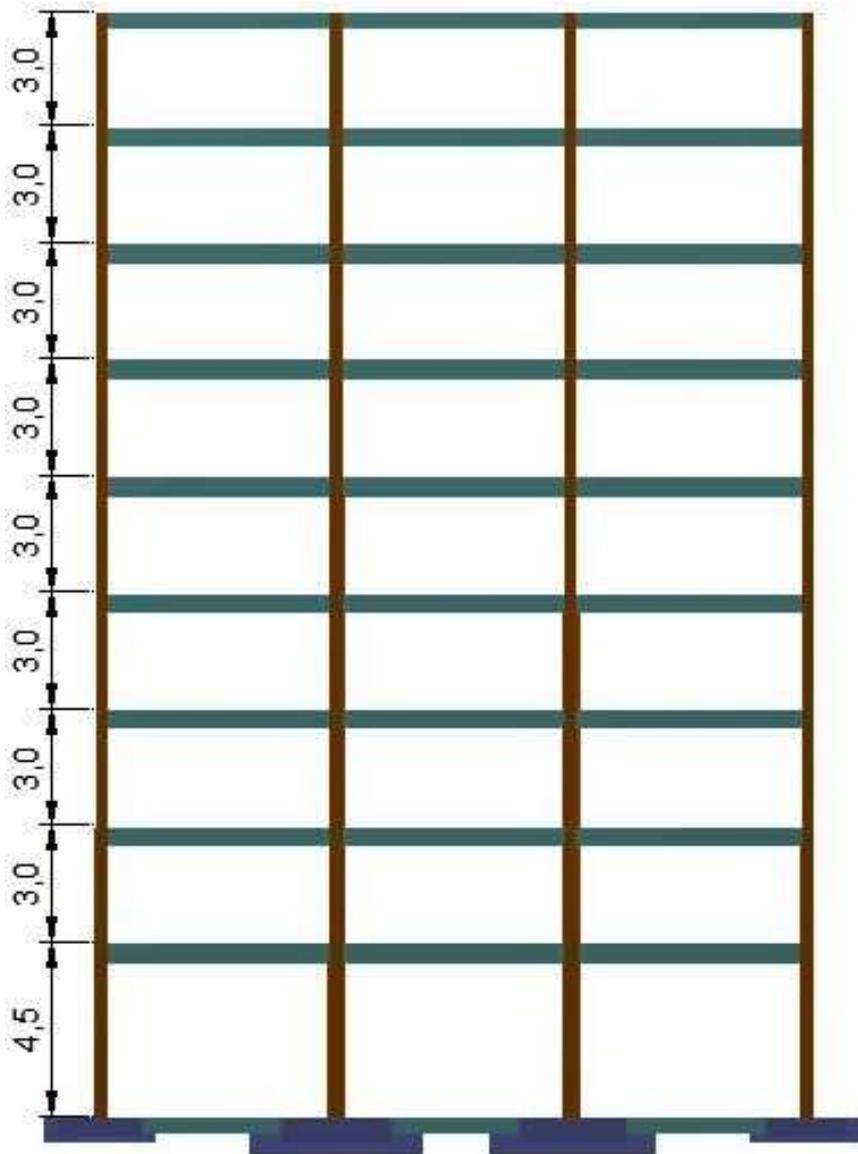


Figura 2.4: Vista en perfil. Edificio de 9 plantas.

Las cargas introducidas para cada planta se considerará la misma a efectos de simplificar los cálculos.

Así mismo para la introducción de cargas en el programa, no se necesita tener en cuenta la carga de la estructura ya que esto lo considerará el programa automáticamente una vez que se calcule la estructura.

Los dos parámetros de carga que se introducen en CYPE son: Q (kN/m^2) y CM (kN/m^2).

Siendo el primero la carga variable a considerar: 2 kN/m^2 por planta.

El segundo se refiere a la carga muerta del edificio en referencia a solados, petos y cargas de la misma índole. A efecto de cálculo se ha considerado un valor de $1,96 \text{ kN/m}^2$ por planta.

Dichas cargas se han obtenido según el Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación (DB SE-AE), capítulo 3 y Anejo C del mismo. [12]

Una vez introducidas las cargas y definido nuestro edificio, se procede a la introducción de pilares.

2.3 Introducción de pilares.

Los pilares se introducirán con una dimensión previa de 35 cm, la cual cambiará después del cálculo de la estructura.

La situación de los pilares será de tal manera que el eje de estos coincida con las intersecciones de la figura 2.1. Además el orden de la colocación de pilares será de izquierda a derecha y de abajo a arriba para todos los edificios, como se observa en la 2.5

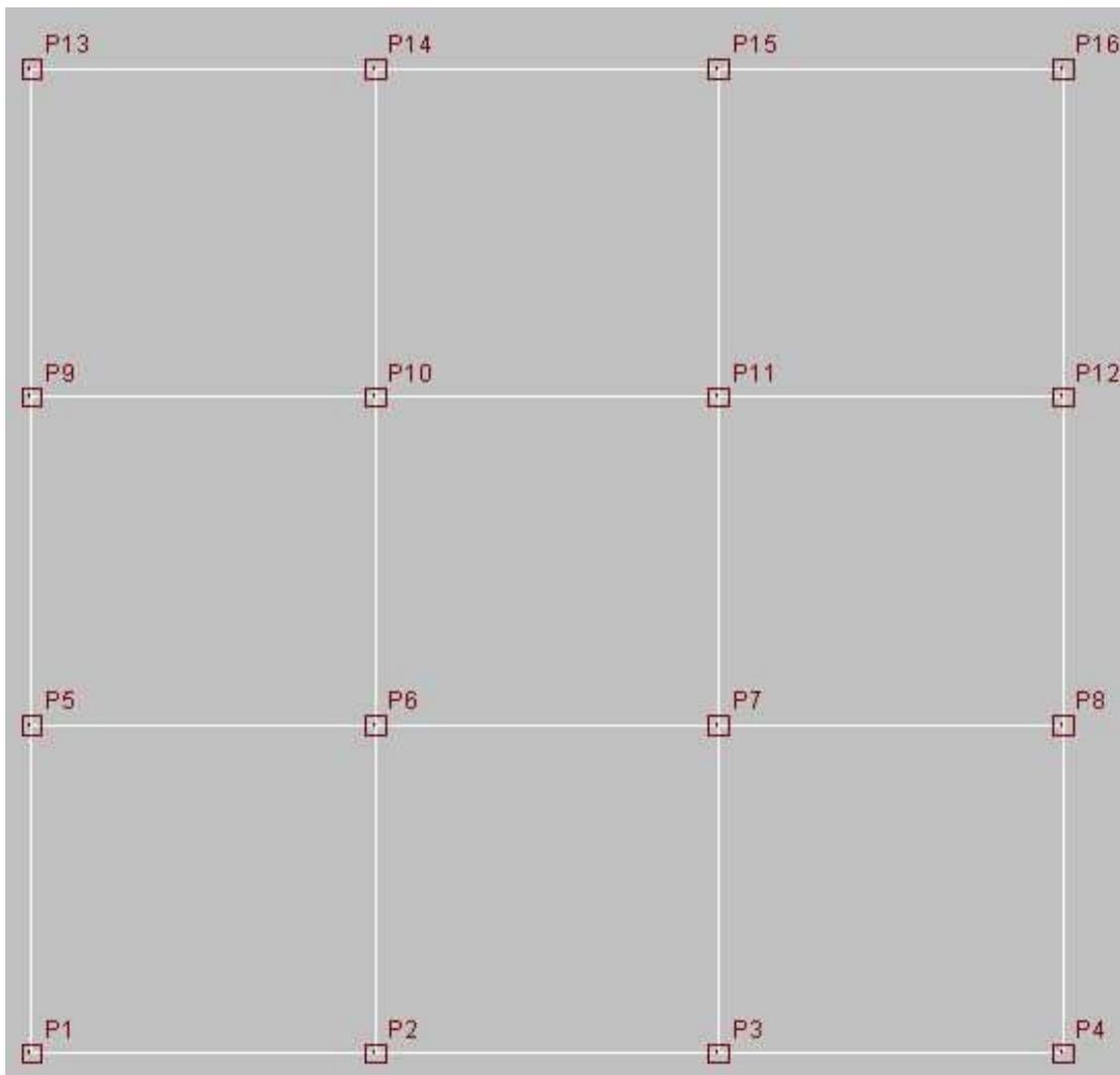


Figura 2.5: Vista de planta. Disposición de pilares

Una vez introducidos los pilares, el siguiente paso será definir los pórticos que vamos a tratar bajo criterios de simetría.

2.4 Definición de pórticos

En este apartado se definirán los pórticos que servirán para discretizar la estructura y poder analizarla de una forma más sencilla pórtico a pórtico.

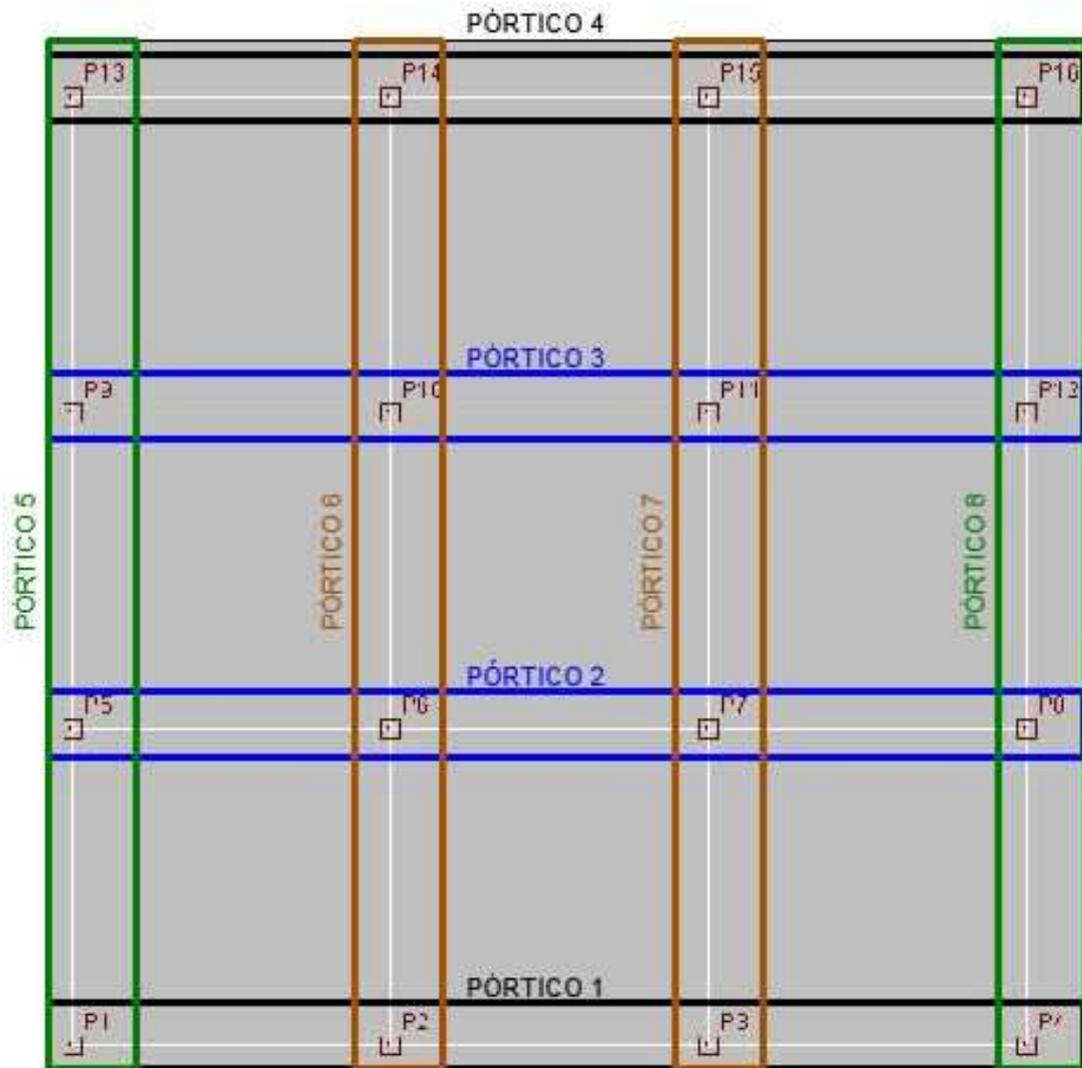


Figura 2.6: Vista de planta. Definición de pórticos

Así mismo, para poder realizar un cálculo efectivo, se tomarán en cuenta una serie de criterios de simetría, ya que la planta, así como sus componentes lo son. Por ello, los pórticos 1 y 4 serán tomados iguales, al igual que los pórticos 2 y 3, 5 y 8 y por último los pórticos 6 y 7.

Una vez definidos los pórticos, el siguiente paso será introducir las vigas o jácenas en la dirección X.

2.5 Introducción de vigas

Las vigas serán descolgadas ya que así lo indica la normativa española (NCSE-02) de tamaño inicial 30 x 45 cm. el cual variará después del cálculo.

En la figura 2.7 se puede ver un ejemplo de la disposición de dichas vigas:

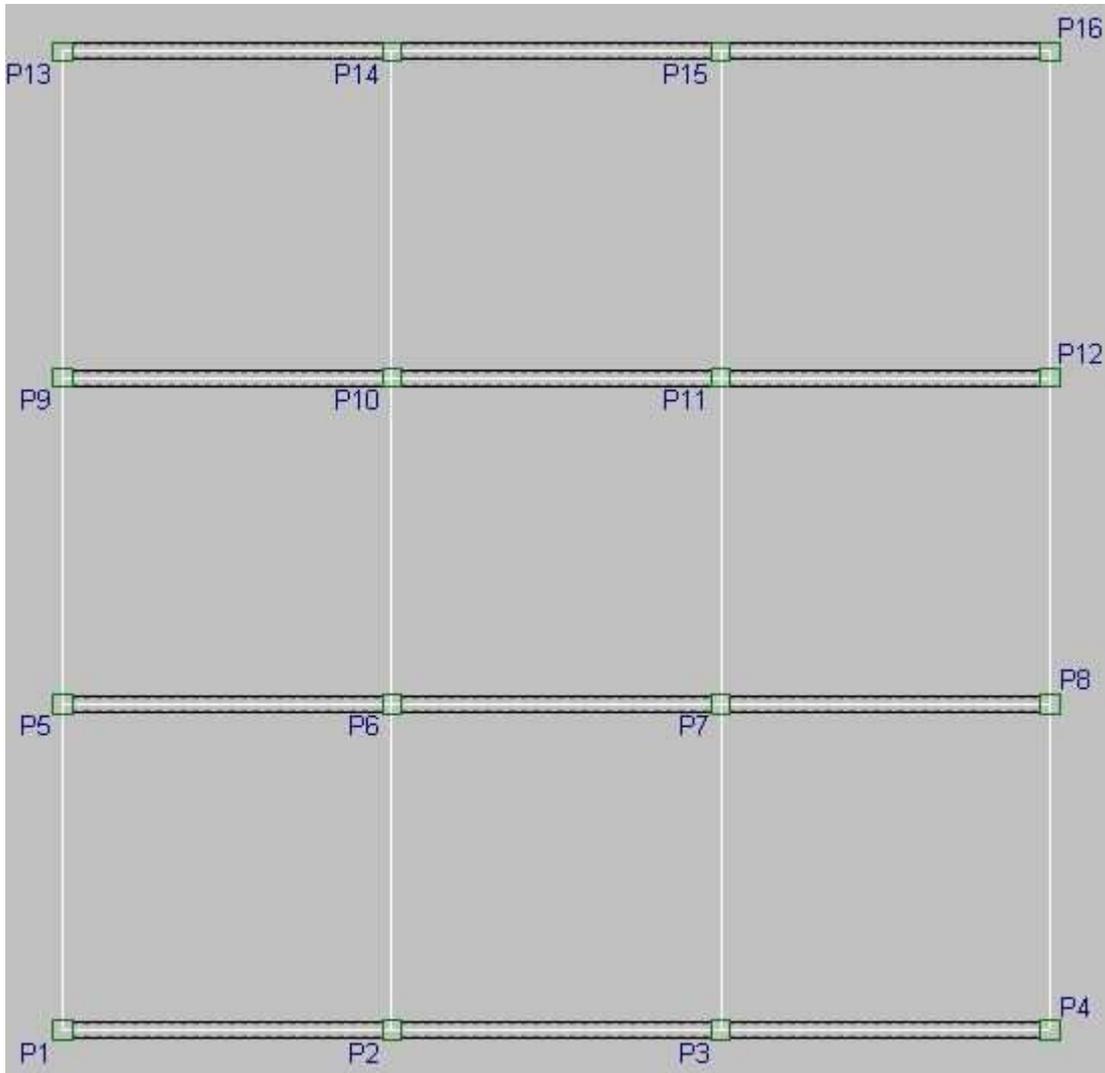


Figura 2.7: Vista en planta. Disposición de jácenas.

En la dirección Y se dispondrán zunchos de la dimensión 30 x 30 cm. por lo que la planta tipo del edificio quedaría como se puede apreciar en la figura 2.8:

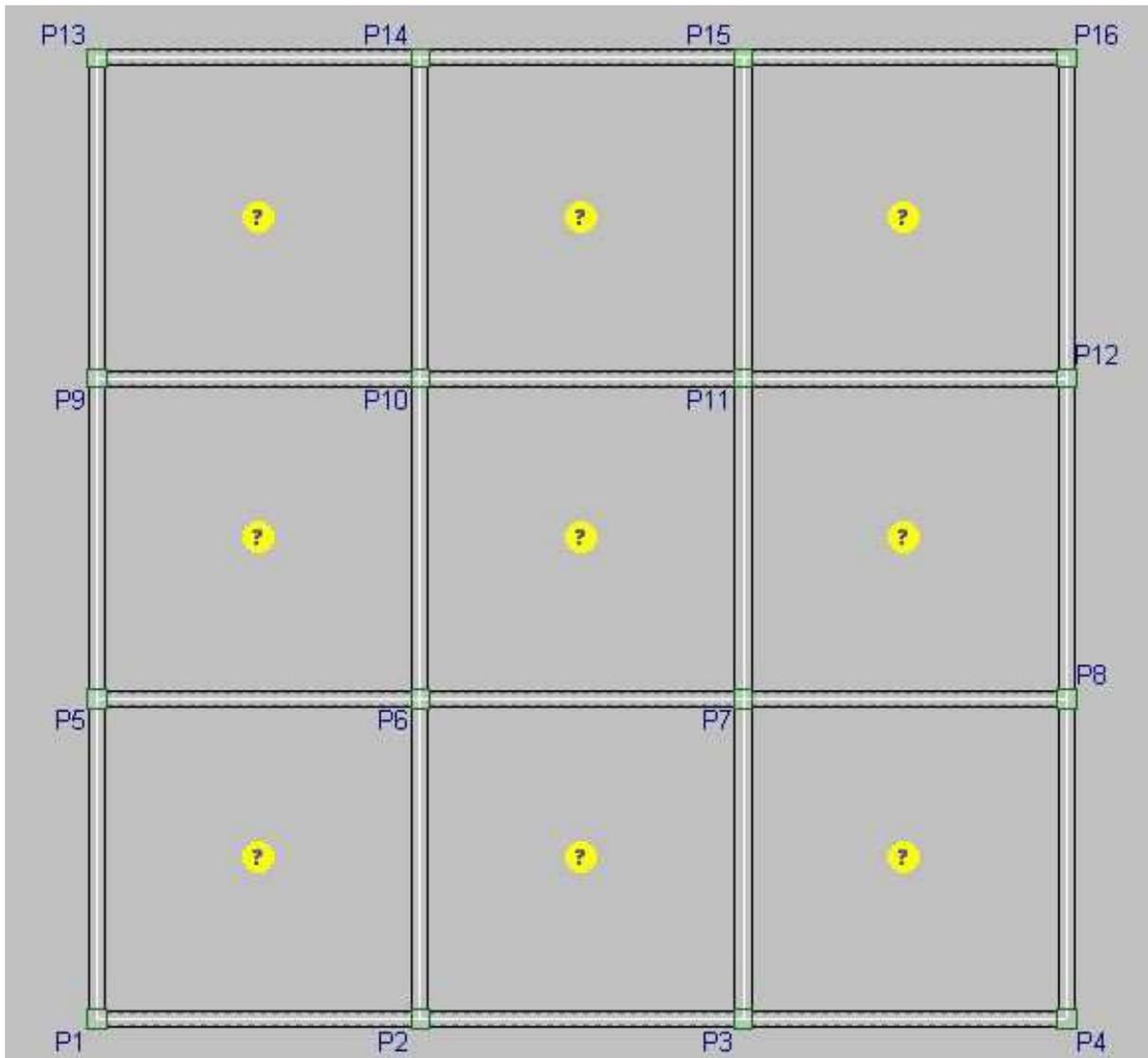


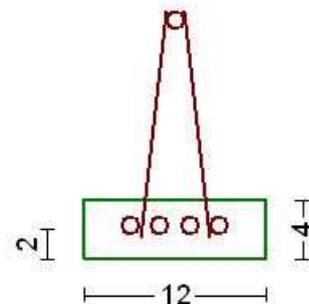
Figura 2.8: Vista en planta. Zunchos de atado.

Los símbolos de interrogación que aparecen entre vigas significan que falta por introducir los paños o lo que es lo mismo el forjado.

2.6 Introducción de forjado

El forjado es de hormigón armado unidireccional, con las viguetas en la dirección Y del edificio.

El canto del forjado será de 30 cm. (25 + 5), vigueta armada representada en la figura adjunta, bovedilla de hormigón con intereje de 70 cm.



En la figura 2.9 se puede observar el forjado totalmente modelizado previo antes del cálculo:

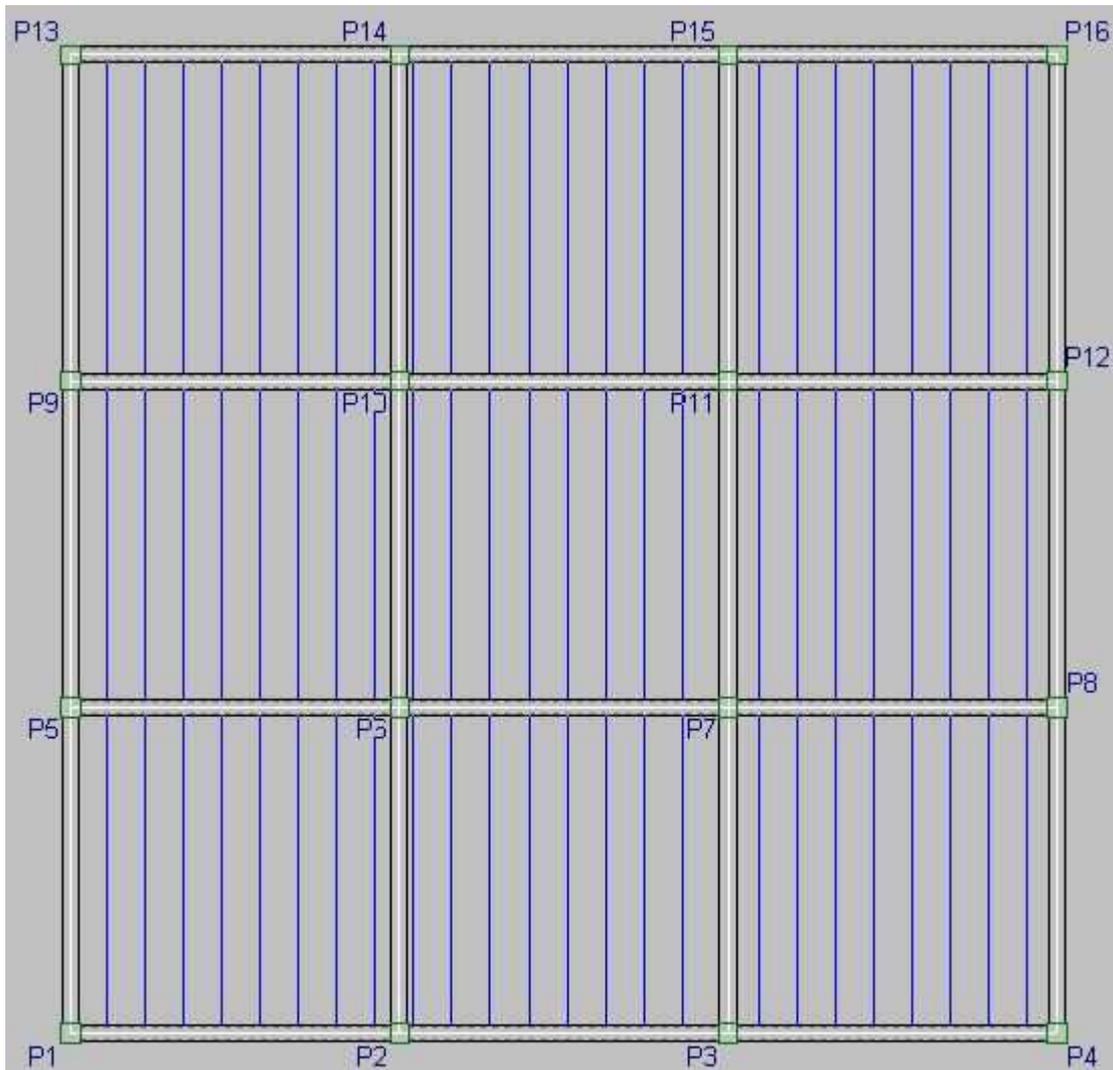


Figura 2.9: Vista en planta. Planta tipo previa al cálculo.

La cimentación correspondiente a cada una de las estructuras la realizará el programa automáticamente, ya que para el análisis que se va a efectuar no es necesario ningún requerimiento extra a nivel de cimentación, aparte de los requerimientos típicos para una estructura convencional.

2.7 Otros parámetros:

Según la normativa NCSE – 02 en zonas sísmicas no es recomendable usar redondos para armar pilares mayores de un diámetro de 20 ($\phi 20$) por lo que dentro del menú -> obra -> datos generales -> Editar barras de acero -> Armado de pilares -> Tabla de armado en pilares.

Dentro de este menú se pueden editar tanto estribos, para que tenga un alto confinamiento como los diámetros a usar en pilares y dónde se suprimirán los mayores de $\phi 20$.

2.7.1 introducción de características para acción sísmica.

Para cada edificio, se va a tener en cuenta un cálculo con acción sísmica y otro sin acción sísmica.

La razón de esto se explicará en el apartado 3 para determinar la formación del mecanismo columna fuerte – viga débil.

Entrando en menú -> obra -> datos generales, aparece el apartado para activar la acción sísmica.

Para el caso en el que se calcule el edificio bajo esta acción se activará, en caso contrario este paso debe ser obviado.

Una vez activado emerge una ventana en la que se ha de elegir la normativa española NCSE-02 de entre todas las que aparecen.

Además se han de activar las casillas para tener en cuenta el sismo en dirección X e Y.

El siguiente paso es seleccionar la provincia y el término municipal, para que extraiga de éste el espectro de la norma a tener en cuenta.

Se introduce el número de modos (6) y el coeficiente de amortiguamiento (5%).

La importancia del edificio es normal, y el tipo de terreno el definido anteriormente (Tipo II).

Por último se selecciona la ductilidad, que al ser un valor en concreto, se selecciona ductilidad especial y un valor de 3.

El coeficiente de reducción de sobrecarga será de 0,5 tal y como indica la normativa vigente.

2.8 Combinación de acciones de las diferentes estructuras

Una vez definidas las diferentes estructuras, se procede al cálculo de estas de la forma que se recoge en la siguiente tabla:

Nº PLANTAS	COMBINACIÓN DE ACCIONES	
3	SISMO+G(carga permanente)	G(carga permanente)
6	SISMO+G(carga permanente)	G(carga permanente)
9	SISMO+G(carga permanente)	G(carga permanente)

Tabla 2.1: Combinación de acciones

Después de haberse realizado un cálculo iterativo en el cual, para cada iteración se van resolviendo los problemas de armado y dimensionado que aparecen, las estructuras finales son las siguientes:

2.9 Estructura de 3 plantas

Para una mejor definición de la estructura, la siguiente figura es una representación esquemática de los nudos y vigas de esta estructura:

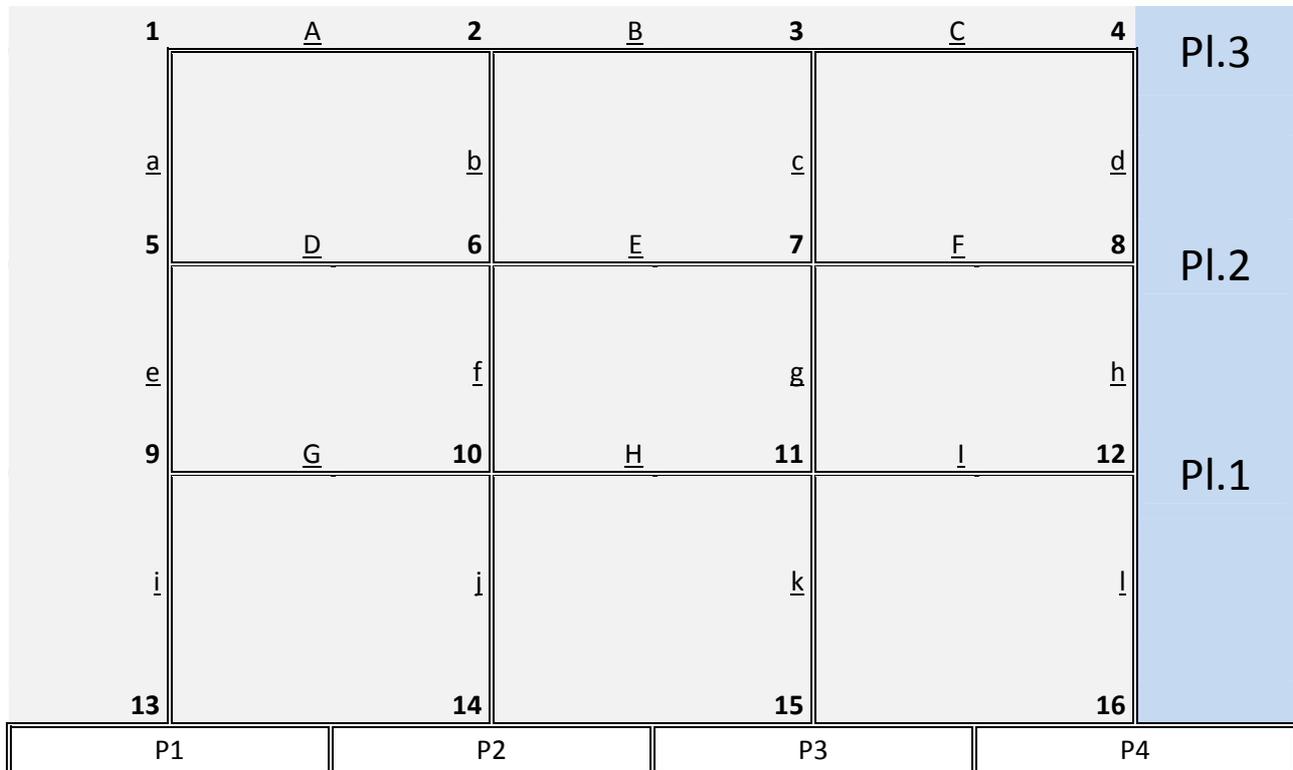


Figura 2.10: Denominación de nudos y barras. Estructura de 3 plantas.

2.9.1 combinación de acciones: SISMO + G (carga permanente)

Forjado:

El forjado resultante es para todas las plantas el mismo y tiene las siguientes características:

- Tipo de bovedilla: Hormigón.
- Canto del forjado: $35 = 30 + 5$ (cm)
- Interje: 70 cm
- Hormigón en vigueta: HA- 25, Control Estadístico.
- Hormigón en obra: HA-25, Control Normal.
- Acero en celosía, montaje, positivos y negativos: B500 S.
- Peso propio: $3,70$ (kN/m²)

Armadura en vigas:

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	2	3 ϕ 16	6 ϕ 16
B	2	3 ϕ 16	6 ϕ 16
	3	3 ϕ 16	6 ϕ 16
C	3	3 ϕ 16	6 ϕ 16
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	6	6 ϕ 16	7 ϕ 16
E	6	6 ϕ 16	7 ϕ 16
	7	6 ϕ 16	7 ϕ 16
F	7	6 ϕ 16	7 ϕ 16
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
G	9	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12
	10	6 ϕ 16	7 ϕ 16
H	10	6 ϕ 16	7 ϕ 16
	11	6 ϕ 16	7 ϕ 16
I	11	6 ϕ 16	7 ϕ 16
	12	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12

Tabla 2.2: Armadura pórtico 1 y 4. Edificio de 3 plantas.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 20	3 ϕ 16
	2	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
B	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
C	3	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	4	3 ϕ 20	3 ϕ 16
D	5	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12
	6	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
E	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
F	7	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	8	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12
G	9	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 16
	10	2 ϕ 20 + 6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
H	10	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	11	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
I	11	2 ϕ 20 + 6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	12	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 16

Tabla 2.3: Armadura pórtico 2 y 3. Edificio de 3 plantas.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
B	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
C	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
E	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
F	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
G	9	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12
	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
H	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
I	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
	12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12

Tabla 2.4: Armadura pórtico 5 y 8. Edificio de 3 plantas.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
B	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
C	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
E	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
F	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10
G	9	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12
	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
H	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
I	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
	12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12

Tabla 2.5: Armadura pórtico 6 y 7. Edificio de 3 plantas.

Las tablas 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5 corresponden a la armadura en cada viga para el edificio de 3 plantas, la dimensión de las vigas se recogen en la siguiente tabla según los pórticos:

PÓRTICO	B (ANCHO en cm)	H (CANTO en cm)	ESTRIBOS
1 Y 4	30	50	1 \varnothing 8 / 12 cm
2 Y 3	30	50	1 \varnothing 8 / 12 cm
5 Y 8	30	45	1 \varnothing 8 / 10 cm
6 Y 7	30	45	1 \varnothing 8 / 10 cm

Tabla 2.6: Dimensiones de vigas y estribos. Edificio de 3 plantas.

- Recubrimiento en vigas: 3 cm.

Armadura en pilares:

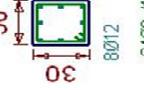
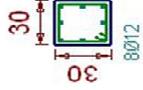
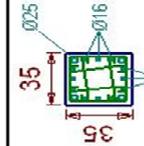
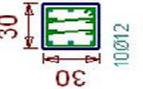
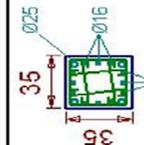
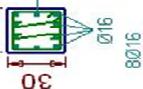
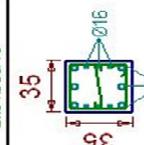
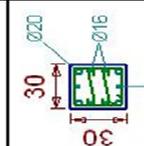
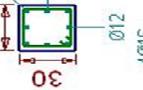
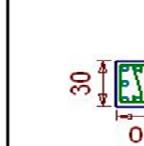
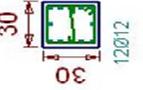
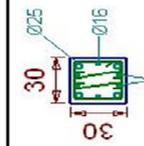
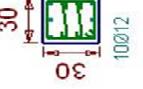
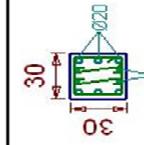
	Forjado 3	Forjado 2	Forjado 1	Cimentación
P7=P11	 30 30 8Ø12 34Ø8c/15	 30 30 8Ø12 34Ø8c/15	 35 35 Ø16 Ø25 4Ø25 12Ø16 4Ø25(209) 12Ø16(157)	 38Ø8c/20 4x35Ø8c/20
P6=P10	 30 30 8Ø12 34Ø8c/15	 30 30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15	 35 35 Ø16 Ø25 4Ø25 12Ø16 4Ø25(215) 12Ø16(163)	 38Ø8c/20 4x35Ø8c/20
P5=P9	 30 30 12Ø12 34Ø8c/15 34Ø8c/15	 30 30 Ø16 8Ø16 2Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15	 35 35 Ø25 6Ø25 6Ø16 6Ø25(226) 6Ø16(174)	 36Ø8c/20 36Ø8c/20
P4=P16	 30 30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15	 30 30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15	 30 30 Ø16 4Ø20 6Ø16 4Ø20(169) 6Ø16(149)	 4Ø8c/20 2x4Ø8c/20
P3=P15	 30 30 8Ø12 34Ø8c/15	 30 30 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 34Ø8c/15	 30 30 10Ø20 10Ø20(148) 4Ø8c/20 2x4Ø8c/20	
P2=P14	 30 30 8Ø12 34Ø8c/15	 30 30 12Ø12 34Ø8c/15 34Ø8c/15	 30 30 Ø25 Ø16 4Ø25 6Ø16 4Ø25(206) 6Ø16(154)	 4Ø8c/20 2x4Ø8c/20
P1=P13	 30 30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15	 30 30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15	 30 30 Ø20 Ø16 6Ø20 4Ø16 6Ø20(165) 4Ø16(145)	 4Ø8c/20 2x4Ø8c/20

Figura 2.11: Armadura en pilares (1). Edificio de 3 plantas.

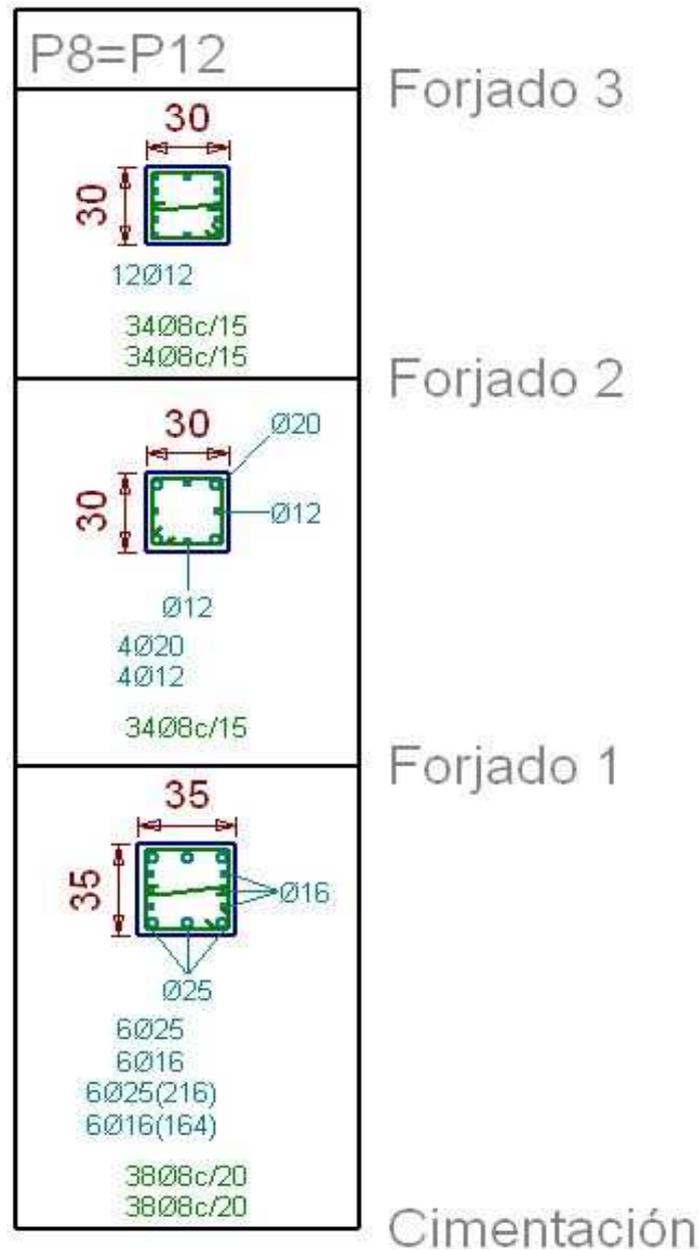


Figura 2.12: Armadura en pilares (2). Edificio de 3 plantas.

Como se observa, en las figuras 10 y 11 aparece tanto la armadura por cada cara, pilar y planta, así como las dimensiones y longitudes de anclaje.

Además se observa que los pilares del pórtico 1 y 4 (como por ejemplo P1 y P13) se han considerado iguales, escogiendo la armadura y dimensión más desfavorable para cada grupo de pilares, esto permite una mayor facilidad de cálculo y una introducción de datos en el programa IDARC mas optimizada. En la tabla 8 aparecen las dimensiones de dichos pilares.

2.9.2 combinación de acciones: G (carga permanente)

Forjado:

El forjado resultante es para todas las plantas el mismo y tiene las siguientes características:

- Tipo de bovedilla: Hormigón.
- Canto del forjado: 35 = 30 + 5 (cm)
- Interje: 70 cm
- Hormigón en vigueta: HA- 25, Control Estadístico.
- Hormigón en obra: HA-25, Control Normal.
- Acero en celosía, montaje, positivos y negativos: B500 S.
- Peso propio: 3,70 (kN/m²)

Armadura en vigas:

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2ø16	2ø10 + 3ø12
	2	2ø16	2ø10 + 3ø16
B	2	2ø16	2ø10 + 3ø16
	3	2ø16	2ø10 + 3ø16
C	3	2ø16	2ø10 + 3ø16
	4	2ø16	2ø10 + 3ø12
D	5	2ø16	2ø10 + 3ø12
	6	2ø16	2ø10 + 3ø16
E	6	2ø16	2ø10 + 3ø16
	7	2ø16	2ø10 + 3ø16
F	7	2ø16	2ø10 + 3ø16
	8	2ø16	2ø10 + 3ø12
G	9	2ø16	2ø10 + 3ø12
	10	2ø16	2ø10 + 3ø16
H	10	2ø16	2ø10 + 3ø16
	11	2ø16	2ø10 + 3ø16
I	11	2ø16	2ø10 + 3ø16
	12	2ø16	2ø10 + 3ø12

Tabla 2.7: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4. Edificio de 3 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
B	2	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
	3	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
C	3	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
	4	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
	6	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
E	6	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
	7	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
F	7	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
	8	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
G	9	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	10	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
H	10	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
	11	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
I	11	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 20
	12	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 16

Tabla 2.8: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3. Edificio de 3 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
G	9	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
H	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
I	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	12	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.9: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8. Edificio de 3 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
G	9	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
H	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
I	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	12	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.10: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7. Edificio de 3 plantas (G).

Las tablas 2.7, 2.8, 2.9 y 2.10 corresponden a la armadura en cada viga para el edificio de 3 plantas (G), la dimensión de las vigas se recogen en la siguiente tabla según los pórticos:

PÓRTICO	B (ANCHO en cm)	H (CANTO en cm)	ESTRIBOS
1 Y 4	30	50	1 ϕ 8 / 30 cm
2 Y 3	30	50	1 ϕ 8 / 30 cm
5 Y 8	30	45	1 ϕ 8 / 30 cm
6 Y 7	30	45	1 ϕ 8 / 30 cm

Tabla 2.11: Dimensiones de vigas y estribos. Edificio de 3 plantas (G).

- Recubrimiento en vigas: 3 cm.

Armado en pilares:

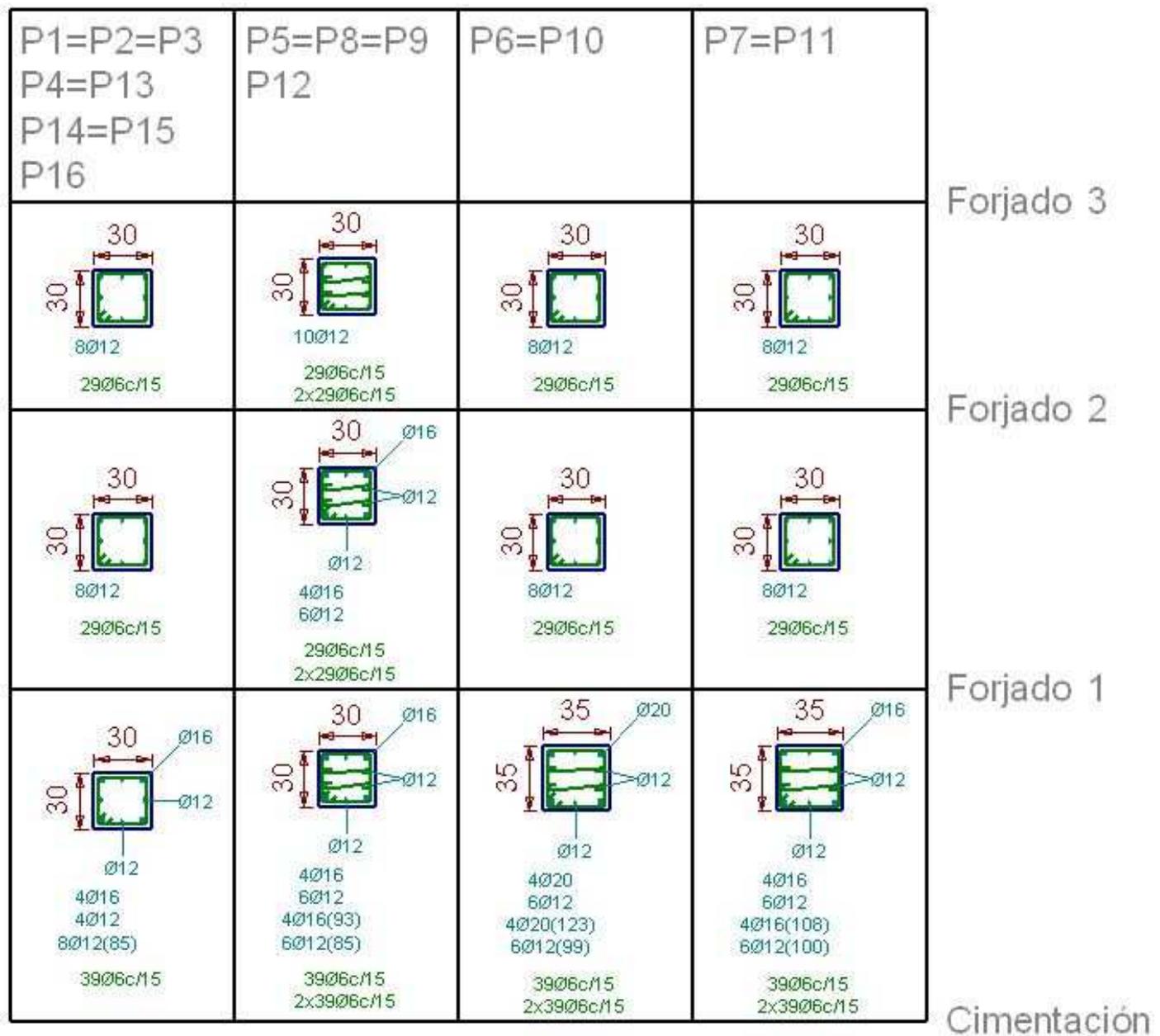


Figura 2.13: Armadura en pilares. Edificio de 3 plantas (G).

Como se observa, en la figura 2.13 aparece tanto la armadura por cada cara, pilar y planta, así como las dimensiones y longitudes de anclaje.

En este caso los pilares se han agrupado de diferente forma pero conservando la idea inicial de simetría de pórticos (Pórtico 1 igual a Pórtico 4)

2.10 Estructura de 6 plantas

Como en la definición del edificio de 3 plantas, en la figura de abajo se representa un esquema dónde se pueden ver los nudos y barras de la estructura.

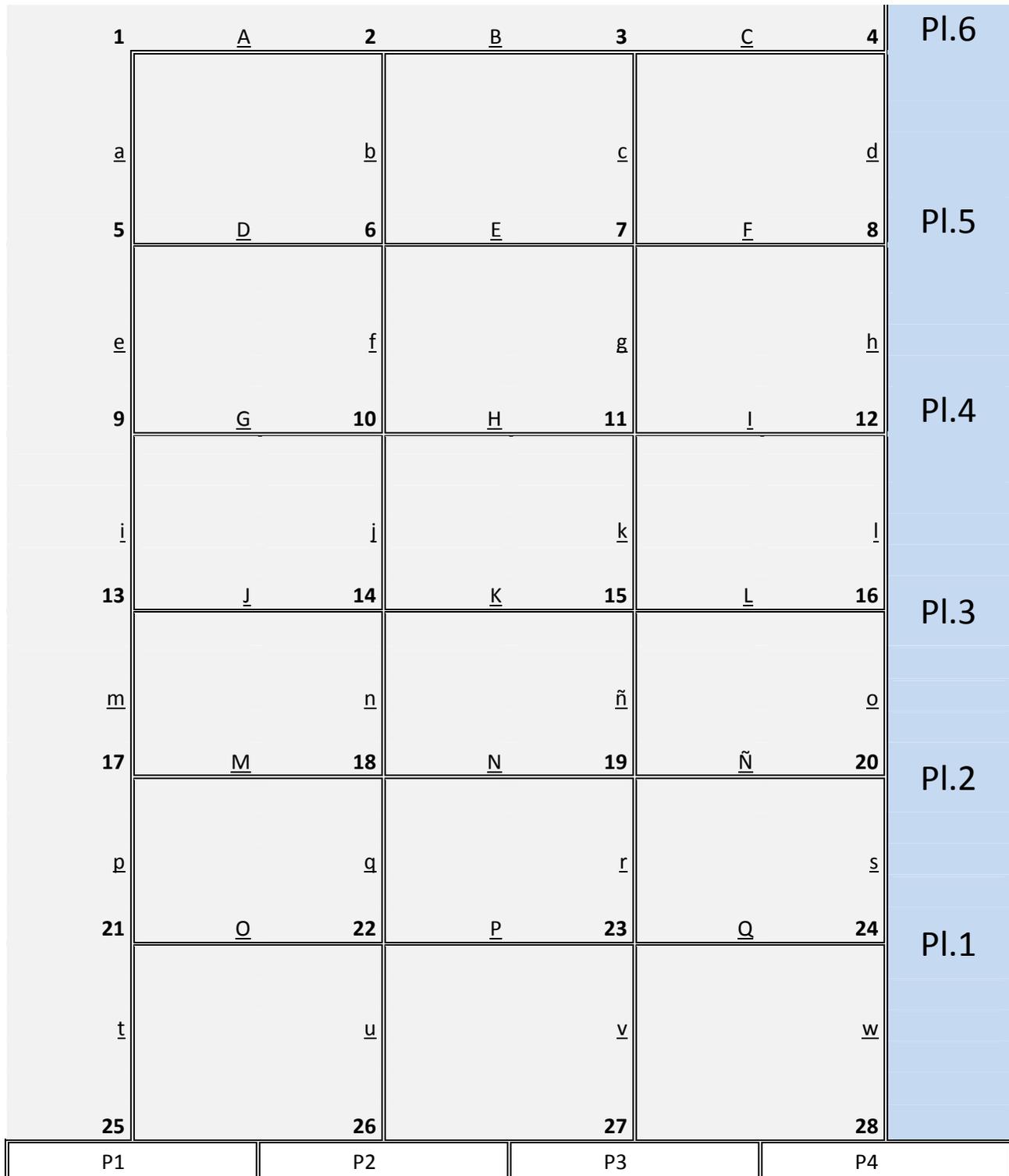


Figura 2.14: Denominación de nudos y barras. Estructura de 6 plantas.

De igual manera se definen dos estructuras, una teniendo en cuenta la acción sísmica (más la acción de la gravedad) y otra teniendo en cuenta la acción de la gravedad solamente.

2.10.1 combinación de acciones: SISMO + G (carga permanente)

Forjado:

El forjado resultante es para todas las plantas el mismo y tiene las siguientes características:

- Tipo de bovedilla: Hormigón.
- Canto del forjado: 35 = 30 + 5 (cm)
- Interje: 70 cm
- Hormigón en vigueta: HA- 25, Control Estadístico.
- Hormigón en obra: HA-25, Control Normal.
- Acero en celosía, montaje, positivos y negativos: B500 S.
- Peso propio: 3,99 (kN/m²)

Armadura en vigas:

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3ø16	3ø16
	2	3ø16	6ø16
B	2	3ø16	6ø16
	3	3ø16	6ø16
C	3	3ø16	6ø16
	4	3ø16	3ø16
D	5	3ø16	3ø16 + 2ø10
	6	3ø16	6ø16
E	6	3ø16	6ø16
	7	3ø16	6ø16
F	7	3ø16	6ø16
	8	3ø16	3ø16 + 2ø10
G	9	3ø16	3ø16 + 2ø12
	10	3ø16	7ø16
H	10	3ø16	7ø16
	11	3ø16	7ø16
I	11	3ø16	7ø16
	12	3ø16	3ø16 + 2ø12

Tabla 2.12: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (1). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 4ø12
	14	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 3ø20
K	14	3ø16	3ø16 + 3ø20
	15	3ø16	3ø16 + 3ø20
L	15	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 3ø20
	16	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 4ø12
M	17	3ø16 + 2ø12	6ø16
	18	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 3ø20

N	18	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	19	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
Ñ	19	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	6 ϕ 16
O	21	5 ϕ 16	7 ϕ 16
	22	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
P	22	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	23	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
Q	23	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	24	5 ϕ 16	7 ϕ 16

Tabla 2.13: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (2). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 20	3 ϕ 16
	2	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
B	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
C	3	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	4	3 ϕ 20	3 ϕ 16
D	5	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16
	6	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
E	6	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
	7	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
F	7	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
	8	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16
G	9	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16
	10	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
H	10	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
	11	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
I	11	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
	12	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16

Tabla 2.14: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (1). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 20	7 ϕ 16
	14	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
K	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
L	15	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	16	2 ϕ 20	7 ϕ 16
M	17	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	7 ϕ 16
	18	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
N	18	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	19	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20

Ñ	19	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	20	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	7 ϕ 16
O	21	4 ϕ 20	10 ϕ 16
	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
P	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
Q	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
	24	4 ϕ 20	10 ϕ 16

Tabla 2.15: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (2). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
B	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
C	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
E	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
F	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16
G	9	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	10	3 ϕ 16	3 ϕ 16+4 ϕ 12
H	10	3 ϕ 16	3 ϕ 16+4 ϕ 12
	11	3 ϕ 16	3 ϕ 16+4 ϕ 12
I	11	3 ϕ 16	3 ϕ 16+4 ϕ 12
	12	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10

Tabla 2.16: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (1). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	14	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 16
K	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
L	15	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	16	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 12
M	17	4 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	18	4 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 16
N	18	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	19	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
Ñ	19	4 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 16

O	20	4 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	21	2 ϕ 16+2 ϕ 20	3 ϕ 16+3 ϕ 16
P	22	2 ϕ 16+2 ϕ 20	3 ϕ 16+3 ϕ 20
	22	2 ϕ 16+3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
Q	23	2 ϕ 16+2 ϕ 20	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	23	2 ϕ 16+2 ϕ 20	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	24	2 ϕ 16+2 ϕ 20	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	24	2 ϕ 16+2 ϕ 20	3 ϕ 16+3 ϕ 16

Tabla 2.17: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (2). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
B	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
C	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16
	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
E	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
F	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16
G	9	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	10	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 16
H	10	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 16
	11	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 16
I	11	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 16
	12	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10

Tabla 2.18: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (1). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
K	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
L	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16+3 ϕ 16
	16	3 ϕ 16	3 ϕ 16+2 ϕ 10
M	17	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+2 ϕ 12
	18	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
N	18	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
	19	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
Ñ	19	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
	20	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+2 ϕ 12

O	21	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 12
	22	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
P	22	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
	23	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
Q	23	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+4 ϕ 16
	24	3 ϕ 16+2 ϕ 12	3 ϕ 16+3 ϕ 12

Tabla 2.19: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (2). Edificio de 6 plantas (SISMO +G).

Las tablas de 2.12 a 2.19 corresponden a la armadura en cada viga para el edificio de 6 plantas, la dimensión de las vigas se recogen en la siguiente tabla según los pórticos:

PÓRTICO	B (ANCHO en cm)	H (CANTO en cm)	ESTRIBOS
1 Y 4	30	50	1 ϕ 8 / 12 cm
2 Y 3	30	50	1 ϕ 8 / 12 cm
5 Y 8	30	45	1 ϕ 8 / 10 cm
6 Y 7	30	45	1 ϕ 8 / 10 cm

Tabla 2.20: Dimensiones de vigas y estribos. Edificio de 6 plantas. (SISMO + G)

- Recubrimiento en vigas: 3 cm.

Armado en pilares:

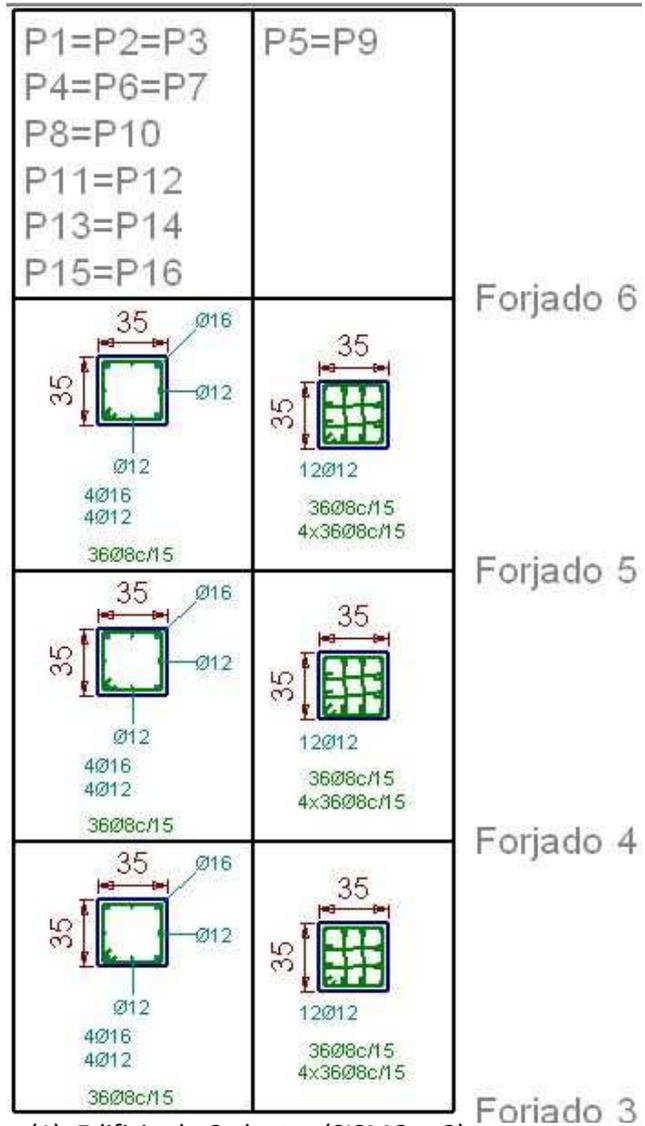


Figura 2.15: Armadura en pilares (1). Edificio de 6 plantas (SISMO + G).

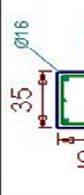
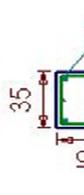
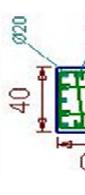
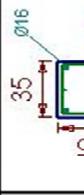
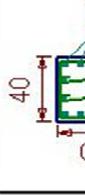
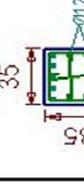
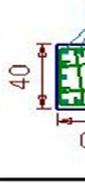
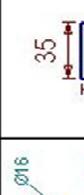
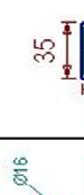
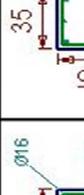
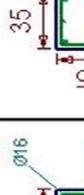
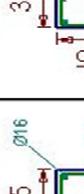
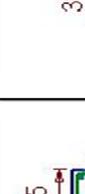
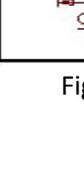
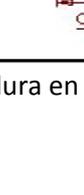
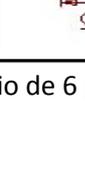
	Forjado 3	Forjado 2	Forjado 1	Cimentación		
P8=P12	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 6Ø16 2Ø12 3608c/15	 40 40 Ø16 Ø20 4Ø20 12Ø16 4Ø20(163) 12Ø16(143) 3608c/20 4x3608c/20			
P7=P11	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 8Ø16 2Ø12 3608c/15 2x3608c/15	 40 40 Ø16 Ø20 10Ø20 4Ø16 10Ø20(163) 4Ø16(149) 3608c/20 3x3608c/20			
P6=P10	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 10Ø16 4Ø12 3608c/15 3x3608c/15	 40 40 Ø16 Ø20 10Ø20 6Ø16 10Ø20(167) 6Ø16(147) 3608c/20 4x3608c/20			
P5=P9	 35 35 12Ø12 3608c/15 4x3608c/15	 35 35 12Ø12 3608c/15 4x3608c/15	 40 40 16Ø16 16Ø16(129) 3608c/20 4x3608c/20			
P4=P16	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 6Ø20 2Ø12 6Ø20(169) 2Ø12(137) 4608c/15			
P3=P15	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 12Ø16 12Ø16(119) 3608c/20 3608c/20			
P2=P14	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 6Ø20 2Ø16 6Ø20(160) 2Ø16(140) 3608c/20			
P1=P13	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø16 Ø12 4Ø16 4Ø12 3608c/15	 35 35 Ø20 Ø12 4Ø20 6Ø12 4Ø20(169) 6Ø12(137) 4608c/15 2x4608c/15			

Figura 2.16: Armadura en pilares (2). Edificio de 6 plantas (SISMO + G).

Sigue manteniéndose el planteamiento inicial de igualación de pilares y pórticos.

Veremos la siguiente combinación de acciones para el edificio de 6 plantas.

2.10.2 combinación de acciones: G (carga permanente)

Forjado:

El forjado resultante es para todas las plantas el mismo y tiene las siguientes características:

- Tipo de bovedilla: Hormigón.
- Canto del forjado: 35 = 30 + 5 (cm)
- Interje: 70 cm
- Hormigón en vigueta: HA- 25, Control Estadístico.
- Hormigón en obra: HA-25, Control Normal.
- Acero en celosía, montaje, positivos y negativos: B500 S.
- Peso propio: 3,99 (kN/m²)

Armado en vigas:

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2∅16	2∅10 + 3∅12
	2	2∅16	2∅10 + 3∅16
B	2	2∅16	2∅10 + 3∅16
	3	2∅16	2∅10 + 3∅16
C	3	2∅16	2∅10 + 3∅16
	4	2∅16	2∅10 + 3∅12
D	5	2∅16	2∅10 + 3∅12
	6	2∅16	2∅10 + 4∅12
E	6	2∅16	2∅10 + 4∅12
	7	2∅16	2∅10 + 4∅12
F	7	2∅16	2∅10 + 4∅12
	8	2∅16	2∅10 + 3∅12
G	9	2∅16	2∅10 + 3∅12
	10	2∅16	2∅10 + 4∅12
H	10	2∅16	2∅10 + 4∅12
	11	2∅16	2∅10 + 4∅12
I	11	2∅16	2∅10 + 4∅12
	12	2∅16	2∅10 + 3∅12

Tabla 2.21: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (1). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
K	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
L	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
	16	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
M	17	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
N	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
Ñ	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
	20	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
O	21	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
P	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
Q	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12
	24	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.22: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (2). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
B	2	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	3	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
C	3	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	4	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	6	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
E	6	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	7	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
F	7	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	8	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
G	9	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	10	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
H	10	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	11	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
I	11	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	12	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16

Tabla 2.23: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (1). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	14	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
K	14	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	15	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
L	15	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	16	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
M	17	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	18	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
N	18	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	19	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
Ñ	19	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	20	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
O	21	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
	22	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
P	22	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	23	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
Q	23	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	24	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16

Tabla 2.24: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (2). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
G	9	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
H	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
I	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	12	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.25: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (1). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	14	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
K	14	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	15	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
L	15	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	16	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
M	17	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
N	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
Ñ	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	20	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
O	21	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
P	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
Q	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	24	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.26: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (2). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	6	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
F	7	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	8	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
G	9	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
H	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
I	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	12	4 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.27: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (1). Edificio de 6 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	14	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
K	14	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	15	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
L	15	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	16	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
M	17	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
N	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
Ñ	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	20	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
O	21	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
P	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
Q	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	24	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.28: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (2). Edificio de 6 plantas (G).

Las tablas entre la 2.21 y 2.28 corresponden a la armadura en cada viga para el edificio de 6 plantas, la dimensión de las vigas se recogen en la siguiente tabla según los pórticos:

PÓRTICO	B (ANCHO en cm)	H (CANTO en cm)	ESTRIBOS
1 Y 4	30	50	1 ϕ 8 / 30 cm
2 Y 3	30	50	1 ϕ 8 / 30 cm
5 Y 8	30	45	1 ϕ 8 / 30 cm
6 Y 7	30	45	1 ϕ 8 / 30 cm

Tabla 2.29: Dimensiones de vigas y estribos. Edificio de 6 plantas. (G)

- Recubrimiento en vigas: 3 cm.

Armado en pilares:

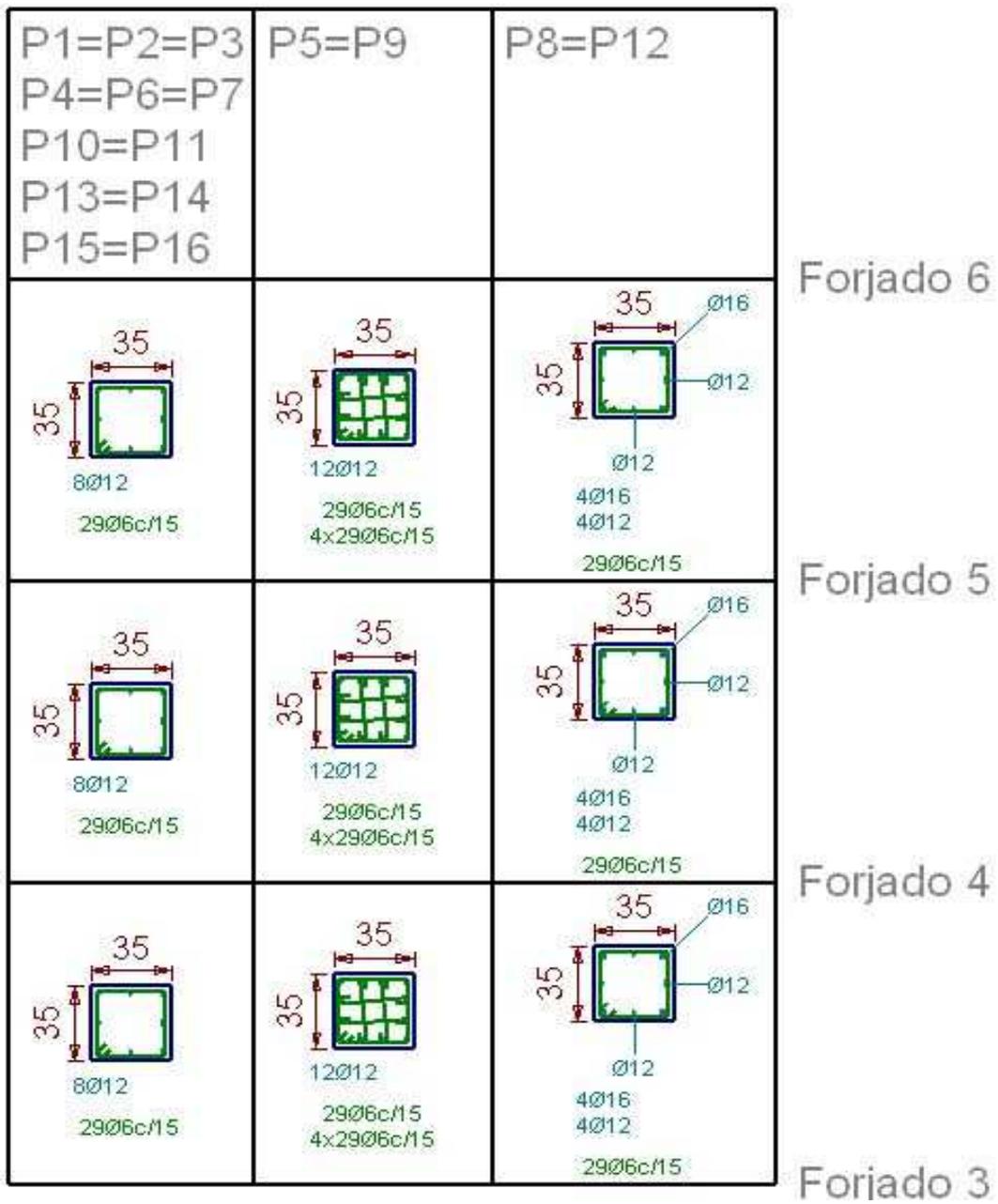


Figura 2.17: Armadura en pilares (1). Edificio de 6 plantas (G).

En este caso se puede apreciar como hay un armado diferente para los pilares P6 y P10, como hemos escogido un criterio de simetría previamente descrito, P6 y P10 deben ser iguales por lo que se escoge el armado más desfavorable y se aplica a los dos. Esto se repite para los demás casos.

2.11 Estructura de 9 plantas

Como en la definición del edificio de 3 y 6 plantas, en la figura de abajo se representa un esquema dónde se pueden ver los nudos y barras de la estructura para 9 plantas.

1	A	2	B	3	C	4	Pl.9
a		b		c		d	
5	D	6	E	7	F	8	Pl.8
e		f		g		h	
9	G	10	H	11	I	12	Pl.7
i		j		k		l	
13	J	14	K	15	L	16	Pl.6
m		n		ñ		o	
17	M	18	N	19	Ñ	20	Pl.5
p		q		r		s	
21	O	22	P	23	Q	24	Pl.4
t		u		v		w	
25	R	26	S	27	T	28	Pl.3

Figura 2.19: Denominación de nudos y barras (1). Estructura de 9 plantas.

25	<u>R</u>	26	<u>S</u>	27	<u>T</u>	28	Pl.3
<u>x</u>		<u>y</u>		<u>z</u>		<u>aa</u>	
29	<u>U</u>	30	<u>V</u>	31	<u>W</u>	32	Pl.2
<u>ab</u>		<u>ac</u>		<u>ad</u>		<u>ae</u>	
33	<u>X</u>	34	<u>Y</u>	35	<u>Z</u>	36	Pl.1
<u>af</u>		<u>ag</u>		<u>ah</u>		<u>ai</u>	
37		38		39		40	
P1		P2		P3		P4	

Figura 2.20: Denominación de nudos y barras (2). Estructura de 9 plantas.

Por último se definen las dos estructuras correspondientes al edificio de 9 plantas, una teniendo en cuenta la acción sísmica (más la acción de la gravedad) y otra teniendo en cuenta la acción de la gravedad solamente.

2.11.1 combinación de acciones: SISMO + G (carga permanente)

Forjado:

El forjado resultante es para todas las plantas el mismo y tiene las siguientes características:

- Tipo de bovedilla: Hormigón.
- Canto del forjado: $35 = 30 + 5$ (cm)
- Interje: 70 cm
- Hormigón en vigueta: HA- 25, Control Estadístico.
- Hormigón en obra: HA-25, Control Normal.
- Acero en celosía, montaje, positivos y negativos: B500 S.
- Peso propio: $3,99$ (kN/m²)

Armadura en vigas:

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3ø16	3ø16
	2	3ø16	6ø16
B	2	3ø16	6ø16
	3	3ø16	6ø16
C	3	3ø16	6ø16
	4	3ø16	3ø16
D	5	3ø16	3ø16 + 2ø10
	6	3ø16	6ø16
E	6	3ø16	6ø16
	7	3ø16	6ø16
F	7	3ø16	6ø16
	8	3ø16	3ø16 + 2ø10
G	9	3ø16	3ø16 + 2ø12
	10	3ø16	6ø16
H	10	3ø16	6ø16
	11	3ø16	6ø16
I	11	3ø16	6ø16
	12	3ø16	3ø16 + 2ø12

Tabla 2.30: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (1). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	3ø16	3ø16 + 3ø12
	14	3ø16	7ø16
K	14	3ø16	7ø16
	15	3ø16	7ø16
L	15	3ø16	7ø16
	16	3ø16	3ø16 + 3ø12
M	17	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12
	18	3ø16 + 2ø12	7ø16
N	18	3ø16	7ø16
	19	3ø16	7ø16
Ñ	19	3ø16 + 2ø12	7ø16
	20	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12
O	21	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12
	22	3ø16 + 2ø12	7ø16
P	22	3ø16	7ø16
	23	3ø16	7ø16
Q	23	3ø16 + 2ø12	7ø16
	24	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12

Tabla 2.31: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (2). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	5 ϕ 16
	14	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
S	14	3 ϕ 16	7 ϕ 16
	15	3 ϕ 16	7 ϕ 16
T	15	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16
	16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	5 ϕ 16
U	17	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	6 ϕ 16
	18	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
V	18	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	19	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
W	19	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	6 ϕ 16
X	21	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	6 ϕ 16
	22	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
Y	22	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	23	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
Z	23	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	24	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	6 ϕ 16

Tabla 2.32: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (3). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3 ϕ 20	3 ϕ 16
	2	3 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
B	2	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
	3	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
C	3	3 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20
	4	3 ϕ 20	3 ϕ 16
D	5	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12
	6	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
E	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
F	7	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	8	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12
G	9	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 16
	10	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
H	10	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	11	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
I	11	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	12	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 16

Tabla 2.33: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (1). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 20	6 ϕ 16
	14	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
K	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
L	15	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20
	16	2 ϕ 20	6 ϕ 16
M	17	2 ϕ 20	6 ϕ 16
	18	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
N	18	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	19	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
Ñ	19	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20
	20	2 ϕ 20	6 ϕ 16
O	21	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16
	22	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
P	22	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	23	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
Q	23	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	24	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16

Tabla 2.34: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (2). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16
	14	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
S	14	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	15	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
T	15	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	16	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16
U	17	5 ϕ 16	8 ϕ 16
	18	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
V	18	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	19	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
W	19	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20
	20	5 ϕ 16	8 ϕ 16
X	21	4 ϕ 20	10 ϕ 16
	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
Y	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
Z	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20
	24	4 ϕ 20	10 ϕ 16

Tabla 2.35: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (3). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3ø16	3ø16
	2	3ø16	3ø16+2ø10
B	2	3ø16	3ø16+2ø10
	3	3ø16	3ø16+2ø10
C	3	3ø16	3ø16+2ø10
	4	3ø16	3ø16
D	5	3ø16	3ø16
	6	3ø16	3ø16+3ø12
E	6	3ø16	3ø16+3ø12
	7	3ø16	3ø16+3ø12
F	7	3ø16	3ø16+3ø12
	8	3ø16	3ø16
G	9	3ø16	3ø16+2ø10
	10	3ø16	3ø16+2ø16
H	10	3ø16	3ø16+2ø16
	11	3ø16	3ø16+2ø16
I	11	3ø16	3ø16+2ø16
	12	3ø16	3ø16+2ø10

Tabla 2.36: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (1). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	3ø16	3ø16+2ø12
	14	3ø16	3ø16+3ø16
K	14	3ø16	3ø16+3ø16
	15	3ø16	3ø16+3ø16
L	15	3ø16	3ø16+3ø16
	16	3ø16	3ø16+2ø12
M	17	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12
	18	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16
N	18	3ø16	3ø16+3ø16
	19	3ø16	3ø16+3ø16
Ñ	19	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16
	20	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12
O	21	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12
	22	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16
P	22	3ø16	3ø16+3ø16
	23	3ø16	3ø16+3ø16
Q	23	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16
	24	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12

Tabla 2.37: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (2). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	3Ø16+2Ø12	3Ø16+3Ø12
	14	3Ø16+2Ø12	3Ø16+3Ø16
S	14	3Ø16	3Ø16+3Ø16
	15	3Ø16	3Ø16+3Ø16
T	15	3Ø16+2Ø12	3Ø16+3Ø16
	16	3Ø16+2Ø12	3Ø16+3Ø12
U	17	3Ø16+2Ø12	3Ø16+2Ø16
	18	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
V	18	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
	19	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
W	19	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
	20	3Ø16+2Ø12	3Ø16+3Ø12
X	21	3Ø16+2Ø12	3Ø16+2Ø16
	22	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
Y	22	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
	23	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
Z	23	3Ø16+2Ø12	3Ø16+4Ø16
	24	3Ø16+2Ø12	3Ø16+3Ø12

Tabla 2.38: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (3). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	3Ø16	3Ø16
	2	3Ø16	3Ø16+2Ø10
B	2	3Ø16	3Ø16+2Ø10
	3	3Ø16	3Ø16+2Ø10
C	3	3Ø16	3Ø16+2Ø10
	4	3Ø16	3Ø16
D	5	3Ø16	3Ø16
	6	3Ø16	3Ø16+3Ø12
E	6	3Ø16	3Ø16+3Ø12
	7	3Ø16	3Ø16+3Ø12
F	7	3Ø16	3Ø16+3Ø12
	8	3Ø16	3Ø16
G	9	3Ø16	3Ø16+2Ø10
	10	3Ø16	3Ø16+2Ø16
H	10	3Ø16	3Ø16+2Ø16
	11	3Ø16	3Ø16+2Ø16
I	11	3Ø16	3Ø16+2Ø16
	12	3Ø16	3Ø16+2Ø10

Tabla 2.39: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (1). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	3ø16	3ø16+2ø10
	14	3ø16	3ø16+3ø16
K	14	3ø16	3ø16+3ø16
	15	3ø16	3ø16+3ø16
L	15	3ø16	3ø16+3ø16
	16	3ø16	3ø16+2ø10
M	17	3ø16+2ø12	3ø16+2ø12
	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
N	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
Ñ	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
	20	3ø16+2ø12	3ø16+2ø12
O	21	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12
	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
P	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
Q	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16
	24	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12

Tabla 2.40: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (2). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	3ø16+2ø16	3ø16+3ø12
	14	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
S	14	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
	15	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
T	15	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
	16	3ø16+2ø16	3ø16+3ø12
U	17	3ø16+2ø16	3ø16+2ø16
	18	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
V	18	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
	19	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
W	19	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20
	20	3ø16+2ø16	3ø16+2ø16
X	21	3ø16+2ø20	3ø16+3ø16
	22	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20
Y	22	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20
	23	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20
Z	23	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20
	24	3ø16+2ø20	3ø16+3ø16

Tabla 2.41: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (3). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

Las tablas entre la 2.30 y 2.41 corresponden a la armadura en cada viga para el edificio de 9 plantas, la dimensión de las vigas se recogen en la siguiente tabla según los pórticos:

PÓRTICO	B (ANCHO en cm)	H (CANTO en cm)	ESTRIBOS
1 Y 4	30	50	1 \varnothing 8 / 12 cm
2 Y 3	30	50	1 \varnothing 8 / 12 cm
5 Y 8	30	45	1 \varnothing 8 / 10 cm
6 Y 7	30	45	1 \varnothing 8 / 10 cm

Tabla 2.42: Dimensiones de vigas y estribos. Edificio de 6 plantas. (SISMO + G)

Las vigas de los pórticos 2 y 3 correspondientes a la planta 1, tienen un ancho de 40 cm.

- Recubrimiento en vigas: 3 cm.

Armado en pilares:

Las figuras inferiores recogen los armados de pilares divididos en 3 fracciones, 1 que va de la planta cimentación a la planta 3, otra de la 4 a la 6 y otra de la 7 a la 9. Debido a eso, CYPE agrupa los pilares teniendo en cuenta esas fracciones y no el pilar completo.

Por eso cabe destacar que la armadura y dimensión de cada pilar se tomará con los criterios de simetría iniciales, así como teniendo en cuenta el pilar completo (de la planta cimentación hasta la última planta). Por ejemplo, aunque el pilar 1 y 4 se vean en diferentes agrupaciones en las diferentes figuras, se tomará la más desfavorable para que cumpla con los criterios de cálculo.

Así mismo igualando el pórtico 1 con el pórtico 4 y para los demás pilares y pórticos.

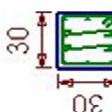
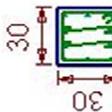
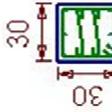
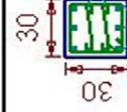
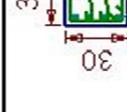
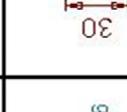
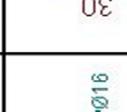
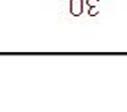
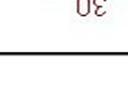
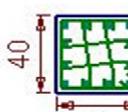
	P1=P4 P16	P2	P3	P5	P6	P7=P11	P8	Forjado 6	Forjado 5	Forjado 4	Forjado 3
	 <p>30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15</p>	 <p>30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15</p>	 <p>30 10Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15</p>	 <p>30 30 Ø16 6Ø16 4Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15</p>	 <p>30 30 Ø20 6Ø20 4Ø16 32Ø8c/18 2x32Ø8c/18</p>	 <p>30 30 Ø16 8Ø16 4Ø12 34Ø8c/15 4x34Ø8c/15</p>	 <p>30 30 Ø16 4Ø16 8Ø12 34Ø8c/15 4x34Ø8c/15</p>		 <p>30 30 Ø20 6Ø20 2Ø12 34Ø8c/15</p>	 <p>30 30 Ø20 8Ø20 2Ø12 34Ø8c/15 2x34Ø8c/15</p>	 <p>40 40 12Ø20 30Ø8c/26 4x30Ø8c/26</p>

Figura 2.22: Armadura en pilares (2). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

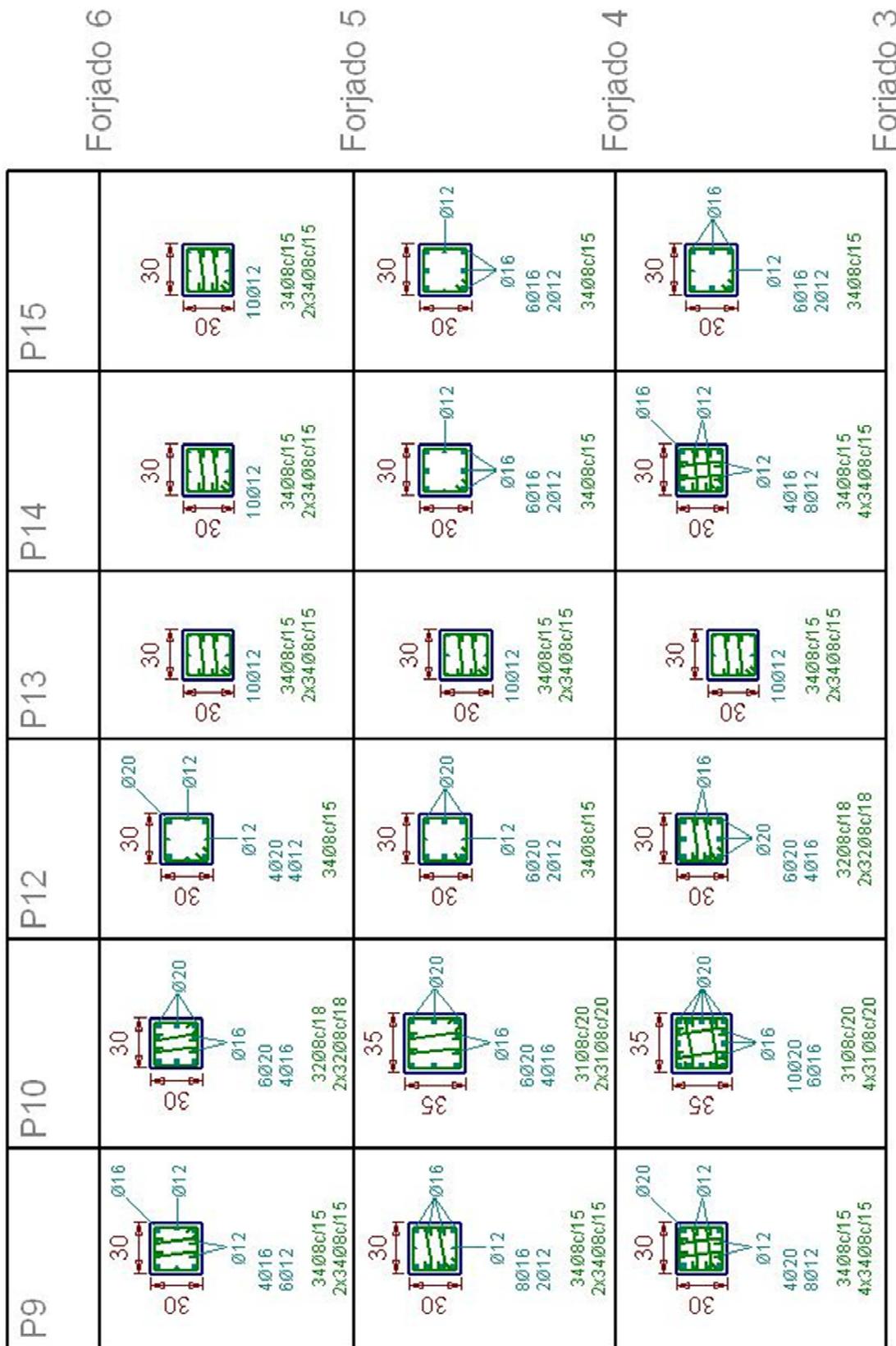


Figura 2.23: Armadura en pilares (3). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

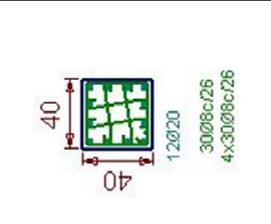
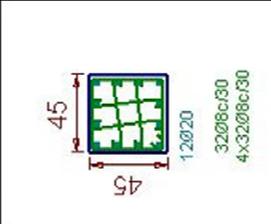
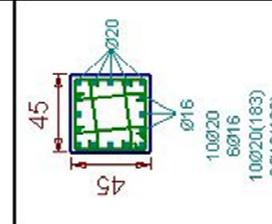
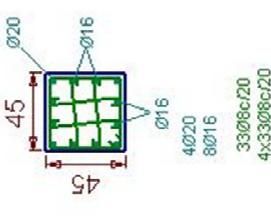
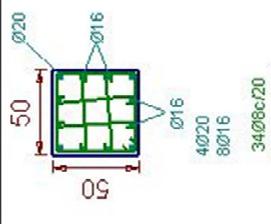
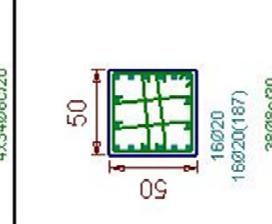
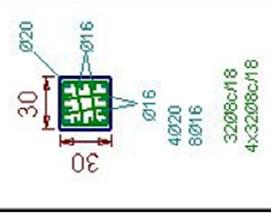
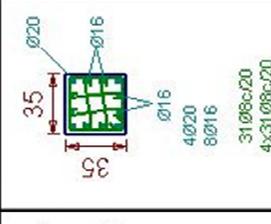
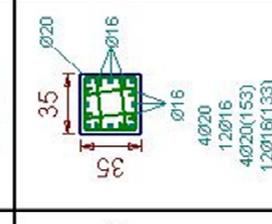
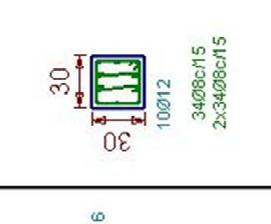
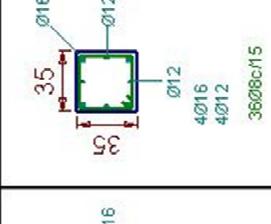
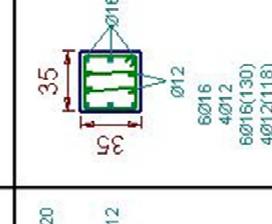
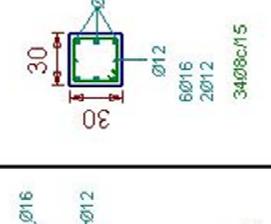
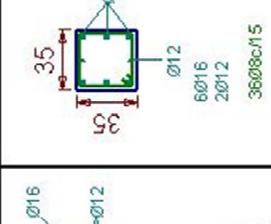
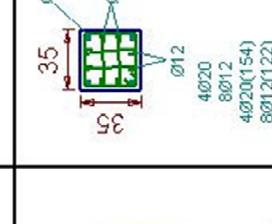
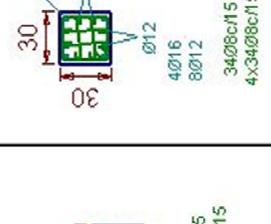
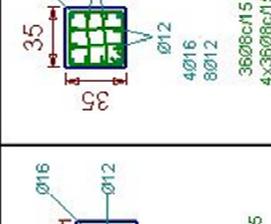
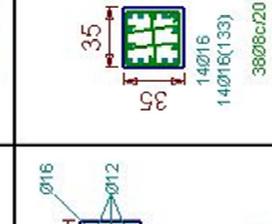
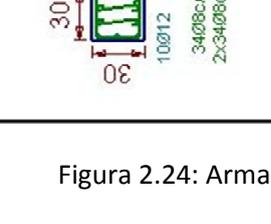
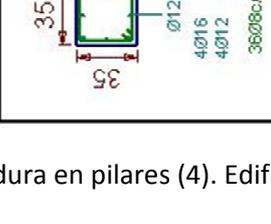
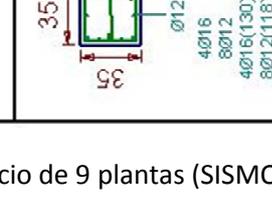
	Forjado 6			Forjado 5			Forjado 4			Forjado 3		
P7=P11												
P6												
P5												
P4												
P3												
P2												
P1												

Figura 2.24: Armadura en pilares (4). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

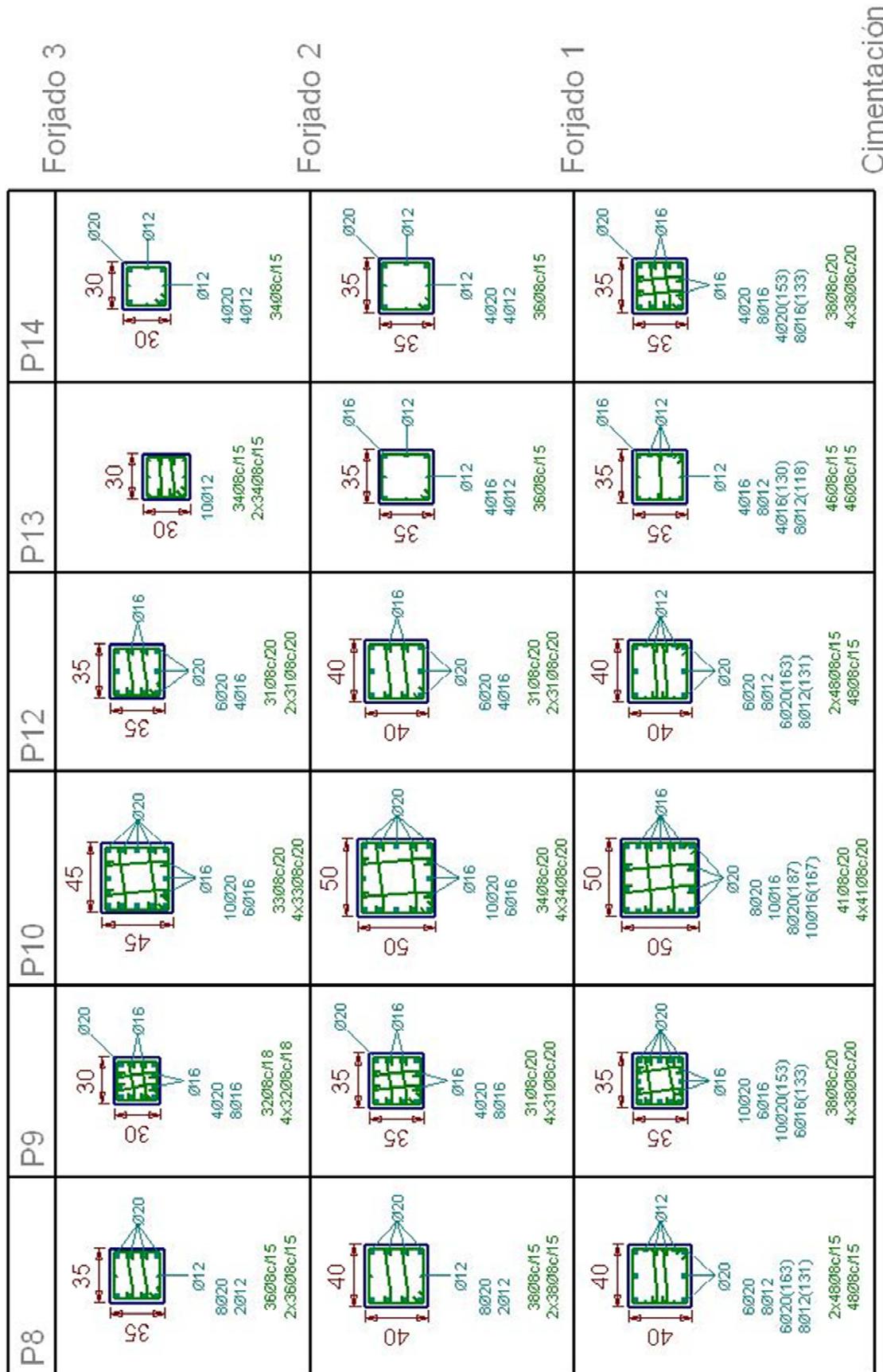


Figura 2.25: Armadura en pilares (5). Edificio de 9 plantas (SISMO + G).

De esta manera quedan definidos los pilares para esta combinación de acciones y con los criterios inicialmente propuestos.

2.11.2 combinación de acciones: G (carga permanente)

Forjado:

El forjado resultante es para todas las plantas el mismo y tiene las siguientes características:

- Tipo de bovedilla: Hormigón.
- Canto del forjado: 35 = 30 + 5 (cm)
- Interje: 70 cm
- Hormigón en vigueta: HA- 25, Control Estadístico.
- Hormigón en obra: HA-25, Control Normal.
- Acero en celosía, montaje, positivos y negativos: B500 S.
- Peso propio: 3,99 (kN/m²)

Armadura en vigas:

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
B	2	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	3	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
C	3	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	4	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	6	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
E	6	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	7	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
F	7	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	8	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
G	9	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	10	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
H	10	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	11	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
I	11	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	12	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.43: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (1). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
K	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
L	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	16	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
M	17	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
N	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
Ñ	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	20	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
O	21	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
P	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
Q	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	24	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.44: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (2). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
S	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
T	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	16	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
U	17	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
V	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
W	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	20	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
X	21	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
Y	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
Z	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	24	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12

Tabla 2.45: Armado en vigas. Pórtico 1 y 4 (3). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 25	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
	2	2 ϕ 25	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
B	2	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	3	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
C	3	2 ϕ 25	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	4	2 ϕ 25	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	6	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
E	6	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	7	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
F	7	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	8	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
G	9	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	10	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
H	10	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	11	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
I	11	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	12	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16

Tabla 2.46: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (1). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	14	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
K	14	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	15	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
L	15	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	16	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
M	17	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	18	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
N	18	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	19	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
Ñ	19	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	20	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
O	21	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16
	22	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
P	22	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	23	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
Q	23	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	24	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16

Tabla 2.47: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (2). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
	14	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
S	14	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	15	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
T	15	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	16	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
U	17	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
	18	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
V	18	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	19	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
W	19	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	20	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16
X	21	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16
	22	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
Y	22	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	23	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
Z	23	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20
	24	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16

Tabla 2.48: Armado en vigas. Pórtico 2 y 3 (3). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
G	9	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
H	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
I	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	12	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12

Tabla 2.49: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (1). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
K	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
L	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	16	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
M	17	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	18	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
N	18	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	19	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Ñ	19	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	20	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
O	21	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	22	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
P	22	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	23	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Q	23	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	24	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12

Tabla 2.50: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (2). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
S	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
T	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	16	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
U	17	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
V	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
W	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	20	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
X	21	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Y	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Z	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	24	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12

Tabla 2.51: Armado en vigas. Pórtico 5 y 8 (3). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
G	9	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
H	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
I	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	12	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12

Tabla 2.52: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (1). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
J	13	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
K	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
L	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	16	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
M	17	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	18	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
N	18	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	19	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Ñ	19	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	20	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
O	21	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	22	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
P	22	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	23	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Q	23	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	24	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12

Tabla 2.53: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (2). Edificio de 9 plantas (G).

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP
R	13	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
S	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
T	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	16	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
U	17	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
V	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
W	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	20	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
X	21	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Y	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
Z	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12
	24	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12

Tabla 2.54: Armado en vigas. Pórtico 6 y 7 (3). Edificio de 9 plantas (G).

Las tablas entre la 2.43 y 2.54 corresponden a la armadura en cada viga para el edificio de 9 plantas (considerándose solo la carga permanente), la dimensión de las vigas se recogen en la siguiente tabla según los pórticos:

PÓRTICO	B (ANCHO en cm)	H (CANTO en cm)	ESTRIBOS
1 Y 4	30	50	1 ϕ 8 / 18 cm
2 Y 3	30	50	1 ϕ 8 / 18 cm
5 Y 8	30	45	1 ϕ 8 / 18 cm
6 Y 7	30	45	1 ϕ 8 / 18 cm

Tabla 2.55: Dimensiones de vigas y estribos. Edificio de 6 plantas. (SISMO + G)

- Recubrimiento en vigas: 3 cm.

Armado en pilares:

El armado en pilares sigue el mismo criterio que en apartados anteriores, en las figuras siguientes se puede ver armado, dimensión y disposición de barras.

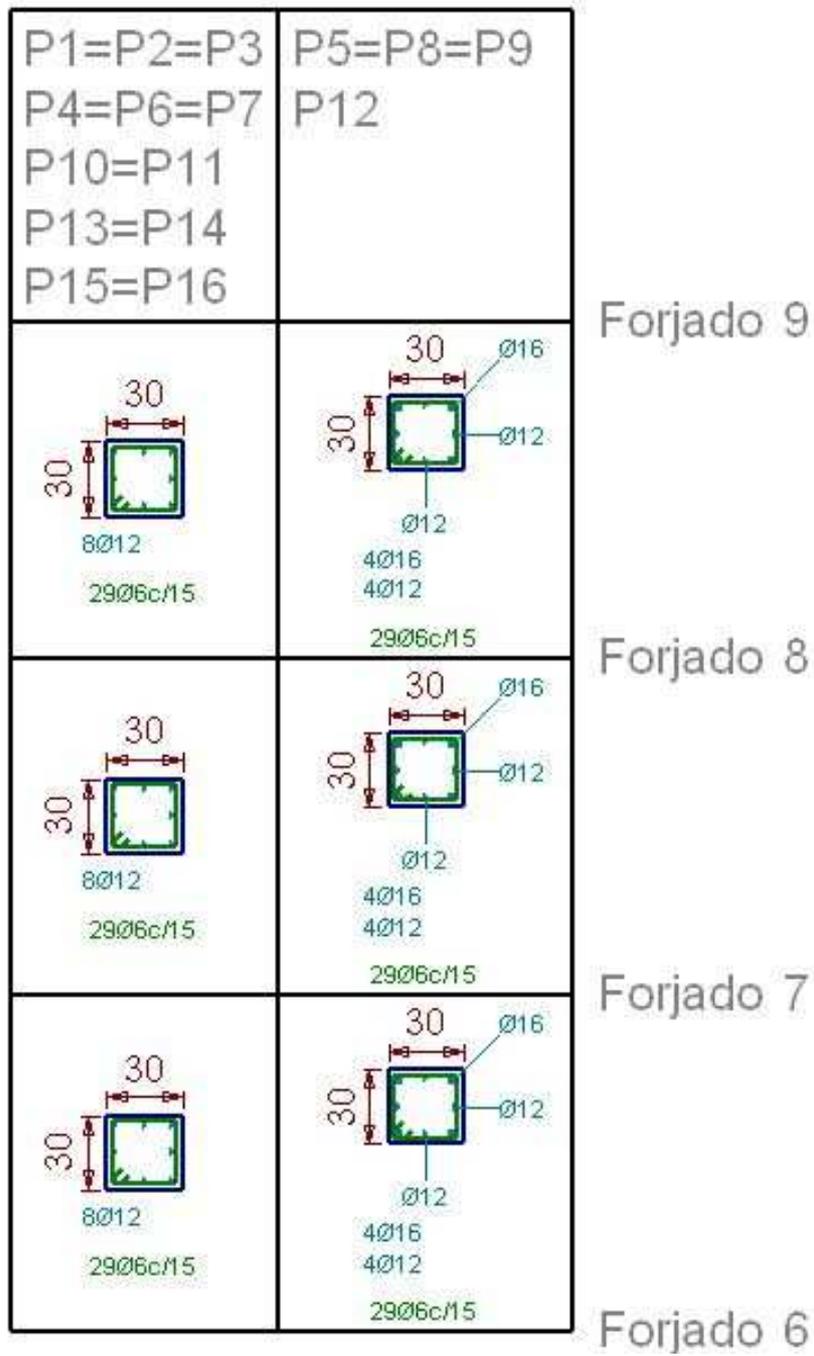


Figura 2.26: Armadura en pilares (1). Edificio de 9 plantas (G).

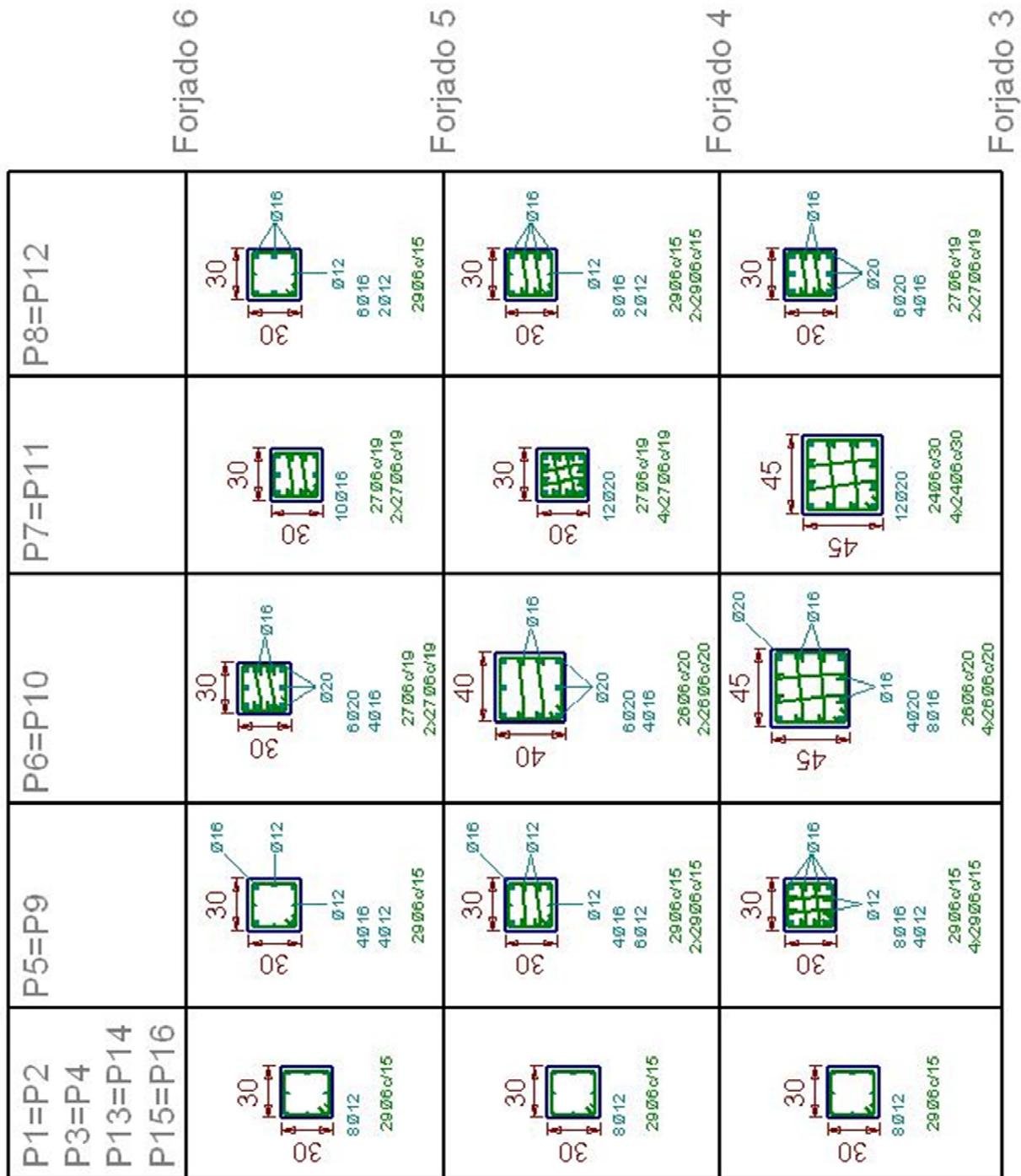


Figura 2.27: Armadura en pilares (2). Edificio de 9 plantas (G).

P1=P4 P13=P16								Forjado 3	
								Forjado 2	
								Forjado 1	
									Cimentación

Figura 2.28: Armadura en pilares (3). Edificio de 9 plantas (G).

2.12 Vista en 3d de los edificios resultantes

EDIFICIO DE 3 PLANTAS

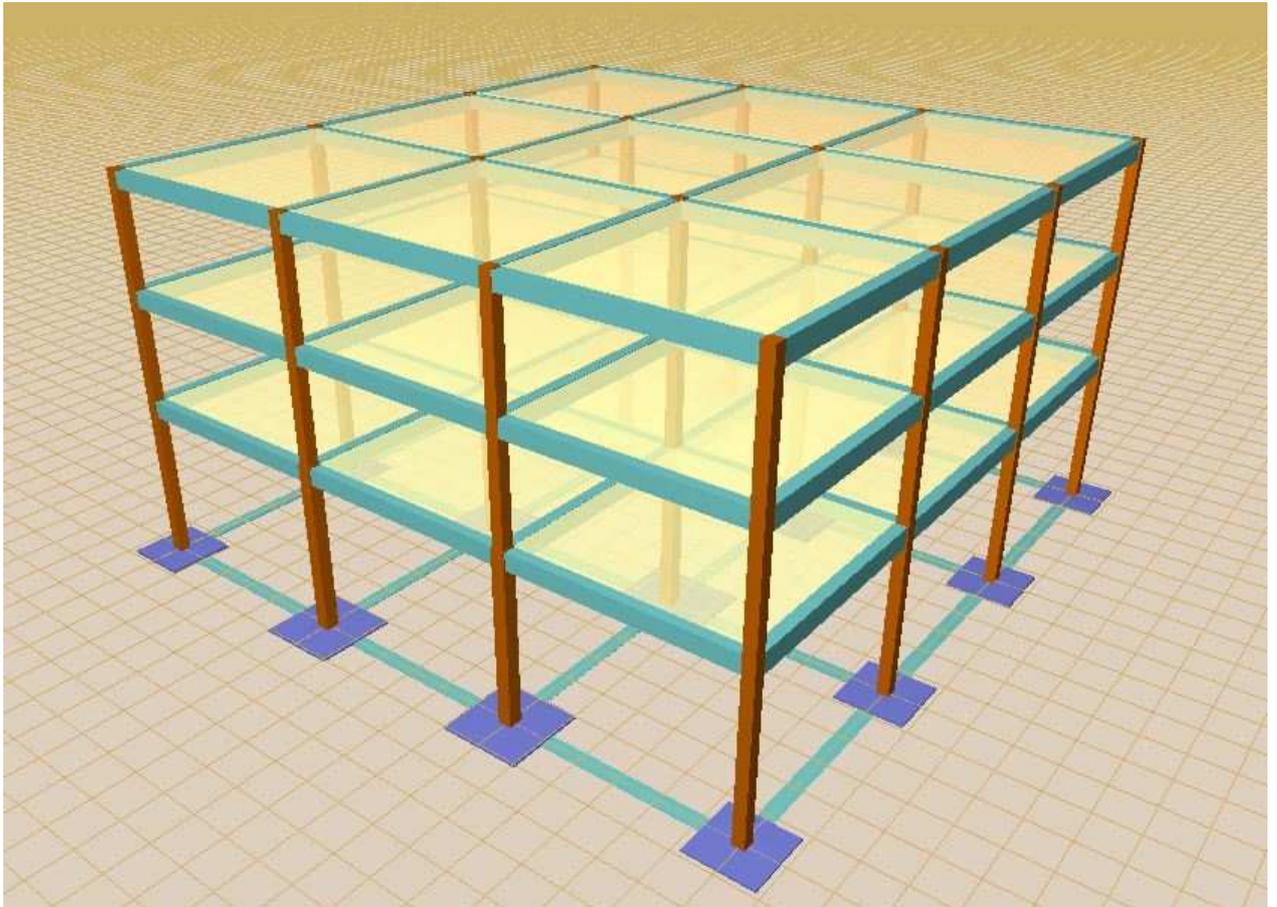


Figura 2.29: Vista 3D. Edificio de 3 plantas.

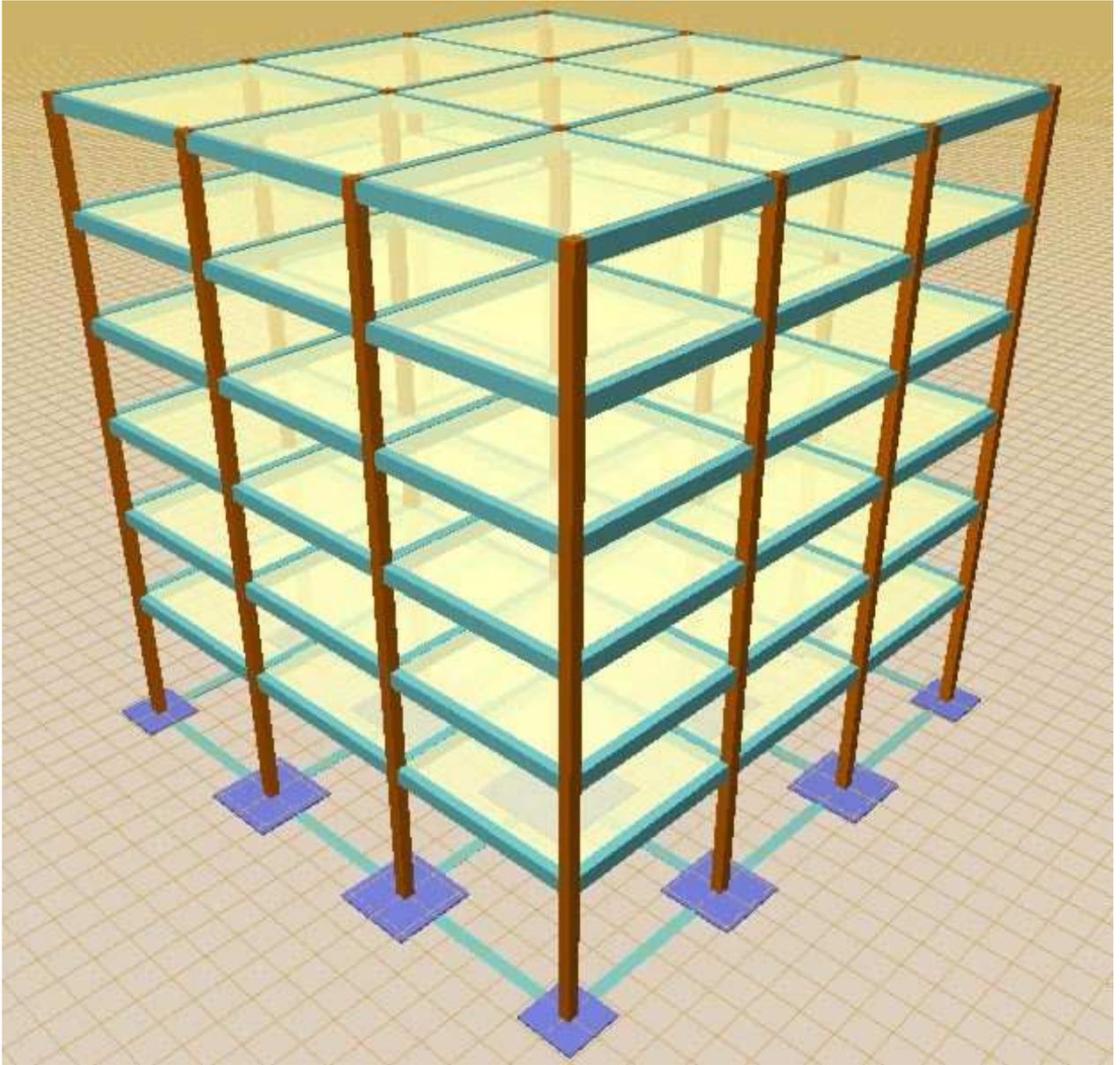


Figura 2.30: Vista en 3D. Edificio de 6 plantas.

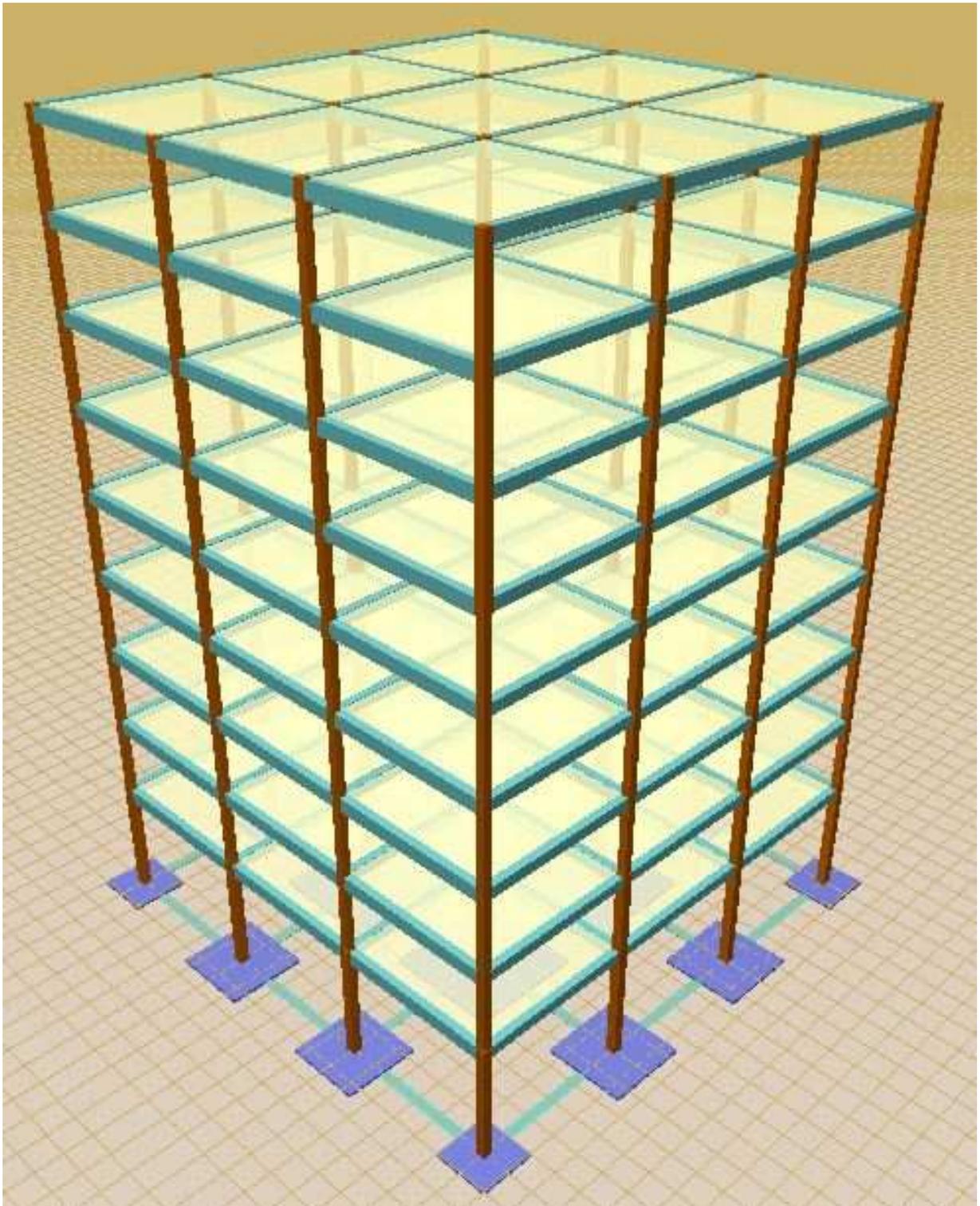


Figura 2.31: Vista en 3D. Edificio de 9 plantas.

3. FORMACIÓN DEL MECANISMO DE COLAPSO DE TIPO “VIGA DÉBIL – COLUMNA FUERTE”

3.1 Mecanismo de colapso de tipo “viga débil – columna fuerte”

Una vez definidas nuestras estructuras, se debe contemplar la posibilidad de que se formen mecanismos globales en los que toda o casi toda la energía de deformación plástica se concentre en una o varias plantas.

Dicha acción influye directamente en la capacidad global de disipación de energía de la estructura. Una forma de evitarlo sería plantear una estructura con una ductilidad baja o nula lo que implica elevar la resistencia lateral.

Esto puede llevar a un fallo fatal, debido a que puede darse un sismo superior al de proyecto y que no se formen los mecanismos de colapso deseados. Con lo cual la estructura habría supuesto un gasto innecesario en recursos y si este sismo se diese, habrían sido en vano.

El fallo en estas estructuras se debe a la concentración de toda la deformación plástica en una planta concreta o lo que se conoce como “planta débil” y se puede observar en la figura 1

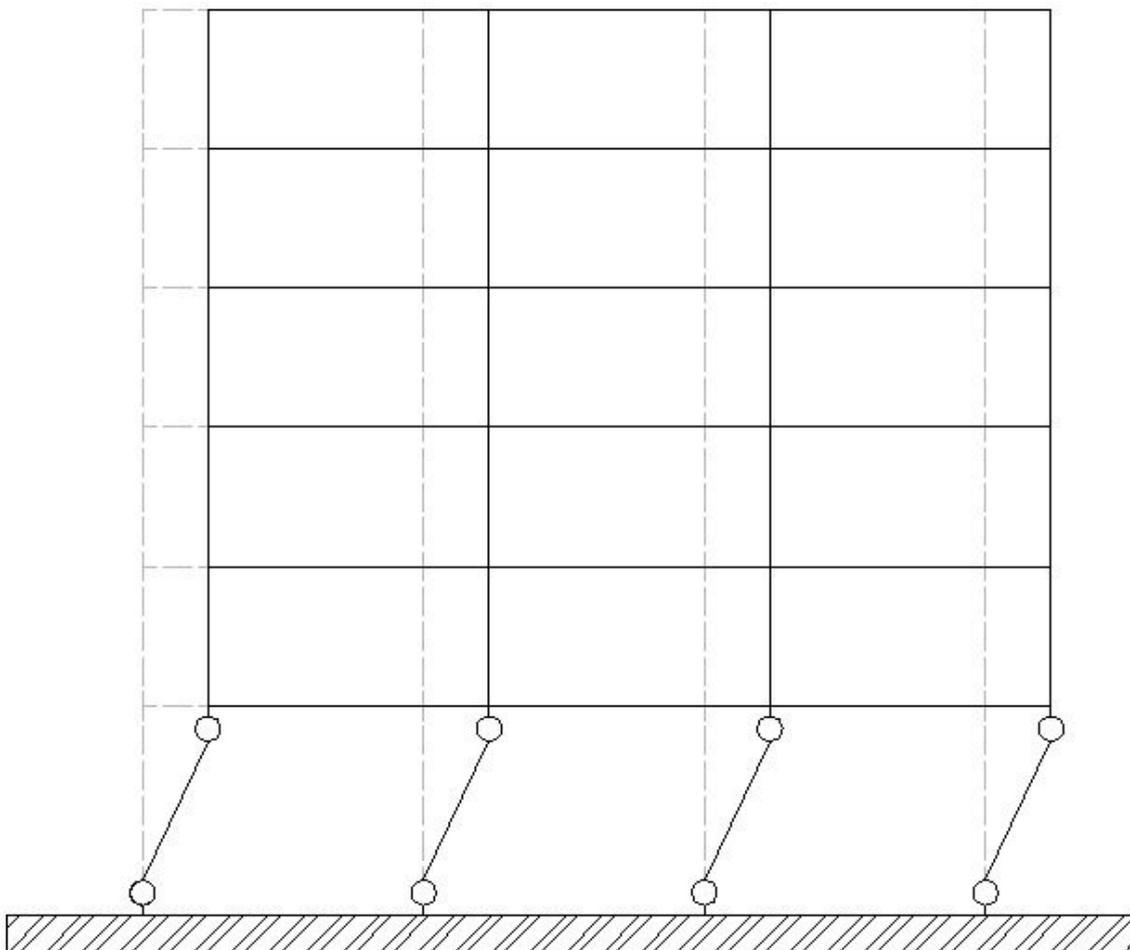


Figura 3.1: Estructura del tipo “columna débil – viga fuerte” con plastificación en planta baja

Dicho mecanismo se conoce como del tipo “columna débil - viga fuerte” y debe evitarse en estructuras ubicadas en zonas sísmicas (salvo que se pretenda concentrar toda la deformación en una planta concreta por otros motivos, como una planta con disipadores, etc.).

En la siguiente imagen se puede apreciar dicho efecto sobre una estructura real, ocurrida en 1980 en el terremoto de El Asnam (Algeria).



Figura 3.2: Fallo por “planta débil”. Terremoto de Al Asnam (Algeria) de 1980.

Para evitar que se produzca este mecanismo y el resultado observado en la figura anterior, se debe realizar un análisis de las resistencias últimas reales que existen entre las diferentes partes de la estructura.

Dicho análisis no se centra exclusivamente en el dimensionado y armado que hemos obtenido en el apartado anterior para las diferentes estructuras sino que es necesario realizar un cálculo por capacidad a nivel global.

Realizando dicho cálculo por capacidad se podrán obtener estructuras en las cuales se distribuyan las deformaciones plásticas y se produzcan en las vigas y no en los pilares, salvo en el arranque de pilares.

La normativa española NCSE – 02 presenta una serie de prescripciones para conseguir una ductilidad alta (como se expone en la introducción la ductilidad que se pretende conseguir para nuestros edificios es de $\mu=3$).

La formación del mecanismo de colapso del tipo viga débil – columna fuerte se divide en dos partes:

- 1) Evitar que se produzca el mecanismo de colapso inverso y que ocurra lo citado en las figuras anteriores
 - 2) Forzar que se formen las rótulas en las vigas, ya que al estar sometidas básicamente a flexión son capaces de proporcionar una disipación de energía superior a los pilares (en los cuales el axil juega un papel importante).
- Dicha formación de rótulas aparte de en las vigas se forzará a que se forme en el arranque de los pilares, para que se forme así un mecanismo plástico completo.

En la figura 3 que sigue, se puede observar el mecanismo de colapso que se pretende conseguir:

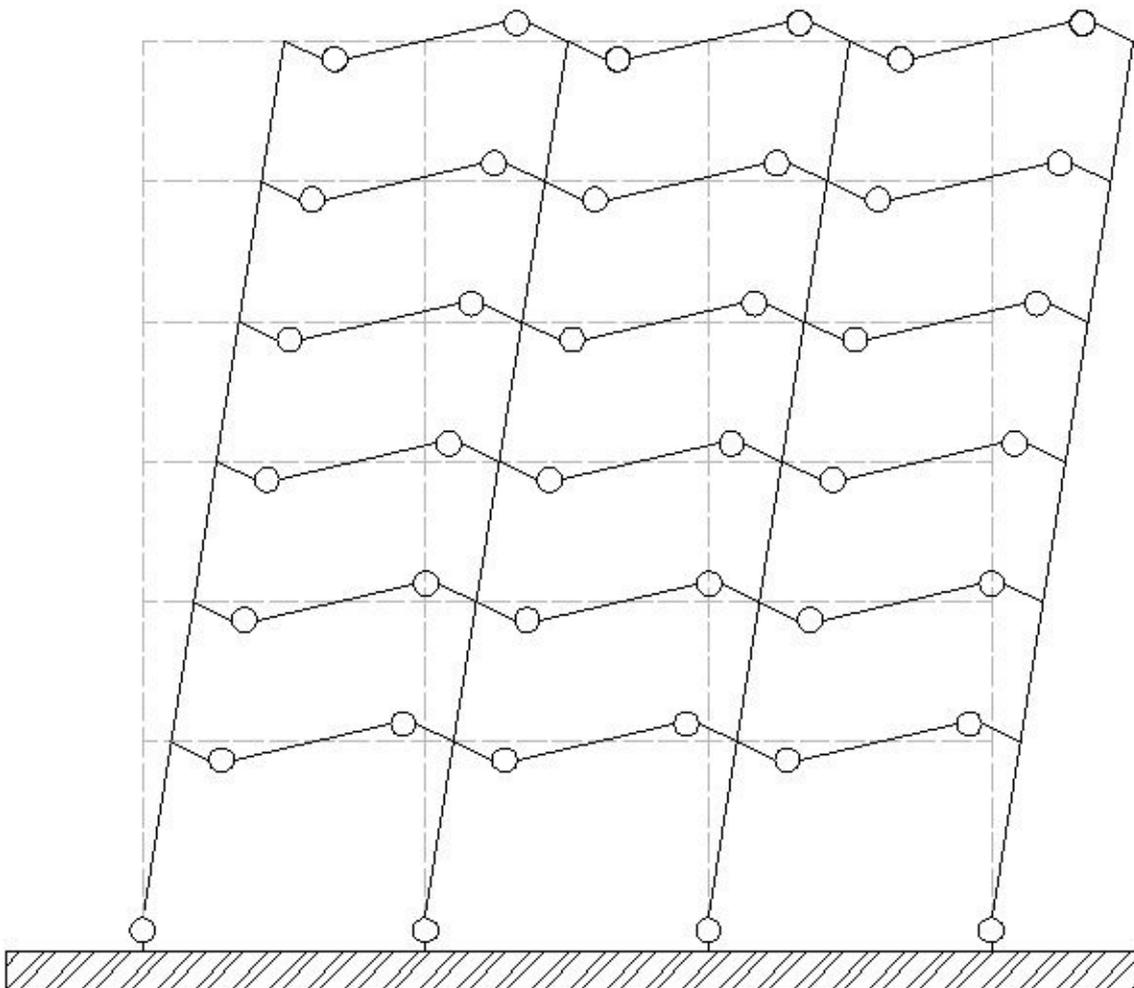


Figura 3.3: Mecanismo de colapso del tipo viga débil – columna fuerte.

Como se aprecia se forman las zonas de plastificación o rótulas plásticas en vigas y arranques de pilares.

Como excepción se permite que se formen rótulas en los extremos de los pilares en la última planta, en vez de en los extremos de las vigas.

Además y como se comenta en el apartado anterior, la justificación para el cálculo de dos tipos de combinación de acciones se recoge en este apartado.

El cálculo por capacidad se realiza para un eje, y para este trabajo tenemos una estructura completa, es decir, no estamos analizando solo un pórtico.

Por ello se necesita analizar cada pilar considerando primeramente dicho cálculo bajo la acción sísmica más la acción de la gravedad para un eje, combinándolo con el cálculo del eje contrario con la estructura sometida solamente a la acción que ejerce la gravedad.

Tomaremos a modo de ejemplo sencillo el análisis del pilar 1:

Primero se realizará el cálculo de capacidad para que se forme el mecanismo de columna fuerte – viga débil con la estructura sometida a la acción sísmica más la acción de la gravedad para el “eje X”

Una vez obtenido este, se realiza de nuevo el cálculo para la dirección Y del pilar, pero tomando en cuenta la estructura sometida bajo la acción gravitatoria.

Por último se analiza de forma inversa, así se obtiene la combinación más desfavorable de todas, y esta es la que se escogerá para dimensionar y armar el pilar.

En los siguientes apartados se podrá ver de una forma más clara la causa de estas combinaciones y la forma de cálculo, siguiendo el libro: Amadeo Benavent (entre otros) “Prácticas de estructuras IV” [9].

3.2 Localización de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas se pueden suponer localizadas a una distancia d_R aproximada:

$$d_R = \frac{h_c}{2} + h_b$$

Siendo:

h_c = canto del pilar

h_b = canto de la viga

Debido a que la dimensión de los pilares varía con respecto a las plantas, y a que dicha variación no afecta en los resultados finales, se ha supuesto una distancia d_R media para cada pórtico.

De tal manera para los pórticos 1, 4, 5 y 8 la distancia d_R es igual a:

$$d_R = \frac{0,3}{2} + 0,5 = 0,65 \text{ m}$$

Los pórticos 2, 3, 6 y 7 tienen una distancia d_R es igual a:

$$d_R = \frac{0,35}{2} + 0,5 = 0,675 \text{ m}$$

En los pasos siguientes se va a determinar la resistencia en los pilares que garantice que se forme el mecanismo columna fuerte – viga débil.

Como datos iniciales se escogerán los obtenidos mediante el programa CYPE que se recogen en el apartado anterior.

Lo siguiente a realizar una vez establecida la distancia a la que se sitúan las rótulas plásticas, es determinar el límite superior de la resistencia última que pueden desarrollar los extremos de las vigas y el arranque de los pilares de planta baja, suponiendo para ello que el fallo es a flexión.

3.3 Determinación de momentos últimos en vigas y esquemas de numeración

El momento último que puede llegar a desarrollar una rótula plástica situada en el extremo de una viga se estima con la siguiente fórmula:

$$M_u = 0,9 * A_{s'} * f_{y_{max}} * d$$

Dónde:

$A_{s'}$ = área de armadura traccionada realmente colocada en la viga, incluyendo (para momentos negativos) también la armadura del forjado en el ancho eficaz que se define en el anejo 10 de la instrucción EHE – 08 [13].

$f_{y_{max}}$ = resistencia de cálculo del acero mayorada por el coeficiente 1,25 por lo que es igual a la resistencia característica f_{yk} *1,25. Dicho aumento hace que se puedan asumir posibles desviaciones de la resistencia real respecto a la característica, y el aumento de la resistencia en la zona post – elástica.

d = canto útil de la sección (canto total menos el recubrimiento).

El área de la armadura de refuerzos de momentos negativos en pilares se considerará en un 50% debido a la posible interacción de la zona de plastificación y a que considerarla totalmente supondría un sobredimensionamiento en los pilares excesivo. El no considerarlos podría suponer que una viga desarrolle un momento mayor debido a esa armadura y cause un fallo en la formación del mecanismo de colapso que se pretende conseguir.

En las tablas siguientes se pueden observar los diferentes momentos últimos obtenidos para cada viga, pórtico y edificio que se están analizando en este trabajo.

Los esquemas de numeración de vigas y nudos son iguales para este cálculo que los expuestos en el apartado anterior de cálculo de la estructura, pese a esto, se pueden observar en las siguientes figuras.

3.3.1 esquemas de numeración

Estos esquemas servirán para el resto del apartado:

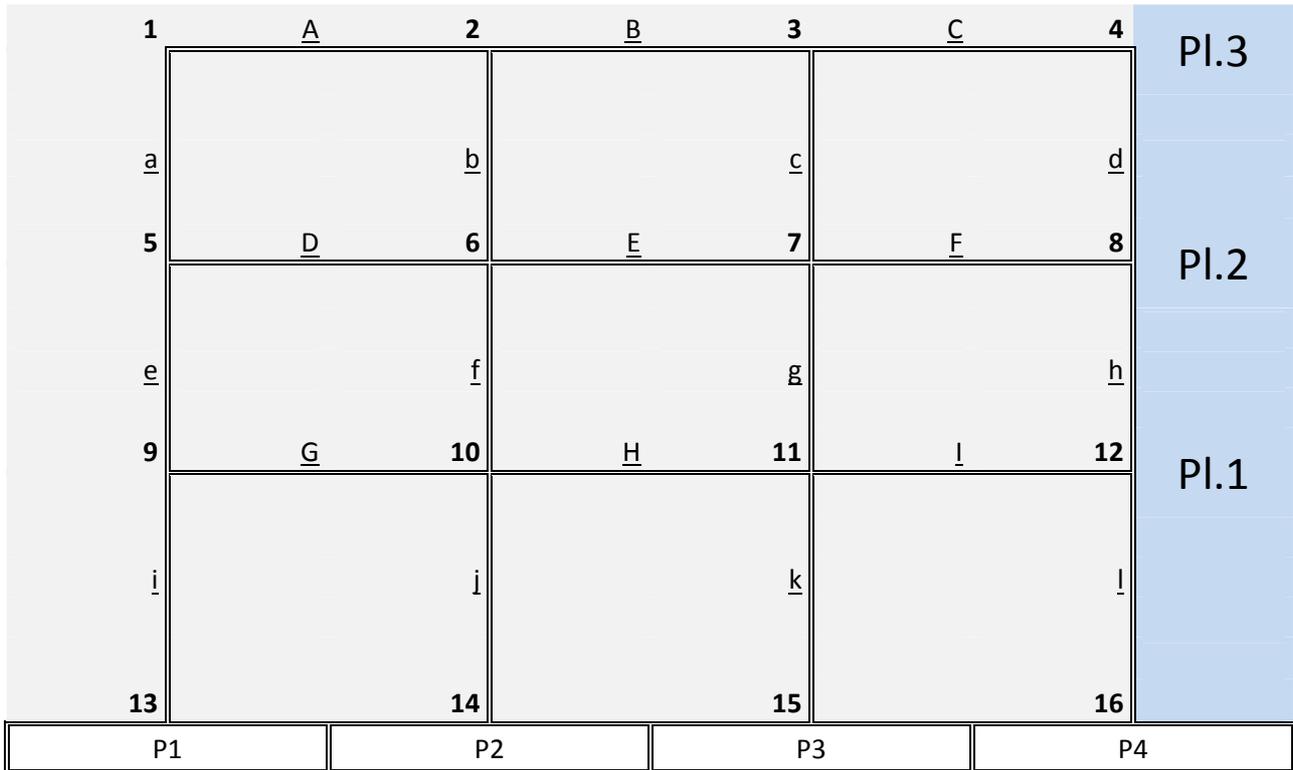


Figura 3.4: Denominación de nudos y barras. Estructura de 3 plantas.

1	<u>A</u>	2	<u>B</u>	3	<u>C</u>	4	Pl.6
<u>a</u>		<u>b</u>		<u>c</u>		<u>d</u>	
5	<u>D</u>	6	<u>E</u>	7	<u>F</u>	8	Pl.5
<u>e</u>		<u>f</u>		<u>g</u>		<u>h</u>	
9	<u>G</u>	10	<u>H</u>	11	<u>I</u>	12	Pl.4
<u>i</u>		<u>j</u>		<u>k</u>		<u>l</u>	
13	<u>J</u>	14	<u>K</u>	15	<u>L</u>	16	Pl.3
<u>m</u>		<u>n</u>		<u>ñ</u>		<u>o</u>	
17	<u>M</u>	18	<u>N</u>	19	<u>Ñ</u>	20	Pl.2
<u>p</u>		<u>q</u>		<u>r</u>		<u>s</u>	
21	<u>O</u>	22	<u>P</u>	23	<u>Q</u>	24	Pl.1
<u>t</u>		<u>u</u>		<u>v</u>		<u>w</u>	
25		26		27		28	
P1		P2		P3		P4	

Figura 3.5: Denominación de nudos y barras. Estructura de 6 plantas.

1	<u>A</u>	2	<u>B</u>	3	<u>C</u>	4	Pl.9
<u>a</u>		<u>b</u>		<u>c</u>		<u>d</u>	
5	<u>D</u>	6	<u>E</u>	7	<u>F</u>	8	Pl.8
<u>e</u>		<u>f</u>		<u>g</u>		<u>h</u>	
9	<u>G</u>	10	<u>H</u>	11	<u>I</u>	12	Pl.7
<u>i</u>		<u>j</u>		<u>k</u>		<u>l</u>	
13	<u>J</u>	14	<u>K</u>	15	<u>L</u>	16	Pl.6
<u>m</u>		<u>n</u>		<u>ñ</u>		<u>o</u>	
17	<u>M</u>	18	<u>N</u>	19	<u>Ñ</u>	20	Pl.5
<u>p</u>		<u>q</u>		<u>r</u>		<u>s</u>	
21	<u>O</u>	22	<u>P</u>	23	<u>Q</u>	24	Pl.4
<u>t</u>		<u>u</u>		<u>v</u>		<u>w</u>	
25	<u>R</u>	26	<u>S</u>	27	<u>T</u>	28	Pl.3
<u>x</u>		<u>y</u>		<u>z</u>		<u>aa</u>	
29	<u>U</u>	30	<u>V</u>	31	<u>W</u>	32	Pl.2
<u>ab</u>		<u>ac</u>		<u>ad</u>		<u>ae</u>	
33	<u>X</u>	34	<u>Y</u>	35	<u>Z</u>	36	Pl.1

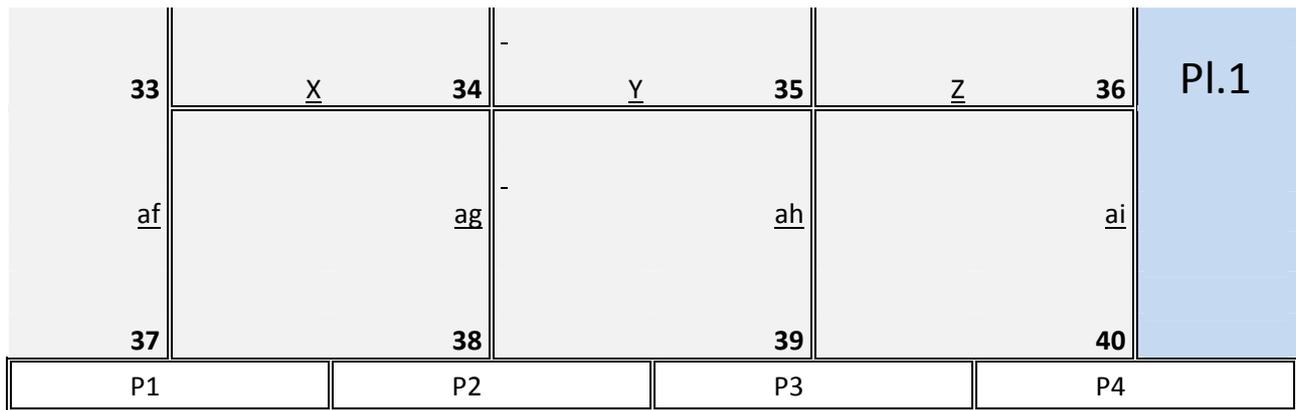


Figura 3.6: Denominación de nudos y barras. Estructura de 9 plantas.

3.3.2 momentos últimos en vigas.

3.3.2.1 edificio de 3 plantas

Combinación de acciones: SISMO + CARGA PERMANENTE

Pórtico 1 y 4

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	127,5345	127,5345
	2	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
B	2	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	3	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
C	3	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	4	3ø16	3ø16	127,5345	127,5345
D	5	3ø16	3ø16 + 2ø10	127,5345	144,243
	6	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
E	6	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
	7	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
F	7	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
	8	3ø16	3ø16 + 2ø10	127,5345	144,243
G	9	3ø16	3ø16 + 2ø12	127,5345	151,434
	10	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
H	10	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
	11	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
I	11	6ø16	7ø16	191,30175	212,5575
	12	3ø16	3ø16 + 2ø12	127,5345	151,434

Tabla 3.1: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4. Edificio de 3 plantas. SISMO + G.

Pórtico 2 y 3

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3 ϕ 20	3 ϕ 16	199,233	127,5345
	2	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	199,233	293,562
B	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	127,5345	293,562
	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	127,5345	293,562
C	3	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	199,233	293,562
	4	3 ϕ 20	3 ϕ 16	199,233	127,5345
D	5	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12	132,822	163,38375
	6	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	132,822	293,562
E	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	127,5345	293,562
	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	127,5345	293,562
F	7	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	132,822	293,562
	8	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12	132,822	163,38375
G	9	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 16	260,3565	212,5575
	10	2 ϕ 20 + 6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	324,12375	293,562
H	10	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	260,3565	293,562
	11	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	260,3565	293,562
I	11	2 ϕ 20 + 6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	324,12375	293,562
	12	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 16	260,3565	212,5575

Tabla 3.2: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3. Edificio de 3 plantas. SISMO + G.

Pórtico 5 y 8

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16	113,967	113,967
	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	151,956	113,967
B	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	151,956	113,967
	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	151,956	113,967
C	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	151,956	113,967
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16	113,967	113,967
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	113,967	113,967
	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	151,956	135,324
E	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	151,956	135,324
	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	151,956	135,324
F	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	151,956	135,324
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	113,967	113,967
G	9	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	156,681	113,967
	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	151,956
H	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	151,956
	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	151,956
I	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	151,956
	12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	156,681	113,967

Tabla 3.3: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8. Edificio de 3 plantas. SISMO + G

Pórtico 6 y 7

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3 ϕ 16	3 ϕ 16	113,967	113,967
	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	170,9505	128,898
B	2	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	170,9505	128,898
	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	170,9505	128,898
C	3	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	170,9505	128,898
	4	3 ϕ 16	3 ϕ 16	113,967	113,967
D	5	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	113,967	128,898
	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	170,9505	156,681
E	6	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	170,9505	156,681
	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	170,9505	156,681
F	7	6 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 12	170,9505	156,681
	8	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 10	113,967	128,898
G	9	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12	156,681	146,0025
	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	189,945
H	10	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	189,945
	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	189,945
I	11	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	156,681	189,945
	12	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12	156,681	146,0025

Tabla 3.4: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7. Edificio de 3 plantas. SISMO + G.

Combinación de acciones: CARGA PERMANENTE (G)

Pórtico 1 y 4

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	2	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
B	2	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	3	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
C	3	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	4	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
D	5	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	6	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
E	6	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	7	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
F	7	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	8	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
G	9	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	10	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
H	10	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	11	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
I	11	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	12	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625

Tabla 3.5: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4. Edificio de 3 plantas. G.

Pórtico 2 y 3

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2ø20	2ø10 + 3ø12	132,822	69,26625
	2	2ø20	2ø10 + 5ø20	132,822	199,4445
B	2	3ø16	2ø10 + 5ø20	127,5345	199,4445
	3	3ø16	2ø10 + 5ø20	127,5345	199,4445
C	3	2ø20	2ø10 + 5ø20	132,822	199,4445
	4	2ø20	2ø10 + 3ø12	132,822	69,26625
D	5	2ø20	2ø10 + 4ø16	132,822	118,44
	6	2ø20	2ø10 + 5ø20	132,822	199,4445
E	6	3ø16	2ø10 + 5ø20	127,5345	199,4445
	7	3ø16	2ø10 + 5ø20	127,5345	199,4445
F	7	2ø20	2ø10 + 5ø20	132,822	199,4445
	8	2ø20	2ø10 + 4ø16	132,822	118,44
G	9	3ø20	2ø10 + 3ø16	199,233	97,18425
	10	3ø20	2ø10 + 5ø20	199,233	199,4445
H	10	3ø16	2ø10 + 5ø20	127,5345	199,4445
	11	3ø16	2ø10 + 5ø20	127,5345	199,4445
I	11	3ø20	2ø10 + 5ø20	199,233	199,4445
	12	3ø20	3ø16 + 4ø16	199,233	97,18425

Tabla 3.6: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3. Edificio de 3 plantas. G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	2	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
B	2	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	3	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
C	3	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	4	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
D	5	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	6	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
E	6	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	7	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
F	7	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	8	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
G	9	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	10	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
H	10	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	11	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
I	11	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	12	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975

Tabla 3.7: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5, 6, 7 y 8. Edificio de 3 plantas. G.

3.3.2.2 edificio de 6 plantas

Combinación de acciones: SISMO + CARGA PERMANENTE

Pórtico 1 y 4

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	127,5345	127,5345
	2	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
B	2	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	3	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
C	3	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	4	3ø16	3ø16	127,5345	127,5345
D	5	3ø16	3ø16 + 2ø10	127,5345	144,243
	6	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
E	6	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	7	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
F	7	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	8	3ø16	3ø16 + 2ø10	127,5345	144,243
G	9	3ø16	3ø16 + 2ø12	127,5345	151,434
	10	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
H	10	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
	11	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
I	11	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
	12	3ø16	3ø16 + 2ø12	127,5345	151,434

Tabla 3.8: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (1). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 4ø12	151,434	175,3335
	14	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 3ø20	151,434	227,151
K	14	3ø16	3ø16 + 3ø20	127,5345	227,151
	15	3ø16	3ø16 + 3ø20	127,5345	227,151
L	15	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 3ø20	151,434	227,151
	16	3ø16 + 1ø12	3ø16 + 4ø12	151,434	175,3335
M	17	3ø16 + 2ø12	6ø16	175,3335	191,30175
	18	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 3ø20	175,3335	227,151
N	18	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 3ø20	175,3335	227,151
	19	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 3ø20	175,3335	227,151
Ñ	19	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 3ø20	175,3335	227,151
	20	3ø16 + 2ø12	6ø16	175,3335	191,30175
O	21	5ø16	7ø16	212,5575	212,5575
	22	5ø16	3ø16 + 3ø20	212,5575	260,3565
P	22	5ø16	3ø16 + 3ø20	212,5575	260,3565
	23	5ø16	3ø16 + 3ø20	212,5575	260,3565
Q	23	5ø16	3ø16 + 3ø20	212,5575	260,3565
	24	5ø16	7ø16	212,5575	212,5575

Tabla 3.9: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (2). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

Pórtico 2 y 3

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3 ϕ 20	3 ϕ 16	199,233	127,5345
	2	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	199,233	260,3565
B	2	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
	3	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
C	3	3 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	199,233	260,3565
	4	3 ϕ 20	3 ϕ 16	199,233	127,5345
D	5	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16	132,822	163,38375
	6	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	132,822	236,457
E	6	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	127,5345	236,457
	7	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	127,5345	236,457
F	7	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	132,822	236,457
	8	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16	132,822	163,38375
G	9	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16	132,822	163,38375
	10	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	132,822	236,457
H	10	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	127,5345	236,457
	11	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	127,5345	236,457
I	11	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	132,822	236,457
	12	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 16	132,822	163,38375

Tabla 3.10: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (1). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2 ϕ 20	7 ϕ 16	132,822	212,5575
	14	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
K	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
L	15	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
	16	2 ϕ 20	7 ϕ 16	132,822	212,5575
M	17	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	7 ϕ 16	217,845	212,5575
	18	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	217,845	269,6625
N	18	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	269,6625
	19	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	269,6625
Ñ	19	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	217,845	269,6625
	20	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	7 ϕ 16	217,845	212,5575
O	21	4 ϕ 20	10 ϕ 16	265,644	255,069
	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
P	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
Q	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
	24	4 ϕ 20	10 ϕ 16	265,644	255,069

Tabla 3.11: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (2). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

Pórtico 5 y 8

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
B	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
C	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	4	3ø16	3ø16	113,967	113,967
D	5	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
E	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
F	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	8	3ø16	3ø16	113,967	113,967
G	9	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	10	3ø16	3ø16+4ø12	113,967	156,681
H	10	3ø16	3ø16+4ø12	113,967	156,681
	11	3ø16	3ø16+4ø12	113,967	156,681
I	11	3ø16	3ø16+4ø12	113,967	156,681
	12	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898

Tabla 3.12: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (1). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
	14	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
K	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
L	15	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
	16	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
M	17	4ø16+2ø12	3ø16+3ø12	181,818	146,0025
	18	4ø16+2ø12	3ø16+3ø16	181,818	170,9505
N	18	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	19	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
Ñ	19	4ø16+2ø12	3ø16+3ø16	181,818	170,9505
	20	4ø16+2ø12	3ø16+3ø12	181,818	146,0025
O	21	2ø16+2ø20	3ø16+3ø16	232,659	170,9505
	22	2ø16+2ø20	3ø16+3ø20	232,659	202,986
P	22	2ø16+3ø16	3ø16+3ø16	189,945	202,986
	23	2ø16+2ø20	3ø16+3ø16	189,945	202,986
Q	23	2ø16+2ø20	3ø16+3ø16	232,659	202,986
	24	2ø16+2ø20	3ø16+3ø16	232,659	170,9505

Tabla 3.13: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (2). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

Pórtico 6 y 7

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
B	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
C	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	4	3ø16	3ø16	113,967	113,967
D	5	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
E	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
F	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	8	3ø16	3ø16	113,967	113,967
G	9	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	10	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
H	10	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
	11	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
I	11	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
	12	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898

Tabla 3.14: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (1). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
K	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
L	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	16	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
M	17	3ø16+2ø12	3ø16+2ø12	128,898	135,324
	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
N	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
Ñ	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	20	3ø16+2ø12	3ø16+2ø12	128,898	135,324
O	21	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
P	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
Q	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	24	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025

Tabla 3.15: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (2). Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

Combinación de acciones: CARGA PERMANENTE

Pórtico 1 y 4

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	2	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
B	2	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	3	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
C	3	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	85,023	97,18425
	4	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
D	5	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	6	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
E	6	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	7	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
F	7	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	8	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
G	9	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	10	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
H	10	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	11	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
I	11	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	12	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625

Tabla 3.16: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (1). Edificio de 6 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
K	14	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
L	15	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	16	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
M	17	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
N	18	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
Ñ	19	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	20	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
O	21	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625
	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
P	22	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
Q	23	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 12	85,023	81,216
	24	2 ϕ 16	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	85,023	69,26625

Tabla 3.17: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (2). Edificio de 6 plantas. G.

Pórtico 2 y 3

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	311,5395	69,26625
	2	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	311,5395	166,239
B	2	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	3	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
C	3	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	311,5395	166,239
	4	3 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	311,5395	69,26625
D	5	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
	6	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
E	6	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	7	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
F	7	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	8	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
G	9	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
	10	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
H	10	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	11	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
I	11	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	12	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575

Tabla 3.18: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (1). Edificio de 6 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
	14	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
K	14	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	15	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
L	15	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	16	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
M	17	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
	18	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
N	18	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	19	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
Ñ	19	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	20	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,69575
O	21	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16	132,822	118,44
	22	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
P	22	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	23	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
Q	23	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	24	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16	132,822	118,44

Tabla 3.19: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (2). Edificio de 6 plantas. G.

Pórtico 5 y 8

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
G	9	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
H	10	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
I	11	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	12	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975

Tabla 3.20: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (1). Edificio de 6 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	14	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
K	14	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	15	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
L	15	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	16	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
M	17	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
N	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
Ñ	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	20	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
O	21	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
P	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
Q	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975
	24	2 ϕ 12	2 ϕ 10 + 3 ϕ 12	42,714	61,8975

Tabla 3.21: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (2). Edificio de 6 plantas. G.

Pórtico 6 y 7

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	2	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
B	2	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	3	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
C	3	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	4	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
D	5	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
	6	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
E	6	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	7	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
F	7	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
	8	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
G	9	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
	10	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
H	10	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	11	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
I	11	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975
	12	4ø12	2ø10 + 3ø12	85,428	61,8975

Tabla 3.22: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (1). Edificio de 6 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	14	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
K	14	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	15	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
L	15	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	16	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
M	17	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	18	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
N	18	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	19	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
Ñ	19	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	20	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
O	21	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	22	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
P	22	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	23	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
Q	23	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975
	24	2ø12	2ø10 + 3ø12	42,714	61,8975

Tabla 3.23: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (2). Edificio de 6 plantas. G.

3.3.2.3 edificio de 9 plantas

Combinación de acciones: SISMO + CARGA PERMANENTE

Pórtico 1 y 4

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	127,5345	127,5345
	2	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
B	2	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	3	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
C	3	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	4	3ø16	3ø16	127,5345	127,5345
D	5	3ø16	3ø16 + 2ø10	127,5345	144,243
	6	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
E	6	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	7	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
F	7	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	8	3ø16	3ø16 + 2ø10	127,5345	144,243
G	9	3ø16	3ø16 + 2ø12	127,5345	151,434
	10	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
H	10	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	11	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
I	11	3ø16	6ø16	127,5345	191,30175
	12	3ø16	3ø16 + 2ø12	127,5345	151,434

Tabla 3.24: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (1). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	3ø16	3ø16 + 3ø12	127,5345	163,38375
	14	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
K	14	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
	15	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
L	15	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
	16	3ø16	3ø16 + 3ø12	127,5345	163,38375
M	17	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12	175,3335	175,3335
	18	3ø16 + 2ø12	7ø16	175,3335	212,5575
N	18	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
	19	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
Ñ	19	3ø16 + 2ø12	7ø16	175,3335	212,5575
	20	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12	175,3335	175,3335
O	21	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12	175,3335	175,3335
	22	3ø16 + 2ø12	7ø16	175,3335	212,5575
P	22	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
	23	3ø16	7ø16	127,5345	212,5575
Q	23	3ø16 + 2ø12	7ø16	175,3335	212,5575
	24	3ø16 + 2ø12	3ø16 + 4ø12	175,3335	175,3335

Tabla 3.25: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (2). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	5 ϕ 16	175,3335	170,046
	14	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	175,3335	212,5575
S	14	3 ϕ 16	7 ϕ 16	127,5345	212,5575
	15	3 ϕ 16	7 ϕ 16	127,5345	212,5575
T	15	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	7 ϕ 16	175,3335	212,5575
	16	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	5 ϕ 16	175,3335	170,046
U	17	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	6 ϕ 16	175,3335	191,30175
	18	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	175,3335	227,151
V	18	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	227,151
	19	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	227,151
W	19	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	175,3335	227,151
	20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 12	6 ϕ 16	175,3335	191,30175
X	21	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	6 ϕ 16	217,845	191,30175
	22	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	217,845	227,151
Y	22	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	227,151
	23	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	227,151
Z	23	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	3 ϕ 16 + 3 ϕ 20	217,845	227,151
	24	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16	6 ϕ 16	217,845	191,30175

Tabla 3.26: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (3). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

Pórtico 2 y 3

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3 ϕ 20	3 ϕ 16	199,233	127,5345
	2	3 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	199,233	269,6625
B	2	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	127,5345	269,6625
	3	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	127,5345	269,6625
C	3	3 ϕ 20	5 ϕ 16 + 2 ϕ 20	199,233	269,6625
	4	3 ϕ 20	3 ϕ 16	199,233	127,5345
D	5	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12	132,822	163,38375
	6	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
E	6	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
	7	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
F	7	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
	8	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 3 ϕ 12	132,822	163,38375
G	9	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 16	132,822	151,434
	10	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
H	10	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
	11	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
I	11	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
	12	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 2 ϕ 16	132,822	151,434

Tabla 3.27: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (1). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2 ϕ 20	6 ϕ 16	132,822	191,30175
	14	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
K	14	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
	15	3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	127,5345	260,3565
L	15	2 ϕ 20	3 ϕ 16 + 4 ϕ 20	132,822	260,3565
	16	2 ϕ 20	6 ϕ 16	132,822	191,30175
M	17	2 ϕ 20	6 ϕ 16	132,822	191,30175
	18	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	132,822	269,6625
N	18	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	269,6625
	19	3 ϕ 16	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	127,5345	269,6625
Ñ	19	2 ϕ 20	5 ϕ 16 + 3 ϕ 20	132,822	269,6625
	20	2 ϕ 20	6 ϕ 16	132,822	191,30175
O	21	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16	260,3565	212,5575
	22	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	260,3565	293,562
P	22	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
	23	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
Q	23	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	260,3565	293,562
	24	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16	260,3565	212,5575

Tabla 3.28: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (2). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16	260,3565	212,5575
	14	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	260,3565	293,562
S	14	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
	15	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
T	15	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	260,3565	293,562
	16	2 ϕ 20 + 3 ϕ 16	7 ϕ 16	260,3565	233,81325
U	17	5 ϕ 16	8 ϕ 16	212,5575	212,5575
	18	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
V	18	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
	19	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
W	19	5 ϕ 16	3 ϕ 16 + 5 ϕ 20	212,5575	293,562
	20	5 ϕ 16	8 ϕ 16	212,5575	233,81325
X	21	4 ϕ 20	10 ϕ 16	265,644	255,069
	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
Y	22	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
Z	23	4 ϕ 20	4 ϕ 16 + 6 ϕ 20	265,644	369,279
	24	4 ϕ 20	10 ϕ 16	265,644	255,069

Tabla 3.29: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (3). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

Pórtico 5 y 8

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
B	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
C	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	4	3ø16	3ø16	113,967	113,967
D	5	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
E	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
F	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	8	3ø16	3ø16	113,967	113,967
G	9	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	10	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
H	10	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
	11	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
I	11	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
	12	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898

Tabla 3.30: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (1). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	3ø16	3ø16+2ø12	113,967	135,324
	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
K	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
L	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	16	3ø16	3ø16+2ø12	113,967	135,324
M	17	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
	18	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
N	18	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	19	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
Ñ	19	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
	20	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
O	21	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
	22	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
P	22	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	23	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
Q	23	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
	24	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025

Tabla 3.31: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (2). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
	14	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
S	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
T	15	3ø16+2ø12	3ø16+3ø16	128,898	170,9505
	16	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
U	17	3ø16+2ø12	3ø16+2ø16	128,898	151,956
	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
V	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
W	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	20	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	151,956
X	21	3ø16+2ø12	3ø16+2ø16	128,898	151,956
	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
Y	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
Z	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	24	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	151,956

Tabla 3.32: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (3). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

Pórtico 6 y 7

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
B	2	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
C	3	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	4	3ø16	3ø16	113,967	113,967
D	5	3ø16	3ø16	113,967	113,967
	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
E	6	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
F	7	3ø16	3ø16+3ø12	113,967	146,0025
	8	3ø16	3ø16	113,967	113,967
G	9	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	10	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
H	10	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
	11	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
I	11	3ø16	3ø16+2ø16	113,967	151,956
	12	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898

Tabla 3.33: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (1). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
K	14	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
L	15	3ø16	3ø16+3ø16	113,967	170,9505
	16	3ø16	3ø16+2ø10	113,967	128,898
M	17	3ø16+2ø12	3ø16+2ø12	128,898	135,324
	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
N	18	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
Ñ	19	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	20	3ø16+2ø12	3ø16+2ø12	128,898	135,324
O	21	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025
	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
P	22	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
Q	23	3ø16+2ø12	3ø16+4ø16	128,898	189,945
	24	3ø16+2ø12	3ø16+3ø12	128,898	146,0025

Tabla 3.34: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (2). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	3ø16+2ø16	3ø16+3ø12	151,956	146,0025
	14	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
S	14	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
	15	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
T	15	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
	16	3ø16+2ø16	3ø16+3ø12	151,956	146,0025
U	17	3ø16+2ø16	3ø16+2ø16	151,956	151,956
	18	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
V	18	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
	19	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
W	19	3ø16+2ø16	3ø16+3ø20	151,956	202,986
	20	3ø16+2ø16	3ø16+2ø16	151,956	151,956
X	21	3ø16+2ø20	3ø16+3ø16	232,659	170,9505
	22	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20	232,659	232,659
Y	22	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20	232,659	232,659
	23	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20	232,659	232,659
Z	23	3ø16+2ø20	3ø16+4ø20	232,659	232,659
	24	3ø16+2ø20	3ø16+3ø16	232,659	170,9505

Tabla 3.35: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (3). Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

Combinación de acciones: CARGA PERMANENTE

Pórtico 1 y 4

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	2	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
B	2	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	3	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
C	3	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	4	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
D	5	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	6	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
E	6	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	7	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
F	7	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	8	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
G	9	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	10	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
H	10	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	11	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
I	11	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	12	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625

Tabla 3.36: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (1). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	14	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
K	14	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	15	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
L	15	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	16	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
M	17	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	18	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
N	18	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	19	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
Ñ	19	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	20	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
O	21	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	22	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
P	22	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	23	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
Q	23	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	24	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625

Tabla 3.37: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (2). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	14	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
S	14	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	15	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
T	15	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	16	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
U	17	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	18	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
V	18	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	19	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
W	19	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	20	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
X	21	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625
	22	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
Y	22	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	23	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
Z	23	2ø16	2ø10 + 3ø16	85,023	97,18425
	24	2ø16	2ø10 + 3ø12	85,023	69,26625

Tabla 3.38: Momentos últimos en vigas. Pórticos 1 y 4 (3). Edificio de 9 plantas. G.

Pórtico 2 y 3

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2ø25	2ø10 + 3ø12	311,5395	69,26625
	2	2ø25	2ø10 + 4ø20	311,5395	166,239
B	2	3ø16	2ø10 + 4ø20	127,5345	166,239
	3	3ø16	2ø10 + 4ø20	127,5345	166,239
C	3	2ø25	2ø10 + 4ø20	311,5395	166,239
	4	2ø25	2ø10 + 3ø12	311,5395	69,26625
D	5	2ø20	2ø10 + 5ø16	132,822	139,69575
	6	2ø20	2ø10 + 4ø20	132,822	166,239
E	6	3ø16	2ø10 + 4ø20	127,5345	166,239
	7	3ø16	2ø10 + 4ø20	127,5345	166,239
F	7	2ø20	2ø10 + 4ø20	132,822	166,239
	8	2ø20	2ø10 + 5ø16	132,822	139,69575
G	9	2ø20	2ø10 + 5ø16	132,822	139,69575
	10	2ø20	2ø10 + 4ø20	132,822	166,239
H	10	3ø16	2ø10 + 4ø20	127,5345	166,239
	11	3ø16	2ø10 + 4ø20	127,5345	166,239
I	11	2ø20	2ø10 + 4ø20	132,822	166,239
	12	2ø20	2ø10 + 5ø16	132,822	139,69575

Tabla 3.39: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (1). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,6957
	14	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
K	14	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	15	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
L	15	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	16	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,6957
M	17	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,6957
	18	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
N	18	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	19	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
Ñ	19	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	20	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,6957
O	21	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,6957
	22	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
P	22	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	23	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
Q	23	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	24	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 5 ϕ 16	132,822	139,6957

Tabla 3.40: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (2). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16	132,822	118,44
	14	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
S	14	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	15	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
T	15	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	16	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16	132,822	118,44
U	17	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16	132,822	118,44
	18	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
V	18	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	19	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
W	19	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	20	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 16	132,822	118,44
X	21	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	132,822	97,18425
	22	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
Y	22	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
	23	3 ϕ 16	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	127,5345	166,239
Z	23	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 4 ϕ 20	132,822	166,239
	24	2 ϕ 20	2 ϕ 10 + 3 ϕ 16	132,822	97,18425

Tabla 3.41: Momentos últimos en vigas. Pórticos 2 y 3 (3). Edificio de 9 plantas. G.

Pórtico 5 y 8

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	2	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
B	2	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	3	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
C	3	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	4	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
D	5	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	6	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
E	6	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	7	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
F	7	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	8	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
G	9	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	10	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
H	10	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	11	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
I	11	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	12	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975

Tabla 3.42: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (1). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	14	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
K	14	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	15	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
L	15	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	16	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
M	17	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	18	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
N	18	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	19	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
Ñ	19	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	20	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
O	21	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	22	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
P	22	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	23	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
Q	23	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	24	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975

Tabla 3.43: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (2). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
S	14	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
T	15	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
	16	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
U	17	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
V	18	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
W	19	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	20	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
X	21	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
Y	22	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
Z	23	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	24	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975

Tabla 3.44: Momentos últimos en vigas. Pórticos 5 y 8 (3). Edificio de 9 plantas. G.

Pórtico 6 y 7

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
A	1	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
B	2	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
C	3	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	4	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
D	5	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
E	6	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
F	7	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
	8	2 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	42,714	61,8975
G	9	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
H	10	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
I	11	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975
	12	4 ϕ 12	2 ϕ 10+3 ϕ 12	85,428	61,8975

Tabla 3.45: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (1). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
J	13	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	14	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
K	14	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	15	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
L	15	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	16	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
M	17	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	18	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
N	18	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	19	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
Ñ	19	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	20	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
O	21	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	22	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
P	22	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	23	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
Q	23	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	24	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975

Tabla 3.46: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (2). Edificio de 9 plantas. G.

BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
R	13	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	14	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
S	14	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	15	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
T	15	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
	16	4ø12	2ø10+3ø12	85,428	61,8975
U	17	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	18	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
V	18	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	19	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
W	19	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	20	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
X	21	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	22	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
Y	22	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	23	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
Z	23	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975
	24	2ø12	2ø10+3ø12	42,714	61,8975

Tabla 3.47: Momentos últimos en vigas. Pórticos 6 y 7 (3). Edificio de 9 plantas. G.

3.4 Momentos últimos en pilares.

Como se expuso anteriormente, aparte de forzar a la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, se deberán formar además rótulas plásticas en los arranques de los pilares de planta baja, para conseguir que se forme un mecanismo plástico.

El cálculo de dicho momento último en los pilares se realizará mediante la siguiente expresión:

$$M_u = 0,8 * A_s * f_{y_{max}} * h_c + 0,5 * N * h_c * \left(1 - \frac{N}{b_c * h_c * f_{c_{max}}}\right)$$

Donde:

A_s = área de armadura en la cara traccionada del pilar.

$f_{y_{max}}$ = resistencia del acero mayorada por el coeficiente 1,25.

$f_{c_{max}}$ = resistencia del hormigón mayorada por el coeficiente 1,25.

h_c y b_c definen la dimensión del pilar

N = carga gravitatoria a la que se ve sometida la estructura dependiendo de la combinación de acciones que estemos tratando.

Los momentos últimos para el arranque de pilares de los edificios son los siguientes:

3.4.1 edificio de 3 plantas

Combinación de acciones: SISMO + CARGA PERMANENTE

Pórtico 1, 2, 3 y 4

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	2 ϕ 20	2 ϕ 20	106,140116	106,140116
P2	u	26	3 ϕ 20	3 ϕ 20	169,798123	169,798123
P3	v	27	3 ϕ 20	3 ϕ 20	169,798123	169,798123
P4	w	28	1 ϕ 20 + 2 ϕ 16	1 ϕ 20 + 2 ϕ 16	116,700116	116,700116
P5	t	25	4 ϕ 20	4 ϕ 20	211,950101	211,950101
P6	u	26	4 ϕ 20	4 ϕ 20	247,318937	247,318937
P7	v	27	4 ϕ 20	4 ϕ 20	247,318937	247,318937
P8	w	28	4 ϕ 20	4 ϕ 20	171,270101	171,270101

Tabla 3.48: Momentos últimos en pilares. Pórtico 1, 2, 3 y 4. Edificio de 3 plantas. SISMO + G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1∅20 + 2∅16	1∅20 + 2∅16	116,700116	116,700116
P2	t	25	1∅20 + 3∅12	1∅20 + 3∅12	135,118123	135,118123
P3	t	25	2∅20	2∅20	132,118123	132,118123
P4	t	25	1∅20 + 1∅16	1∅20 + 1∅16	92,5801158	92,5801158
P5	u	26	1∅20 + 3∅16	1∅20 + 3∅16	203,868069	203,868069
P6	u	26	4∅20	4∅20	247,959433	247,959433
P7	u	26	4∅20	4∅20	247,959433	247,959433
P8	u	26	1∅20 + 3∅16	1∅20 + 3∅16	203,868069	203,868069

Tabla 3.49: Momentos últimos en pilares. Pórtico 5, 6, 7 y 8. Edificio de 3 plantas. SISMO + G.

Como se observa, los nudos de P1 a P4 tienen el mismo número, esto es debido a que estos pórticos están en la dirección "Y" del edificio, y siguiendo los criterios de simetría P1 es igual a P13, P5 es igual a P9, etc.

En otras palabras, P9 sería el nudo 27 y P13 el nudo 28. Por simetría ya quedan definidos con P1 y P5.

Combinación de acciones: CARGA PERMANENTE

Pórtico 1, 2, 3 y 4

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1∅20 + 1∅12	1∅20 + 1∅12	82,0201158	82,0201158
P2	u	26	1∅20 + 1∅12	1∅20 + 1∅12	107,998123	107,998123
P3	v	27	1∅20 + 1∅12	1∅20 + 1∅12	107,998123	107,998123
P4	w	28	1∅20 + 1∅12	1∅20 + 1∅12	82,0201158	82,0201158
P5	t	25	1∅16 + 2∅12	1∅16 + 2∅12	135,268069	135,268069
P6	u	26	1∅20 + 2∅12	1∅20 + 2∅12	206,000657	206,000657
P7	v	27	1∅16 + 2∅12	1∅16 + 2∅12	190,180657	190,180657
P8	w	28	1∅16 + 2∅12	1∅16 + 2∅12	135,268069	135,268069

Tabla 3.50: Momentos últimos en pilares. Pórtico 1, 2, 3 y 4. Edificio de 3 plantas. G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1Ø16 + 1Ø12	1Ø16 + 1Ø12	68,4601158	68,4601158
P2	t	25	1Ø16 + 1Ø12	1Ø16 + 1Ø12	94,4381227	94,4381227
P3	t	25	1Ø16 + 1Ø12	1Ø16 + 1Ø12	94,4381227	94,4381227
P4	t	25	1Ø16 + 1Ø12	1Ø16 + 1Ø12	68,4601158	68,4601158
P5	t	26	1Ø16 + 1Ø12	1Ø16 + 1Ø12	98,9101009	98,9101009
P6	t	26	1Ø20 + 1Ø12	1Ø20 + 1Ø12	190,180657	190,180657
P7	t	26	1Ø20 + 1Ø12	1Ø20 + 1Ø12	190,180657	190,180657
P8	t	26	1Ø16 + 1Ø12	1Ø16 + 1Ø12	98,9101009	98,9101009

Tabla 3.51: Momentos últimos en pilares. Pórtico 5, 6, 7 y 8. Edificio de 3 plantas. G.

3.4.2 edificio de 6 plantas

Combinación de acciones: SISMO + CARGA PERMANENTE

Pórtico 1, 2, 3 y 4

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1Ø20 + 2Ø12	1Ø20 + 2Ø12	145,197907	145,197907
P2	u	26	2Ø20	2Ø20	207,979342	207,979342
P3	v	27	4Ø16	4Ø16	232,619342	232,619342
P4	w	28	2Ø20	2Ø20	157,517907	157,517907
P5	t	25	4Ø16	4Ø16	279,493105	279,493105
P6	u	26	4Ø20	4Ø20	438,865279	438,865279
P7	v	27	4Ø20	4Ø20	438,865279	438,865279
P8	w	28	1Ø20 + 3Ø16	1Ø20 + 3Ø16	297,573105	297,573105

Tabla 3.52: Momentos últimos en pilares. Pórtico 1, 2, 3 y 4. Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1Ø20+ 1Ø12	1Ø20+ 1Ø12	129,377907	129,377907
P2	t	25	1Ø20+ 1Ø16	1Ø20+ 1Ø16	192,159342	192,159342
P3	t	25	1Ø20+ 1Ø16	1Ø20+ 1Ø16	192,159342	192,159342
P4	t	25	1Ø20+ 1Ø12	1Ø20+ 1Ø12	129,377907	129,377907
P5	u	26	1Ø20+ 3Ø16	1Ø20+ 3Ø16	297,573105	297,573105
P6	u	26	1Ø20+ 2Ø16	1Ø20+ 2Ø16	352,465279	352,465279
P7	u	26	1Ø20+ 2Ø16	1Ø20+ 2Ø16	352,465279	352,465279
P8	u	26	1Ø20+ 3Ø16	1Ø20+ 3Ø16	297,573105	297,573105

Tabla 3.53: Momentos últimos en pilares. Pórtico 5, 6, 7 y 8. Edificio de 6 plantas. SISMO + G.

Combinación de acciones: CARGA PERMANENTE

Pórtico 1, 2, 3 y 4

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	2ø12	2ø12	101,237907	101,237907
P2	u	26	2ø12	2ø12	151,699342	151,699342
P3	v	27	2ø12	2ø12	151,699342	151,699342
P4	w	28	2ø12	2ø12	101,237907	101,237907
P5	t	25	3ø12	3ø12	170,276762	170,276762
P6	u	26	3ø16	3ø16	430,865279	430,865279
P7	v	27	3ø16	3ø16	430,865279	430,865279
P8	w	28	3ø12	3ø12	170,276762	170,276762

Tabla 3.54: Momentos últimos en pilares. Pórtico 1, 2, 3 y 4. Edificio de 6 plantas. G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	2ø12	2ø12	101,237907	101,237907
P2	t	25	2ø12	2ø12	151,699342	151,699342
P3	t	25	2ø12	2ø12	151,699342	151,699342
P4	t	25	2ø12	2ø12	101,237907	101,237907
P5	u	26	3ø12	3ø12	170,276762	170,276762
P6	u	26	3ø16	3ø16	334,385279	334,385279
P7	u	26	4ø12	4ø12	310,225279	310,225279
P8	u	26	3ø12	3ø12	170,276762	117,057907

Tabla 3.55: Momentos últimos en pilares. Pórtico 5, 6, 7 y 8. Edificio de 6 plantas. G.

3.4.3 edificio de 9 plantasCombinación de acciones: SISMO + CARGA PERMANENTE

Pórtico 1, 2, 3 y 4

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1ø16 + 3ø12	1ø16 + 3ø12	173,122252	173,122252
P2	u	26	4ø16	4ø16	263,072961	263,072961
P3	v	27	4ø16	4ø16	263,072961	263,072961
P4	w	28	2ø20	2ø20	185,442252	185,442252
P5	t	25	1ø20 + 4ø12	1ø20 + 4ø12	329,286431	329,286431
P6	u	26	5ø20	5ø20	776,647591	776,647591
P7	v	27	5ø20	5ø20	776,647591	776,647591
P8	w	28	1ø20 + 4ø12	1ø20 + 4ø12	329,286431	329,286431

Tabla 2.56: Momentos últimos en pilares. Pórtico 1, 2, 3 y 4. Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	1ø16+ 1ø12	1ø16+ 1ø12	141,482252	141,482252
P2	t	25	3ø16	3ø16	234,932961	234,932961
P3	t	25	3ø16	3ø16	234,932961	234,932961
P4	t	25	1ø16+ 1ø12	1ø16+ 1ø12	141,482252	141,482252
P5	u	26	2ø20	2ø20	307,206431	307,206431
P6	u	26	3ø20	3ø20	651,047591	651,047591
P7	u	26	3ø20	3ø20	651,047591	651,047591
P8	u	26	2ø20	2ø20	307,206431	307,206431

Tabla 3.57: Momentos últimos en pilares. Pórtico 5, 6, 7 y 8. Edificio de 9 plantas. SISMO + G.

Combinación de acciones: CARGA PERMANENTE

Pórtico 1, 2, 3 y 4

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	2ø12	2ø12	129,162252	129,162252
P2	u	26	1ø16 + 2ø12	1ø16 + 2ø12	210,292961	210,292961
P3	v	27	1ø16 + 2ø12	1ø16 + 2ø12	210,292961	210,292961
P4	w	28	2ø12	2ø12	129,162252	129,162252
P5	t	25	4ø20	4ø20	333,890654	333,890654
P6	u	26	6ø20	6ø20	839,447591	839,447591
P7	v	27	6ø20	6ø20	839,447591	839,447591
P8	w	28	4ø20	4ø20	333,890654	333,890654

Tabla 3.58: Momentos últimos en pilares. Pórtico 1, 2, 3 y 4. Edificio de 9 plantas. G.

Pórtico 5, 6, 7 y 8

PILAR	BARRA	NUDO	ARM. INF	ARM. SUP	MU+ (kNm)	MU- (kNm)
P1	t	25	2ø12	2ø12	129,162252	129,162252
P2	u	26	4ø16	4ø16	263,072961	263,072961
P3	v	27	4ø16	4ø16	263,072961	263,072961
P4	w	28	2ø12	2ø12	129,162252	129,162252
P5	t	25	4ø16	4ø16	270,610654	270,610654
P6	u	26	3ø20	3ø20	524,686587	524,686587
P7	v	27	3ø20	3ø20	524,686587	524,686587
P8	w	28	4ø16	4ø16	270,610654	270,610654

Tabla 3.59: Momentos últimos en pilares. Pórtico 5, 6, 7 y 8. Edificio de 9 plantas. G.

3.5 Estimación de la distribución de fuerzas sísmicas laterales máximas.

Cálculo de sistema de masas concentradas y primer modo de vibración.

Antes de poder hallar la distribución de fuerzas laterales que se denominará F_L , se han de definir la matriz de masas mediante un modelo de masas concentradas y la distribución del primer modo de vibración del sistema.

Las masas por planta del edificio se han calculado estableciendo la relación existente entre los axiles que soporta cada pilar para cada planta. Teniendo en cuenta el valor de dicho axil a mitad de pilar, ya que el sistema de masas concentradas tiene en cuenta para una planta i , el peso de dicha planta, la mitad de la altura del pilar superior y la mitad del inferior.

Una vez realizados estos cálculos, los modelos para los edificios que se están tratando son los que siguen:

Todos los valores que aparecen en las figuras siguientes, tienen valor de masa: $s^2 * kN/m$

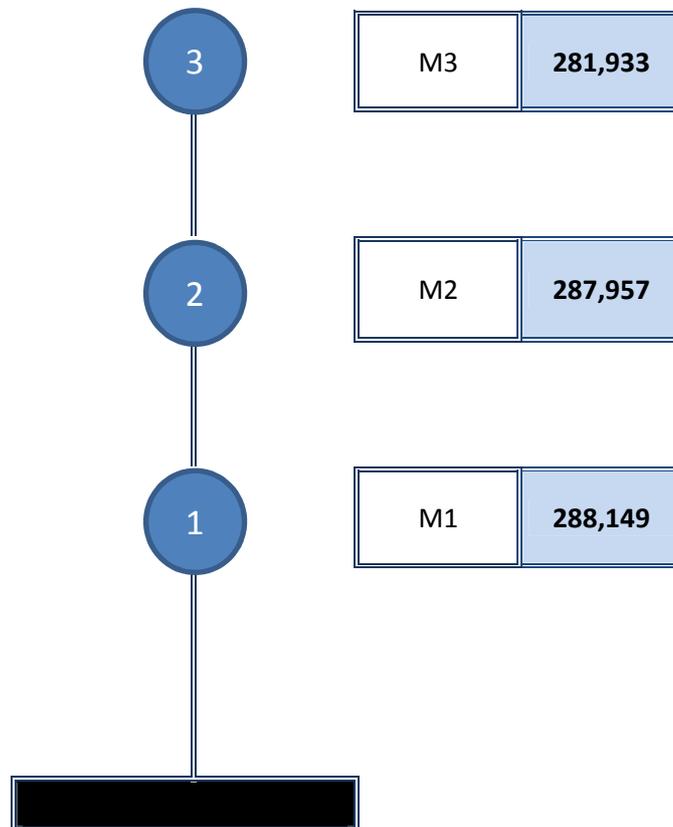


Figura 3.7: Sistema de masas concentradas. Edificio de 3 plantas

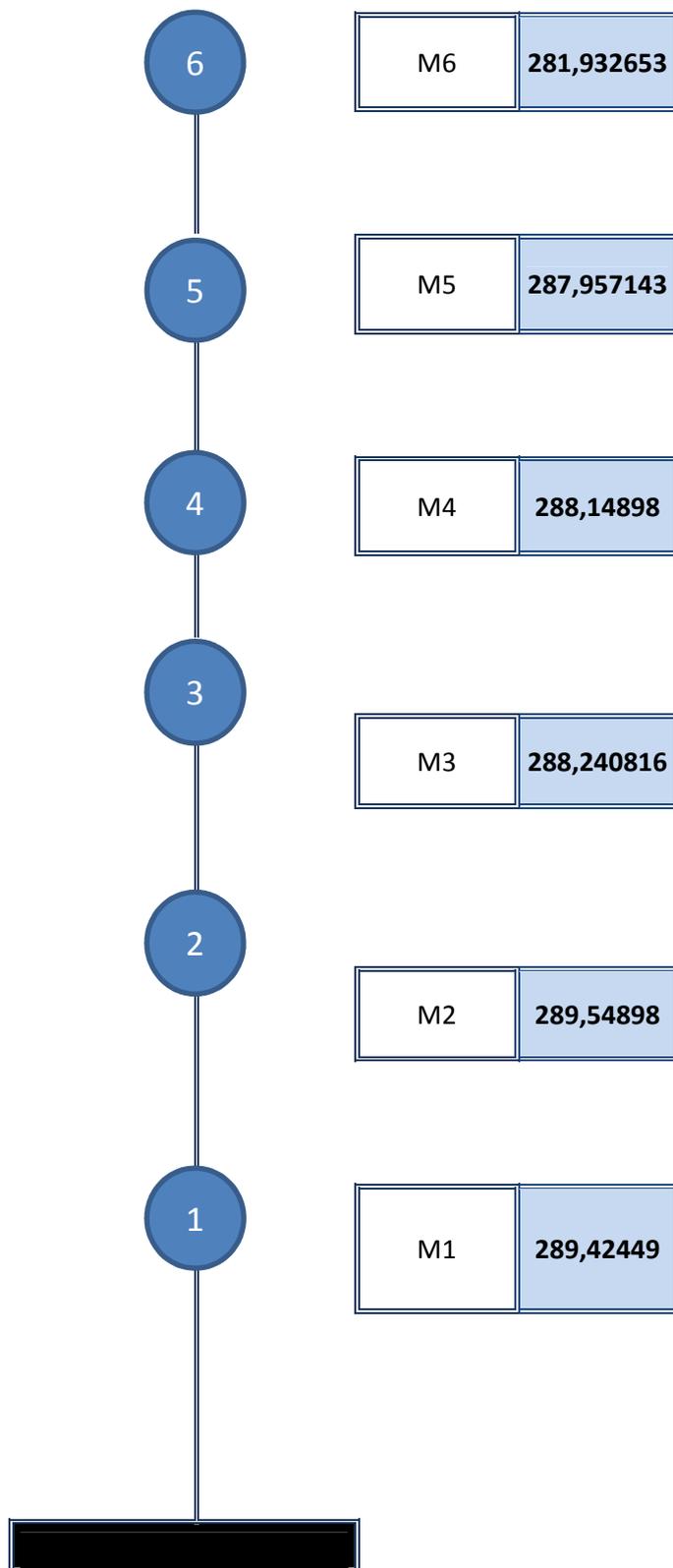
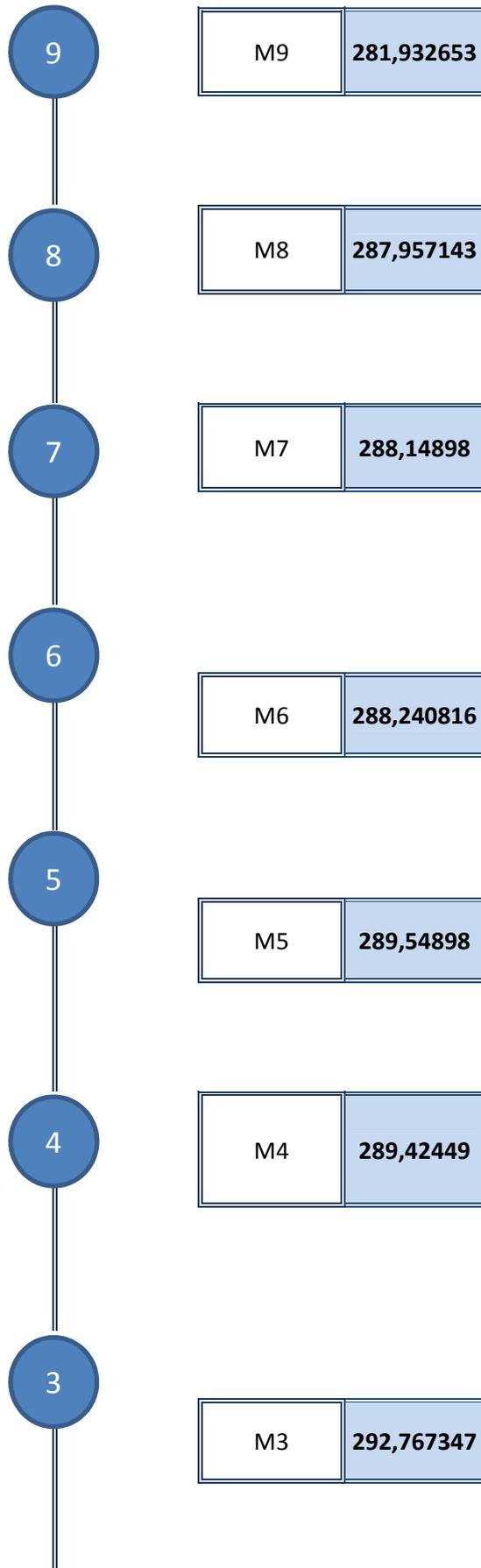


Figura 3.8: Sistema de masas concentradas. Edificio de 6 plantas



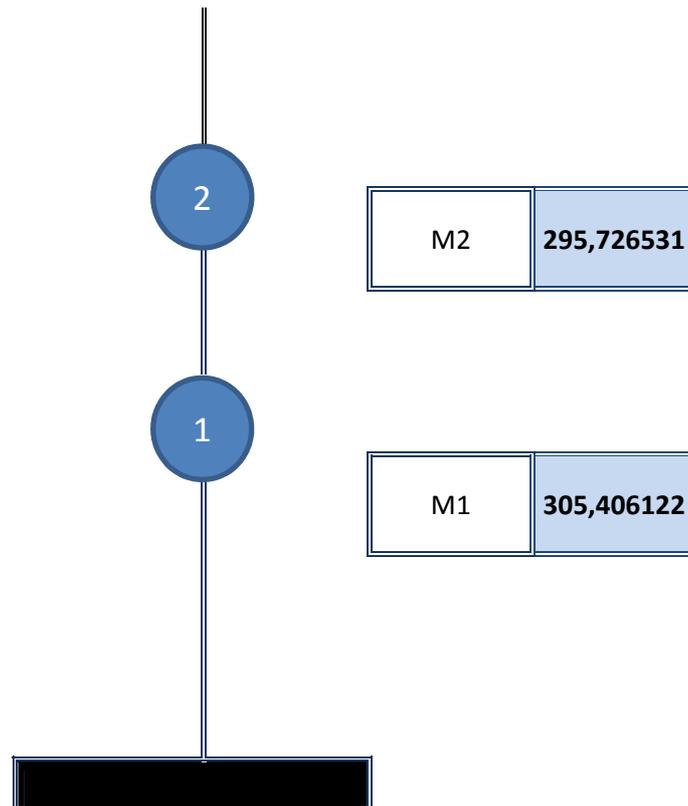


Figura 3.9: Sistema de masas concentradas. Edificio de 9 plantas

Para determinar el primer modo de vibración de nuestras diferentes estructuras, aplicaremos la fórmula aproximada que viene recogida en la NCSE - 02, la cual se ajusta bastante bien al primer modo de vibración real:

$$[\phi_n] = \text{sen} * \left[\frac{(2n - 1) * \pi * h_i}{2 * H} \right]$$

Siendo:

n el modo de vibración a considerar (para este caso consideraremos el primer modo de vibración).

h_i la altura desde la rasante hasta la planta i considerada.

H la altura total del edificio.

Aplicada esta fórmula, los diferentes modos de vibración para nuestras estructuras son:

EDIFICIO DE 3 PLANTAS

$$[\phi_1] = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9009 \\ 0,6234 \end{bmatrix}$$

EDIFICIO DE 6 PLANTAS

$$[\phi_1] = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9709 \\ 0,8854 \\ 0,7485 \\ 0,5680 \\ 0,3546 \end{bmatrix}$$

EDIFICIO DE 9 PLANTAS

$$[\phi_1] = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9863 \\ 0,9458 \\ 0,8795 \\ 0,7891 \\ 0,6773 \\ 0,5469 \\ 0,4017 \\ 0,2455 \end{bmatrix}$$

Distribución de fuerzas laterales F_L

Una vez definidas las masas y la distribución del primer modo de vibración, podemos obtener la distribución de fuerzas laterales F_L que estamos buscando, para ello aplicamos la siguiente igualdad:

$$[F_L] = [M] * [\phi_1]$$

Debido a que el cálculo es el mismo para los tres edificios, se desarrollará el cálculo para el edificio de 6 plantas a modo de ejemplo, y se pondrán los resultados directamente para el resto de edificios. Así mismo la combinación de acciones será: SISMO + CARGA PERMANENTE.

$$[F_L] = \begin{bmatrix} 281,93 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 287,95 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 288,15 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 288,24 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 289,55 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 289,43 & 0 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9709 \\ 0,8854 \\ 0,7485 \\ 0,5680 \\ 0,3546 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 281,93 \\ 279,59 \\ 255,14 \\ 215,75 \\ 164,48 \\ 102,63 \end{bmatrix}$$

Ahora se define un conjunto de fuerzas sísmicas laterales, normalizando de tal manera que el valor máximo F_{Lmax} se dé en el último forjado, con lo que tendríamos:

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix}$$

El resultado de esta distribución para el resto de edificios es:

Edificio de 3 plantas:

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9202 \\ 0,6372 \end{bmatrix}$$

Edificio de 9 plantas:

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 1,0074 \\ 0,9667 \\ 0,8992 \\ 0,8105 \\ 0,6953 \\ 0,5679 \\ 0,4213 \\ 0,2659 \end{bmatrix}$$

3.6 Análisis plástico de la estructura

En cada estructura que se está analizando está compuesta por 8 pórticos, que por cuestiones de simetría se quedarían en 4.

Se analizará el pórtico 1 y 4 (que se toman iguales) de una forma extendida. El resto de pórticos vendrán recogidos en una tabla resumen, ya que se aplica el mismo procedimiento para todos ellos, e incluirlos en este trabajo analizándolos completamente supondría un incremento de espacio innecesario.

Por lo dicho previamente, se va a realizar en análisis del pórtico 1 de la estructura de 6 plantas.

Como se supuso en el comienzo del apartado 3, se pretenden que se formen rótulas en los extremos de las vigas y en el arranque de los pilares de la planta baja.

Para simplificar, se supone que las vigas el momento flector en el centro de la misma es nulo.

En la figura 3 se pudo observar el mecanismo de colapso del tipo “viga débil - columna fuerte” y en la siguiente figura se analizan los giros que experimentan las rótulas plásticas cuando el forjado de la última planta se ha desplazado una distancia δ_T . Siendo linealmente proporcional a la altura para el resto de las plantas.

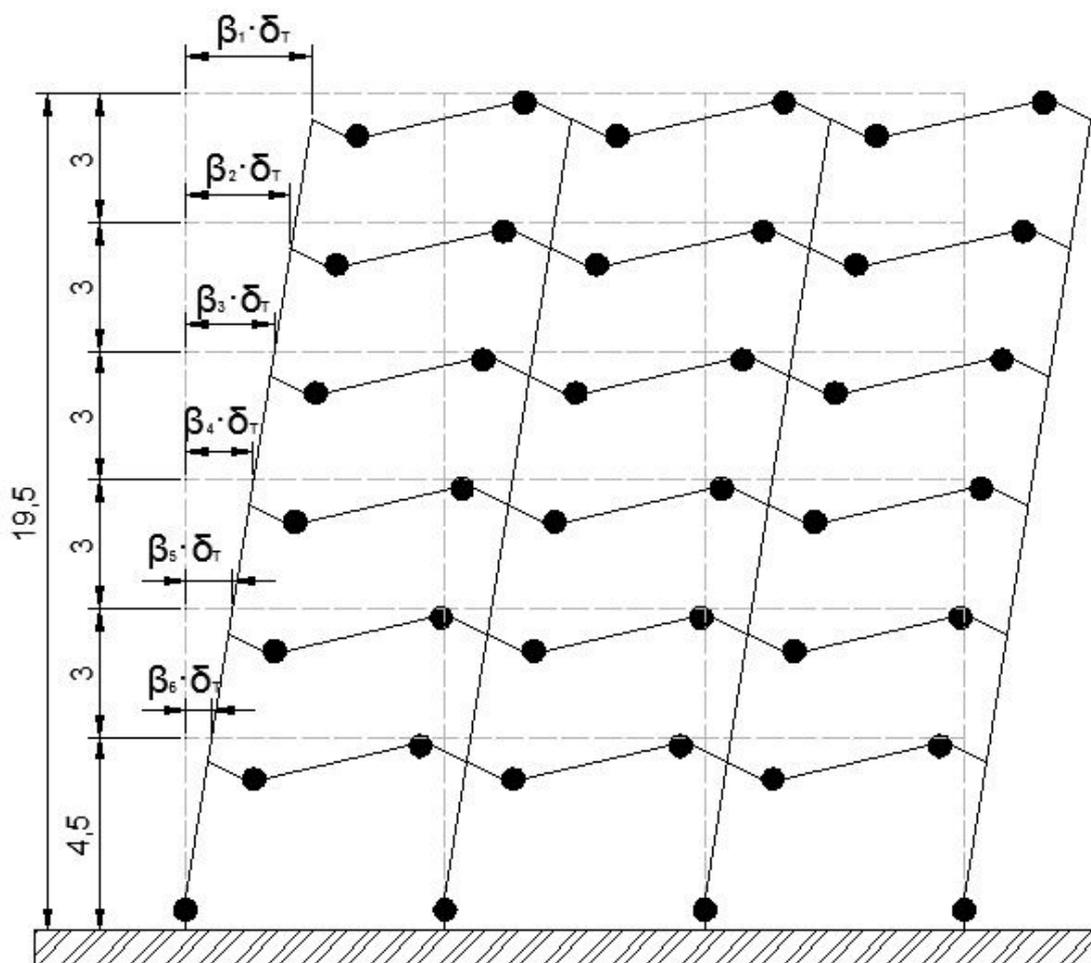


Figura 3.10: Mecanismo de colapso del pórtico 1. Relación de alturas y δ_T

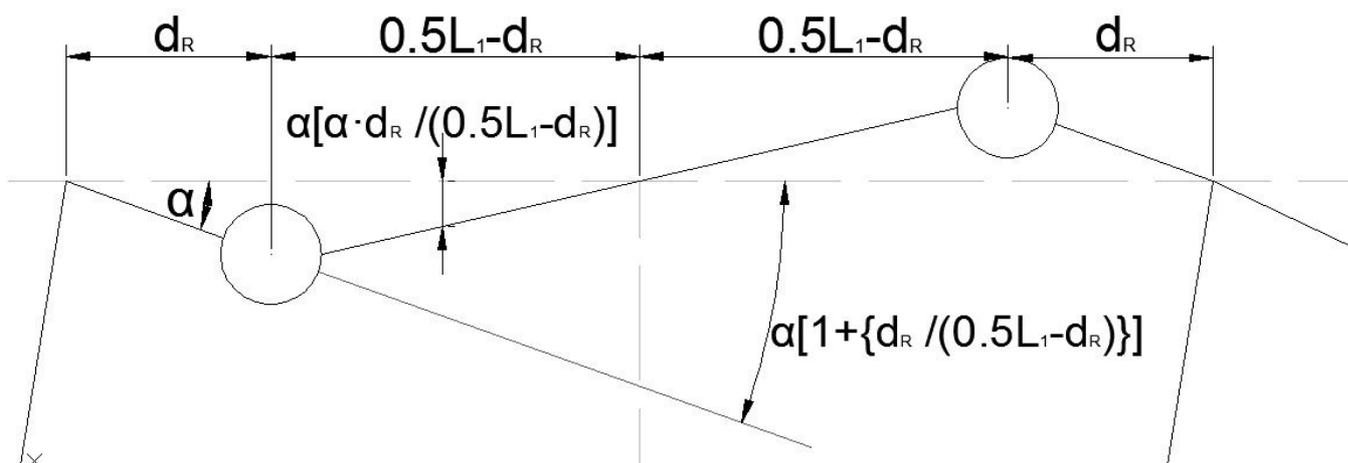


Figura 3.11: Mecanismo de colapso del pórtico 1. Giro de rótulas.

El factor β_i que aparece en la figura 10 multiplicando a δ_T en cada planta no es otro sino que la distribución de dicho desplazamiento (δ_T) con respecto a la altura total. Dicho coeficiente se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_i = \frac{\sum_{i=1}^i h_i}{H_T}$$

Siendo:

h_i la altura desde el suelo a la planta a considerar

H_T la altura total del edificio

Para nuestro caso, el factor β_i expresado en forma vectorial sería:

$$\beta_i = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,846 \\ 0,692 \\ 0,538 \\ 0,384 \\ 0,231 \end{bmatrix}$$

Una vez establecido lo anterior, se puede proceder a analizar las columnas individualmente.

Empezaremos por la columna de la izquierda, la cual viene representada en la siguiente figura:

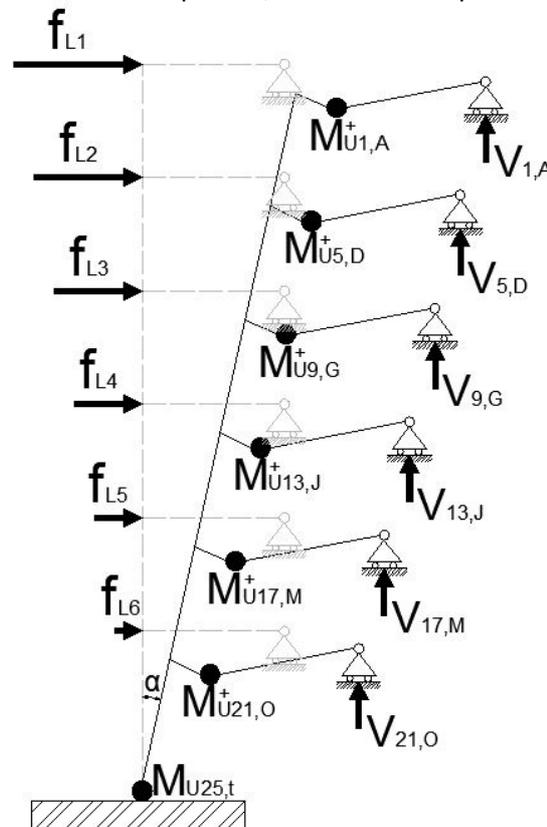


Figura 3.12: Análisis plástico de columna izquierda del pórtico 1. Pilar 1

Los momentos últimos que aparecen son los expuestos en apartados anteriores, aún así se volverán a adjuntar junto a los cortantes para su mejor comprensión.

Además cabe destacar que el cálculo de este pórtico se está realizando bajo la consideración de la acción en sentido positivo (hacia la derecha) por lo que más tarde aparecerá en una tabla resumen el mismo análisis pero con el pórtico sometido a una acción en el sentido negativo (hacia la izquierda).

Previamente se ha de fijar el cálculo para dichos cortantes y fuerzas laterales.

El cortante para cada planta vendrá fijado por la fórmula:

$$V_{i,j}^+ = \frac{Mu_{i,j}^+}{0,5L - d_R}$$

De tal forma para el momento $Mu_{1,A}^+$ tendremos un cortante $V_{1,A}^+ = 54,27$ kN del mismo modo para el resto de cortantes.

Así mismo para las fuerzas laterales F_L aplicaremos el siguiente cálculo, igualando el trabajo de las fuerzas exteriores con el trabajo interno desarrollado en las rótulas plásticas.

Tendremos en cuenta que las longitudes de las vigas son todas iguales, así como que:

$$\delta_T = \alpha * 19,5$$

$$[F_L] * \beta_i * \delta_T = \alpha(M_u)_{pilar} + \alpha * \left[1 + \frac{d_R}{(0,5 * L) - d_R}\right] * \sum (M_u)_{vigas}$$

Desarrollando:

$$F_{Lmax} * [1 \quad 0,9917 \quad 0,9049 \quad 0,7652 \quad 0,5834 \quad 0,3640] * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,846 \\ 0,692 \\ 0,538 \\ 0,384 \\ 0,231 \end{bmatrix} * \alpha * 19,5$$

$$= \alpha(M_u)_{pilar} + \alpha * \left[1 + \frac{d_R}{(0,5 * L) - d_R}\right] * \sum (M_u)_{vigas}$$

De la ecuación anterior podemos eliminar α y despejando F_{Lmax} se obtendrá el valor de las fuerzas laterales F_L necesarias para que se forme el mecanismo de colapso que se persigue en la columna que estamos analizando.

Viendo la ecuación a continuación se puede observar como lo que se pretende es que el pilar aguante sin rebasar su capacidad última las solicitaciones que producen las fuerzas laterales en la estructura:

$$F_{Lmax} = \frac{(M_u)_{pilar} + \left[1 + \frac{d_R}{(0,5 * L) - d_R}\right] * \sum (M_u)_{vigas}}{62,13} = 21,28 \text{ kN}$$

De esta manera se puede conocer F_L ya que:

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = 21,28 * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21,2804 \\ 21,1035 \\ 19,2583 \\ 16,2849 \\ 12,4152 \\ 7,7466 \end{bmatrix}$$

Los momentos últimos y cortantes de la figura 12 se recogen en la siguiente tabla:

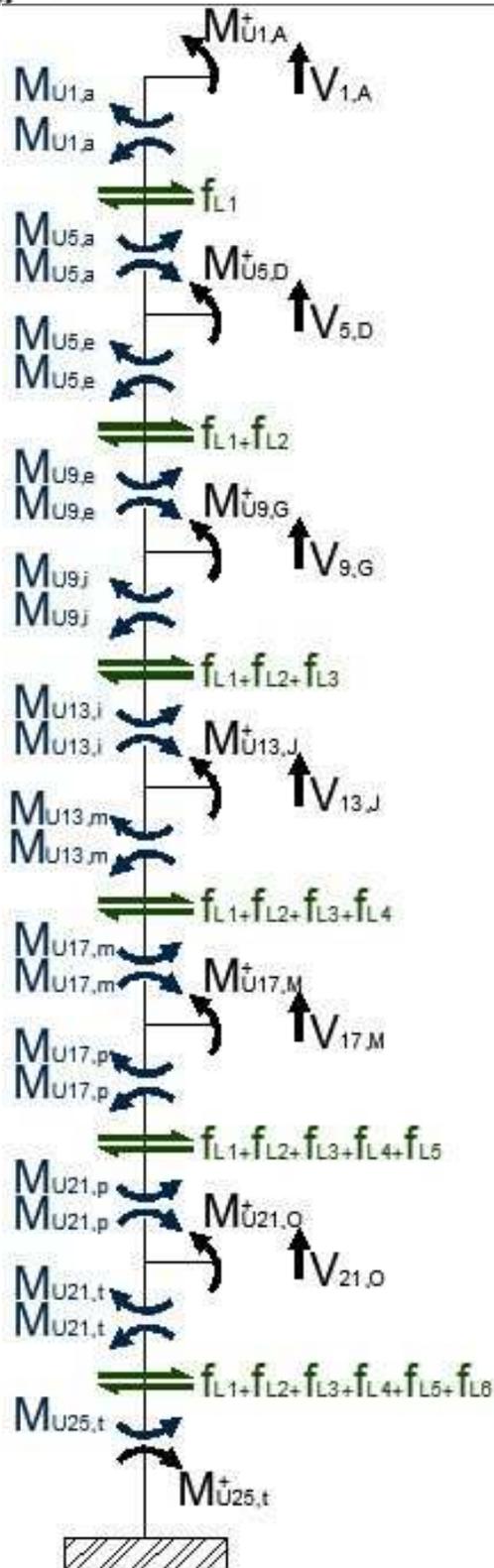
NUDO	$M_u (kN * m)$	$V (kN)$
1,A	127,534	54,27
5,D	127,534	54,27
9,G	127,534	54,27
13,J	151,434	64,44
17,M	175,334	74,61
21,O	212,558	90,45
25,t (pilar)	145,198	-

Tabla 3.60: Momentos últimos y cortantes. Pórtico 1. Pilar 1

Una vez conocidos los datos anteriores, la distribución de momentos y cortantes en pilares se puede resolver de una forma sencilla, planteando equilibrio en los nudos.

Dicho equilibrio viene planteado en la figura inferior. Se ha de calcular desde el nudo superior al inferior.

Se va a desarrollar el proceso de cálculo para los primeros nudos:



$$Mu_{1,a} = Mu_{1,A}^+ + V_{1,a} * d_R ; \left(V_{1,a}^+ = \frac{Mu_{1,A}^+}{0,5L - d_R} \right)$$

Tenemos f_{L1} :

$$f_{L1} = \frac{Mu_{1,a} + Mu_{5,a}}{h}$$

De la ecuación anterior obtenemos $Mu_{5,a}$

Seguimos con el siguiente nudo:

$$Mu_{5,e} + Mu_{5,a} = Mu_{5,D}^+ + V_{5,D}$$

De aquí obtengo $Mu_{5,e}$ y de $f_{L1} + f_{L2}$:

$$f_{L1} + f_{L2} = \frac{Mu_{5,e} + Mu_{9,e}}{h}$$

Se despeja el valor de $Mu_{9,e}$.

Así se procede hasta hallar el valor de $Mu_{25,t}$, el cual debe cumplir para que exista equilibrio que:

$$Mu_{25,t} = Mu_{25,t}^+$$

Figura 3.13: Planteamiento de equilibrio de nudos. Pilar 1. Pórtico 1

En las tablas siguientes se recogen todos los valores, tanto de momentos en vigas y pilares, así como cortantes y axiles de servicio, así como para el sentido positivo como para el negativo.

PILAR 1. SENTIDO POSITIVO (+)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
1	A	159,4181	54,2700	0,0000
1	a	162,8100	21,2804	54,2700
5	a	-98,9689	21,2804	54,2700
5	D	159,4181	54,2700	0,0000
5	e	261,7789	42,3839	108,5400
9	e	-134,6273	42,3839	108,5400
9	G	159,4181	54,2700	0,0000
9	i	297,4373	61,6422	162,8100
13	i	-112,5108	61,6422	162,8100
13	J	189,2925	64,4400	0,0000
13	m	305,8308	77,9271	227,2500
17	m	-72,0494	77,9271	227,2500
17	M	219,1669	74,6100	0,0000
17	p	295,8794	90,3423	301,8600
21	p	-24,8525	90,3423	301,8600
21	O	265,6969	90,4500	0,0000
21	t	296,2025	98,0890	392,3100
25	t	145,1979	98,0890	392,3100

Tabla 3.61: Solicitaciones en vigas y pilares (+). Pórtico 1. Pilar 1

PILAR 1. SENTIDO NEGATIVO (-)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
1	A	159,4181	-54,2700	0,0000
1	a	162,8100	22,9339	-54,2700
5	a	-94,0082	22,9339	-54,2700
5	D	180,3038	-61,3800	0,0000
5	e	278,1482	45,6773	-115,6500
9	e	-141,1164	45,6773	-115,6500
9	G	189,2925	-64,4400	0,0000
9	i	334,4364	66,4320	-180,0900
13	i	-135,1403	66,4320	-180,0900
13	J	219,1669	-74,6100	0,0000
13	m	358,9703	83,9824	-254,7000
17	m	-107,0231	83,9824	-254,7000
17	M	239,1272	-81,4050	0,0000
17	p	351,2381	97,3623	-336,1050
21	p	-59,1512	97,3623	-336,1050
21	O	265,6969	-90,4500	0,0000
21	t	330,5012	105,7109	-426,5550
25	t	145,1979	105,7109	-426,5550

Tabla 3.62: Solicitaciones en vigas y pilares (-). Pórtico 1. Pilar 1

El procedimiento para el pilar 2 es similar. El análisis en detalle sigue siendo en sentido positivo

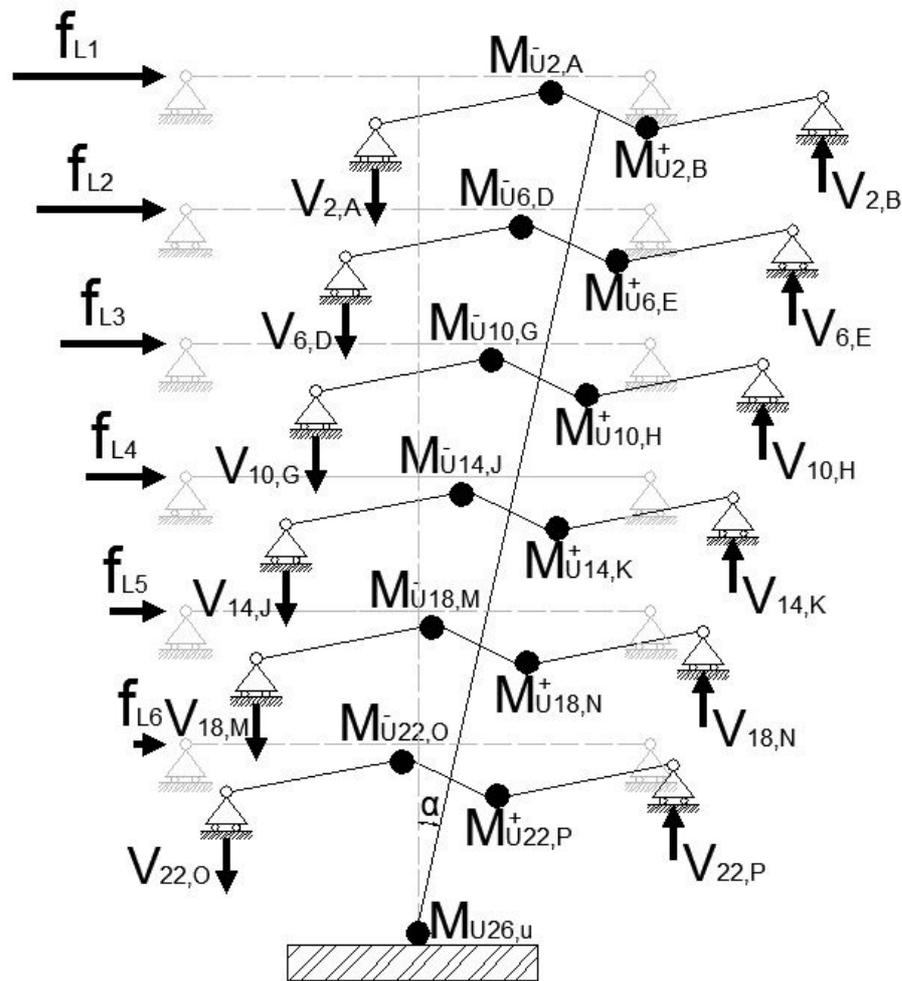


Figura 3.14: Análisis plástico de columna central del pórtico 1. Pilar 2

Es necesario calcular nuevamente las fuerzas laterales, ya que estas dependen de los momentos que intervienen en las barras.

$$F_{Lmax} = \frac{(M_u)_{pilar} + \left[1 + \frac{d_R}{(0,5 * L) - d_R} \right] * \sum (M_u)_{vigas}}{62,13} = 48,71 \text{ kN}$$

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = 48,71 * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 48,7133 \\ 48,3085 \\ 44,0845 \\ 37,2783 \\ 28,4199 \\ 17,7330 \end{bmatrix}$$

La tabla que recoge los momentos y cortantes que aparecen en la figura 14 es la que sigue, siendo el primer fragmento los momentos y cortantes pertenecientes a la parte izquierda del pilar (momentos últimos y cortantes negativos) y el segundo fragmento a la parte derecha (momentos últimos y cortantes positivos).

NUDO	$Mu^- (kN * m)$	$-V(kN)$
2,A	191,302	81,405
6,D	191,302	81,405
10,G	212,558	90,45
14,J	227,151	96,66
18,M	227,151	96,66
22,O	260,357	110,79
26,u (pilar)	207,979	-

NUDO	$Mu^+ (kN * m)$	$V(kN)$
2,B	127,534	54,27
6,E	127,534	54,27
10,H	127,534	54,27
14,K	127,534	54,27
18,N	175,334	74,61
22,P	212,558	90,45
26,u (pilar)	145,198	-

Tabla 3.63: Momentos últimos y cortantes. Pórtico 1. Pilar 2

Una vez conocidos los datos anteriores, la distribución de momentos y cortantes en pilares se puede resolver de una forma sencilla, planteando equilibrio en los nudos, al igual que para el primer pilar. Se va a desarrollar el proceso de cálculo para los primeros nudos:

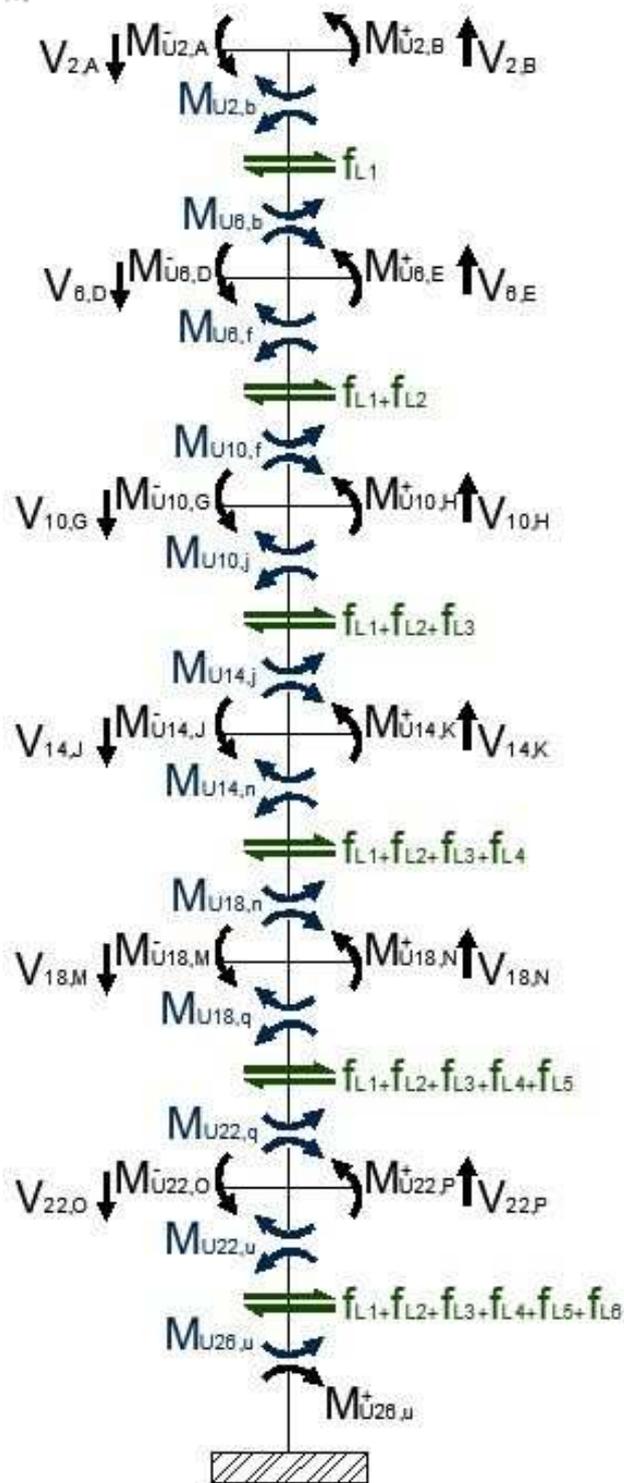


Figura 3.15: Planteamiento de equilibrio de nudos. Pilar 2. Pórtico 1

$$Mu_{2,b} = Mu_{2,A}^- + Mu_{2,B}^+ + V_{2,A} * d_R + V_{2,B} * d_R ;$$

$$\text{Siendo: } \left(V_{2,B}^+ = \frac{Mu_{2,B}^+}{0,5L-d_R} \right); \left(V_{2,A}^- = \frac{Mu_{2,A}^-}{0,5L-d_R} \right)$$

Tenemos f_{L1} :

$$f_{L1} = \frac{Mu_{2,b} + Mu_{6,b}}{h}$$

De la ecuación anterior obtenemos $Mu_{6,b}$

Seguimos con el siguiente nudo:

$$Mu_{6,b} + Mu_{6,f} = Mu_{6,E}^+ + Mu_{6,D}^- + (V_{6,E} + V_{6,D}) * d_R$$

De aquí obtengo $Mu_{6,f}$ y de $f_{L1} + f_{L2}$:

$$f_{L1} + f_{L2} = \frac{Mu_{6,f} + Mu_{10,f}}{h}$$

Se despeja el valor de $Mu_{10,f}$.

Así se procede hasta hallar el valor de $Mu_{26,u}$, el cual debe cumplir para que exista equilibrio que:

$$Mu_{26,u} = Mu_{26,u}^+$$

En las tablas siguientes se recogen todos los valores, tanto de momentos en vigas y pilares, así como cortantes y axiles de servicio, así como para el sentido positivo como para el negativo.

PILAR 2. SENTIDO POSITIVO (+)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
2	A	239,1272	81,4050	0,0000
2	B	159,4181	54,2700	0,0000
2	b	407,0250	48,7133	-27,1350
6	b	-260,8851	48,7133	-27,1350
6	D	239,1272	81,4050	0,0000
6	E	159,4181	54,2700	0,0000
6	f	667,9101	97,0218	-54,2700
10	f	-376,8448	97,0218	-54,2700
10	G	265,6969	90,4500	0,0000
10	H	159,4181	54,2700	0,0000
10	j	811,0048	141,1063	-90,4500
14	j	-387,6860	141,1063	-90,4500
14	J	283,9388	96,6600	0,0000
14	K	159,4181	54,2700	0,0000
14	n	840,4760	178,3846	-132,8400
18	n	-305,3223	178,3846	-132,8400
18	N	219,1669	74,6100	0,0000
18	M	283,9388	96,6600	0,0000
18	q	819,1323	206,8044	-154,8900
22	q	-198,7190	206,8044	-154,8900
22	P	265,6969	90,4500	0,0000
22	O	325,4456	110,7900	0,0000
22	u	802,4390	224,5374	-175,2300
26	u	207,9793	224,5374	-175,2300

Tabla 3.64: Solicitaciones en vigas y pilares (+). Pórtico 1. Pilar 2

PILAR 2. SENTIDO NEGATIVO (-)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
2	A	159,4181	54,2700	0,0000
2	B	239,1272	81,4050	0,0000
2	b	407,0250	49,2044	-27,1350
6	b	-259,4119	49,2044	-27,1350
6	D	159,4181	54,2700	0,0000
6	E	239,1272	81,4050	0,0000
6	f	666,4369	97,9998	-54,2700
10	f	-372,4374	97,9998	-54,2700
10	G	159,4181	54,2700	0,0000
10	H	265,6969	90,4500	0,0000
10	j	806,5974	142,5288	-90,4500
14	j	-379,0111	142,5288	-90,4500
14	J	189,2925	64,4400	0,0000

14	K	283,9388	96,6600	0,0000
14	n	862,3111	180,1828	-122,6700
18	n	-321,7626	180,1828	-122,6700
18	N	283,9388	96,6600	0,0000
18	M	219,1669	74,6100	0,0000
18	q	835,5726	208,8892	-144,7200
22	q	-208,9050	208,8892	-144,7200
22	P	325,4456	110,7900	0,0000
22	O	265,6969	90,4500	0,0000
22	u	812,6250	226,8010	-165,0600
26	u	207,9793	226,8010	-165,0600

Tabla 3.65: Solicitaciones en vigas y pilares (-). Pórtico 1. Pilar 2

El pilar 3 es un pilar central igual que el pilar 2, por lo que el procedimiento es exactamente igual, salvo que los nudos y barras son diferentes, debido a que se está desarrollando el pórtico 1 se dispondrán las figuras y tablas en el mismo orden que para el pilar 2, así como el cálculo de fuerzas laterales, pero no se explicará de nuevo el equilibrio de nudos ya que es exactamente igual.

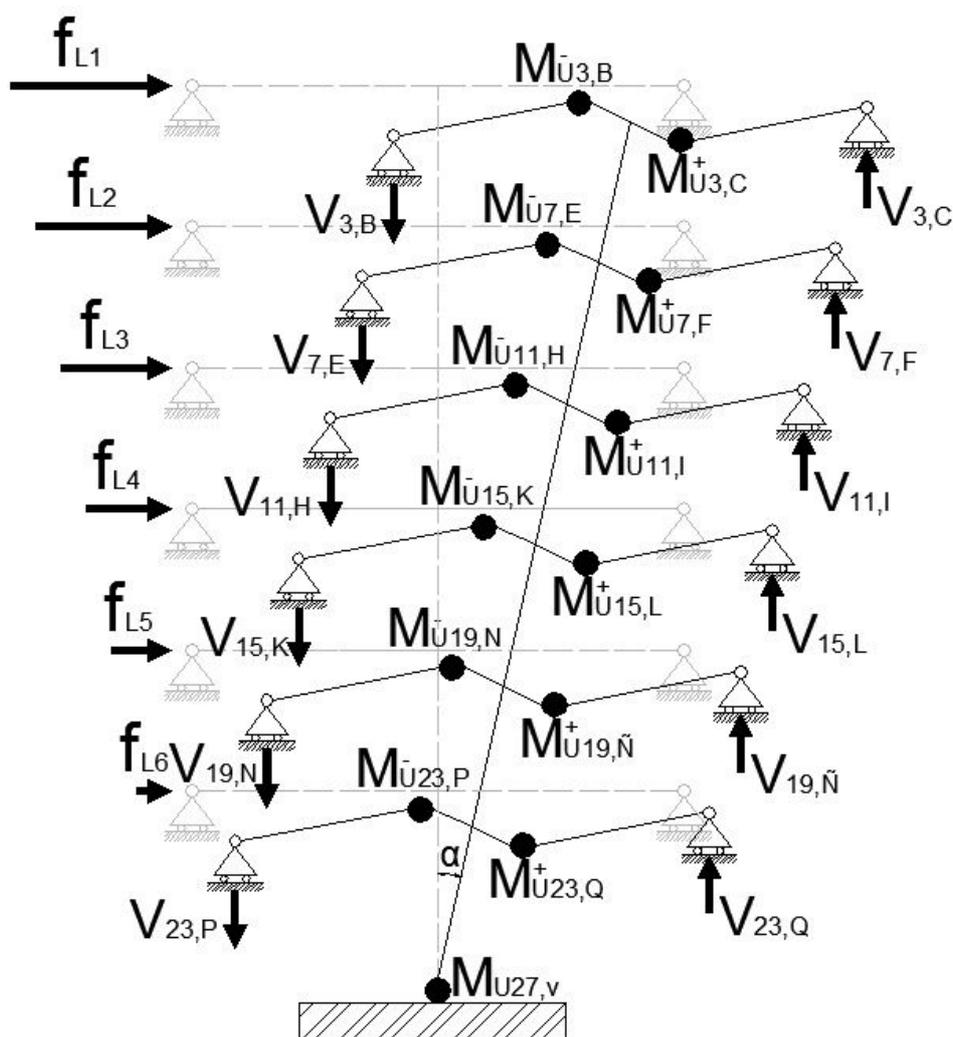


Figura 3.16: Análisis plástico de columna central del pórtico 1. Pilar 3

Cálculo de las fuerzas laterales:

$$F_{Lmax} = \frac{(M_u)_{pilar} + \left[1 + \frac{d_R}{(0,5 * L) - d_R} \right] * \Sigma(M_u)_{vigas}}{62,13} = 49,60 \text{ kN}$$

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = 49,60 * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 49,6009 \\ 49,1888 \\ 44,8879 \\ 37,9576 \\ 28,9377 \\ 18,0561 \end{bmatrix}$$

NUDO	$Mu^- (kN * m)$	$-V(kN)$
3,B	191,302	81,405
7,E	191,302	81,405
11,H	212,558	90,450
15,K	227,151	96,660
19,N	227,151	96,660
23,P	260,357	110,790
27,v (pilar)	232,619	-

NUDO	$Mu^+ (kN * m)$	$V(kN)$
3,C	127,535	54,270
7,F	127,535	54,270
11,I	127,535	54,270
15,L	151,434	64,440
19,Ñ	175,334	74,610
23,Q	212,558	90,450
27,v (pilar)	232,619	-

Tabla 2.66: Momentos últimos y cortantes. Pórtico 1. Pilar 3

Equilibrio de nudos:

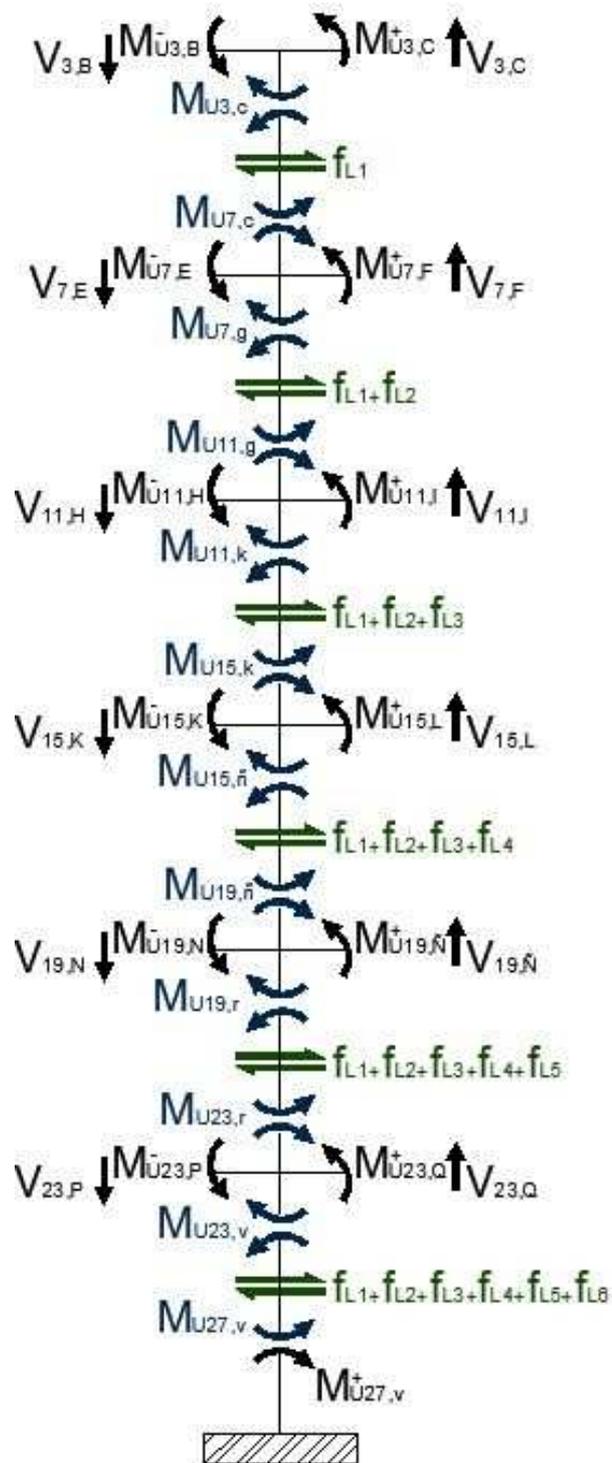


Figura 3.17: Planteamiento de equilibrio de nudos. Pilar 3. Pórtico 1

En las tablas siguientes se recogen todos los valores, tanto de momentos en vigas y pilares, así como cortantes y axiles de servicio, así como para el sentido positivo como para el negativo.

PILAR 3. SENTIDO POSITIVO (+)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
3	B	239,1272	81,4050	0,0000
3	C	159,4181	54,2700	0,0000
3	c	407,0250	49,6010	-27,1350
7	c	-258,2221	49,6010	-27,1350
7	E	239,1272	81,4050	0,0000
7	F	159,4181	54,2700	0,0000
7	g	665,2471	98,7897	-54,2700
11	g	-368,8779	98,7897	-54,2700
11	H	265,6969	90,4500	0,0000
11	I	159,4181	54,2700	0,0000
11	k	803,0379	143,6776	-90,4500
15	k	-372,0052	143,6776	-90,4500
15	K	283,9388	96,6600	0,0000
15	L	189,2925	64,4400	0,0000
15	ñ	855,3052	181,6351	-132,8400
19	ñ	-310,3998	181,6351	-132,8400
19	Ñ	219,1669	74,6100	0,0000
19	N	283,9388	96,6600	0,0000
19	r	824,2098	210,5729	-154,8900
23	r	-192,4912	210,5729	-154,8900
23	Q	265,6969	90,4500	0,0000
23	P	325,4456	110,7900	0,0000
23	v	796,2112	228,6290	-175,2300
27	v	232,6193	228,6290	-175,2300

Tabla 2.67: Solicitaciones en vigas y pilares (+). Pórtico 1. Pilar 3

PILAR 3. SENTIDO NEGATIVO (-)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
3	B	159,4181	54,2700	0,0000
3	C	239,1272	81,4050	0,0000
3	c	407,0250	49,1099	-27,1350
7	c	-259,6953	49,1099	-27,1350
7	E	159,4181	54,2700	0,0000
7	F	239,1272	81,4050	0,0000
7	g	666,7203	97,8117	-54,2700
11	g	-373,2854	97,8117	-54,2700
11	H	159,4181	54,2700	0,0000
11	I	265,6969	90,4500	0,0000
11	k	807,4454	142,2551	-90,4500
15	k	-380,6801	142,2551	-90,4500
15	K	159,4181	54,2700	0,0000
15	L	283,9388	96,6600	0,0000
15	ñ	833,4701	179,8369	-122,6700
19	ñ	-293,9595	179,8369	-122,6700
19	Ñ	283,9388	96,6600	0,0000
19	N	219,1669	74,6100	0,0000
19	r	807,7695	208,4881	-144,7200
23	r	-182,3052	208,4881	-144,7200
23	Q	325,4456	110,7900	0,0000
23	P	265,6969	90,4500	0,0000
23	v	786,0252	226,3655	-165,0600
27	v	232,6193	226,3655	-165,0600

Tabla 3.68: Solicitaciones en vigas y pilares (-). Pórtico 1. Pilar 3

Para el pilar 4 hay que tener en cuenta que para el caso que estamos tratando en el que la acción de las fuerzas laterales es en sentido positivo, los momentos que se toman para analizar el pilar son los momentos negativos de la viga, justo al contrario como ocurre con el pilar 1. De esta forma se produce un mecanismo de colapso de tipo columna fuerte – viga débil, que es lo que se pretende conseguir para el pórtico de ejemplo y por consiguiente para los demás.

Aún así el procedimiento de cálculo es similar al resto de pilares.

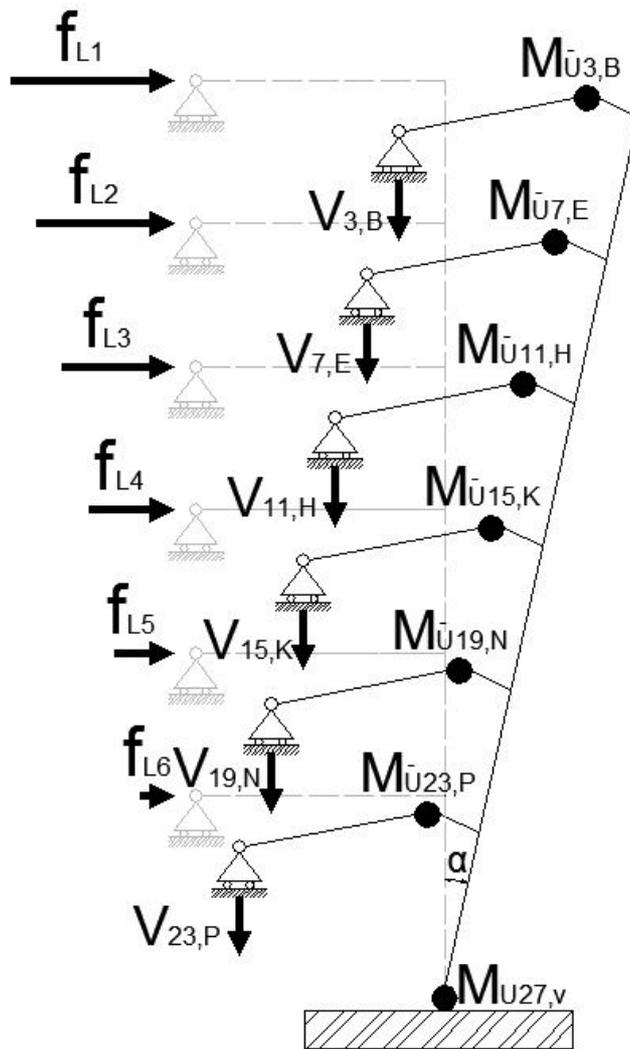


Figura 3.18: Análisis plástico de columna derecha del pórtico 1. Pilar 4

El cálculo de las fuerzas laterales a las que se ve sometido el pilar se define por la siguiente fórmula:

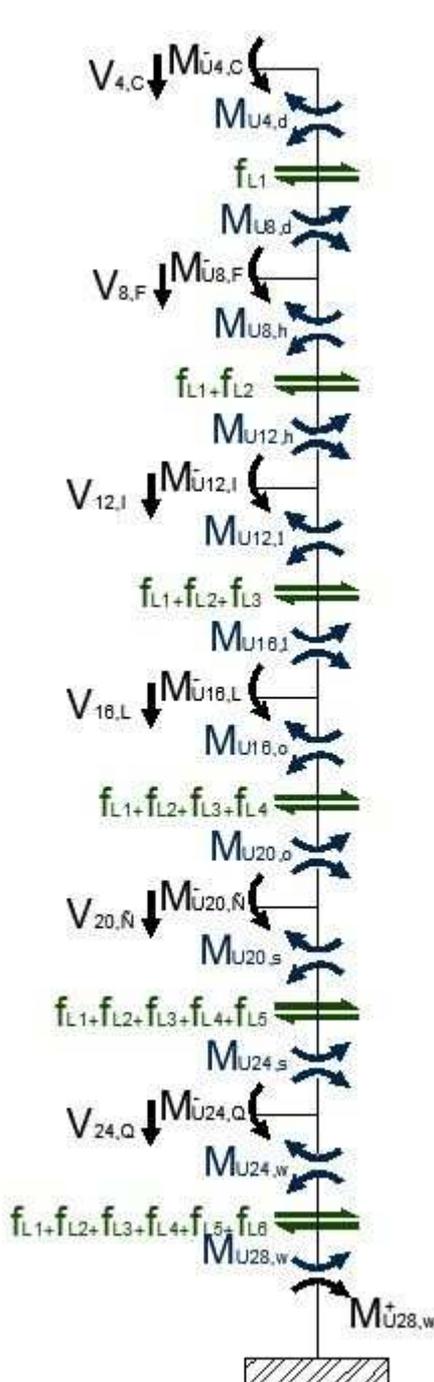
$$F_{Lmax} = \frac{(M_u)_{pilar} + \left[1 + \frac{d_R}{(0,5 * L) - d_R} \right] * \sum (M_u)_{vigas}}{62,13} = 23,13 \text{ kN}$$

$$[F_L] = F_{Lmax} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = 23,13 * \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9917 \\ 0,9049 \\ 0,7652 \\ 0,5834 \\ 0,3640 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 23,1322 \\ 22,9400 \\ 20,9341 \\ 17,7021 \\ 13,4956 \\ 8,4208 \end{bmatrix}$$

NUDO	$M_u(kN * m)$	$V(kN)$
4,C	127,534	54,27
8,F	144,243	61,38
12,I	151,434	64,44
16,L	175,334	74,61
20,Ñ	191,302	81,41
24,Q	212,558	90,45
28,w (pilar)	145,198	-

Tabla 3.69: Momentos últimos y cortantes. Pórtico 1. Pilar 4

Planteamos el equilibrio de nudos, y para resaltar que los momentos últimos son negativos, se dispondrán las ecuaciones de equilibrio para los primeros nudos.



$$Mu_{4,d} = Mu_{4,c}^- + V_{4,c} * d_R ; \left(V_{4,c}^- = \frac{Mu_{4,c}^-}{0,5L - d_R} \right)$$

Tenemos f_{L1} :

$$f_{L1} = \frac{Mu_{4,d} + Mu_{8,d}}{h}$$

De la ecuación anterior obtenemos $Mu_{8,d}$

Seguimos con el siguiente nudo:

$$Mu_{8,d} + Mu_{8,h} = Mu_{8,F}^- + V_{8,F}$$

De aquí obtengo $Mu_{8,h}$ y de $f_{L1} + f_{L2}$:

$$f_{L1} + f_{L2} = \frac{Mu_{8,h} + Mu_{12,h}}{h}$$

Se despeja el valor de $Mu_{12,h}$.

Así se procede hasta hallar el valor de $Mu_{28,w}$, el cual debe cumplir para que exista equilibrio que:

$$Mu_{28,w} = Mu_{28,w}^+$$

Figura 3.19: Planteamiento de equilibrio de nudos. Pilar 4. Pórtico 1

En las siguientes tablas aparecen los momentos en barras, cortantes y axiles de servicio que han resultado de este cálculo:

PILAR 4. SENTIDO POSITIVO (+)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
4	C	159,4181	54,2700	0,0000
4	d	162,8100	23,1322	-54,2700
8	d	-93,4133	23,1322	-54,2700
8	F	180,3038	61,3800	0,0000
8	h	277,5533	46,0722	-115,6500
12	e	-139,3366	46,0722	-115,6500
12	l	189,2925	64,4400	0,0000
12	l	332,6566	67,0064	-180,0900
16	l	-131,6374	67,0064	-180,0900
16	L	219,1669	74,6100	0,0000
16	o	355,4674	84,7086	-254,7000
20	o	-101,3417	84,7086	-254,7000
20	Ñ	239,1272	81,4050	0,0000
20	s	345,5567	98,2042	-336,1050
24	s	-50,9443	98,2042	-336,1050
24	Q	265,6969	90,4500	0,0000
24	w	322,2943	106,6249	-426,5550
28	w	157,5179	106,6249	-426,5550

Tabla 3.70: Solicitaciones en vigas y pilares (+). Pórtico 1. Pilar 4

PILAR 4. SENTIDO NEGATIVO (-)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)
4	C	159,4181	54,2700	0,0000
4	d	162,8100	21,4787	54,2700
8	d	-98,9689	21,4787	54,2700
8	F	159,4181	54,2700	0,0000
8	h	261,7789	42,7788	108,5400
12	e	-134,6273	42,7788	108,5400
12	l	159,4181	54,2700	0,0000
12	l	297,4373	62,2166	162,8100
16	l	-112,5108	62,2166	162,8100
16	L	189,2925	64,4400	0,0000
16	o	305,8308	78,6533	227,2500
20	o	-72,0494	78,6533	227,2500
20	Ñ	219,1669	74,6100	0,0000
20	s	295,8794	91,1842	301,8600
24	s	-24,8525	91,1842	301,8600
24	Q	265,6969	90,4500	0,0000
24	w	296,2025	99,0030	392,3100
28	w	145,1979	99,0030	392,3100

Tabla 3.71: Solicitaciones en vigas y pilares (-). Pórtico 1. Pilar 4

3.7 Obtención de axil de cálculo

Dicho axil de cálculo N_d es igual a la suma del axil de servicio N_s que aparece en las tablas anteriores y el axil debido a las cargas gravitatorias para la combinación de acciones que estemos tratando N_g . Para el caso del ejemplo es la combinación de acciones: Sismo + Carga permanente.

$$N_d = N_s + N_g$$

Como se van a aplicar criterios de simetría de tal manera que el pilar 1 sea igual al pilar 4 y el pilar 2 sea igual al pilar 3, se van a disponer dos tablas referentes a los pilares 1 y 2 (escogiendo de cada par el más desfavorable).

Pilar 1 y 4 sentido positivo (+)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)	Ng (kN)	Nd (kN)
1	A	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
1	a	162,8100	21,2804	54,2700	-63,4100	-9,1400
5	a	-98,9689	21,2804	54,2700	-63,4100	-9,1400
5	D	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
5	e	261,7789	42,3839	108,5400	-141,0050	-32,4650
9	e	-134,6273	42,3839	108,5400	-141,0050	-32,4650
9	G	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
9	i	297,4373	61,6422	162,8100	-218,4700	-55,6600
13	i	-112,5108	61,6422	162,8100	-218,4700	-55,6600
13	J	189,2925	64,4400	0,0000	0,0000	0,0000
13	m	305,8308	77,9271	227,2500	-295,0000	-67,7500
17	m	-72,0494	77,9271	227,2500	-295,0000	-67,7500
17	M	219,1669	74,6100	0,0000	0,0000	0,0000
17	p	295,8794	90,3423	301,8600	-370,9100	-69,0500
21	p	-24,8525	90,3423	301,8600	-370,9100	-69,0500
21	O	265,6969	90,4500	0,0000	0,0000	0,0000
21	t	296,2025	98,0890	392,3100	-445,6050	-53,2950
25	t	145,1979	98,0890	392,3100	-445,6050	-53,2950

Tabla 3.72: Solicitaciones en vigas y pilares; Axil de cálculo (+). Pórtico 1. Pilar 1

Pilar 1 y 4 sentido negativo (-)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)	Ng (kN)	Nd (kN)
1	A	159,4181	-54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
1	a	162,8100	22,9339	-54,2700	-63,4100	-117,6800
5	a	-94,0082	22,9339	-54,2700	-63,4100	-117,6800
5	D	180,3038	-61,3800	0,0000	0,0000	0,0000
5	e	278,1482	45,6773	-115,6500	-141,0050	-256,6550
9	e	-141,1164	45,6773	-115,6500	-141,0050	-256,6550
9	G	189,2925	-64,4400	0,0000	0,0000	0,0000
9	i	334,4364	66,4320	-180,0900	-218,4700	-398,5600
13	i	-135,1403	66,4320	-180,0900	-218,4700	-398,5600
13	J	219,1669	-74,6100	0,0000	0,0000	0,0000
13	m	358,9703	83,9824	-254,7000	-295,0000	-549,7000
17	m	-107,0231	83,9824	-254,7000	-295,0000	-549,7000
17	M	239,1272	-81,4050	0,0000	0,0000	0,0000
17	p	351,2381	97,3623	-336,1050	-370,9100	-707,0150
21	p	-59,1512	97,3623	-336,1050	-370,9100	-707,0150
21	O	265,6969	-90,4500	0,0000	0,0000	0,0000
21	t	330,5012	105,7109	-426,5550	-445,6050	-872,1600
25	t	145,1979	105,7109	-426,5550	-445,6050	-872,1600

Tabla 3.73: Solicitaciones en vigas y pilares; Axil de cálculo (-). Pórtico 1. Pilar 1

Pilar 2 y 3 sentido positivo (+)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)	Ng (kN)	Nd (kN)
2	A	239,1272	81,4050	0,0000	0,0000	0,0000
2	B	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
2	b	407,0250	48,7133	-27,1350	-146,2500	-173,3850
6	b	-260,8851	48,7133	-27,1350	-146,2500	-173,3850
6	D	239,1272	81,4050	0,0000	0,0000	0,0000
6	E	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
6	f	667,9101	97,0218	-54,2700	-291,2200	-345,4900
10	f	-376,8448	97,0218	-54,2700	-291,2200	-345,4900
10	G	265,6969	90,4500	0,0000	0,0000	0,0000
10	H	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
10	j	811,0048	141,1063	-90,4500	-435,5200	-525,9700
14	j	-387,6860	141,1063	-90,4500	-435,5200	-525,9700
14	J	283,9388	96,6600	0,0000	0,0000	0,0000
14	K	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
14	n	840,4760	178,3846	-132,8400	-579,0050	-711,8450
18	n	-305,3223	178,3846	-132,8400	-579,0050	-711,8450
18	N	219,1669	74,6100	0,0000	0,0000	0,0000
18	M	283,9388	96,6600	0,0000	0,0000	0,0000

18	q	819,1323	206,8044	-154,8900	-722,0300	-876,9200
22	q	-198,7190	206,8044	-154,8900	-722,0300	-876,9200
22	P	265,6969	90,4500	0,0000	0,0000	0,0000
22	O	325,4456	110,7900	0,0000	0,0000	0,0000
22	u	802,4390	224,5374	-175,2300	-864,1850	-1039,4150
26	u	207,9793	224,5374	-175,2300	-864,1850	-1039,4150

Tabla 3.74: Solicitaciones en vigas y pilares; Axil de cálculo (+). Pórtico 1. Pilar 2

Pilar 2 y 3 sentido negativo (-)

NUDO	BARRA	Md (kNm)	Vd(kN)	Ns(kN)	Ng (kN)	Nd (kN)
2	A	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
2	B	239,1272	81,4050	0,0000	0,0000	0,0000
2	b	407,0250	49,2044	-27,1350	-146,2500	-173,3850
6	b	-259,4119	49,2044	-27,1350	-146,2500	-173,3850
6	D	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
6	E	239,1272	81,4050	0,0000	0,0000	0,0000
6	f	666,4369	97,9998	-54,2700	-291,2200	-345,4900
10	f	-372,4374	97,9998	-54,2700	-291,2200	-345,4900
10	G	159,4181	54,2700	0,0000	0,0000	0,0000
10	H	265,6969	90,4500	0,0000	0,0000	0,0000
10	j	806,5974	142,5288	-90,4500	-435,5200	-525,9700
14	j	-379,0111	142,5288	-90,4500	-435,5200	-525,9700
14	J	189,2925	64,4400	0,0000	0,0000	0,0000
14	K	283,9388	96,6600	0,0000	0,0000	0,0000
14	n	862,3111	180,1828	-122,6700	-579,0050	-701,6750
18	n	-321,7626	180,1828	-122,6700	-579,0050	-701,6750
18	N	283,9388	96,6600	0,0000	0,0000	0,0000
18	M	219,1669	74,6100	0,0000	0,0000	0,0000
18	q	835,5726	208,8892	-144,7200	-722,0300	-866,7500
22	q	-208,9050	208,8892	-144,7200	-722,0300	-866,7500
22	P	325,4456	110,7900	0,0000	0,0000	0,0000
22	O	265,6969	90,4500	0,0000	0,0000	0,0000
22	u	812,6250	226,8010	-165,0600	-864,1850	-1029,2450
26	u	207,9793	226,8010	-165,0600	-864,1850	-1029,2450

Tabla 3.75: Solicitaciones en vigas y pilares; Axil de cálculo (-). Pórtico 1. Pilar 2

3.8 Cálculo de armado y dimensión de pilares

Una vez que tenemos los momentos y axiles que soporta cada pilar, para hallar el armado y dimensión de los mismos recurriremos al prontuario del libro de José Calavera “ Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios”.[7]

Dentro de dicho libro escogeremos las tablas pertenecientes al dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a flexo – compresión esviada, para acero de dureza natural.

Concretamente son las tablas GT – 109 y GT – 110.

Dichas gráficas tienen una serie de coeficientes para poder buscar entre ellas la sección y armado correcto para el pilar.

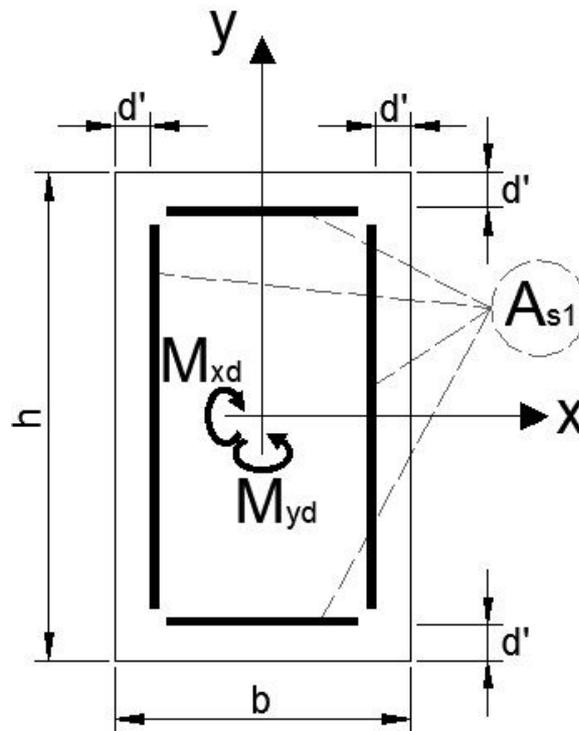


Figura 3.20: Esquema de sección de pilar para cálculo de dimensionamiento.

Los parámetros que se necesitan conocer son ω , μ_{xd} , μ_{yd} , ν y A_s . Definiremos dichos parámetros:

A_s es el área total de armadura que es igual a $4 * A_{s1}$ ya que la armadura es simétrica en las 4 caras.

$$A_s = 4 * A_{s1}$$

ω es la relación entre la capacidad mecánica del acero y la del hormigón que viene dada por la siguiente fórmula:

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{f_{cd} * b * h}$$

Siendo:

- f_{yd} la resistencia de cálculo del acero.
- f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón.

El resto de parámetros están definidos anteriormente.

ν es la relación existente entre el axil de cálculo (resuelto en el apartado anterior) y la capacidad mecánica del hormigón. La fórmula que lo define es:

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h}$$

μ_{xd} es el coeficiente para el momento flector en la dirección "x" del edificio normalizado mediante la capacidad mecánica del hormigón por el canto (h) del soporte a analizar:

$$\mu_{xd} = \frac{M_{xd}}{f_{cd} * b * h^2}$$

μ_{yd} es el coeficiente para el momento flector en la dirección "y" del edificio normalizado mediante la capacidad mecánica del hormigón por el canto (h) del soporte a analizar:

$$\mu_{yd} = \frac{M_{yd}}{f_{cd} * b * h^2}$$

Para cada valor de v que pueden ser 0, 0.20, 0.40, 0.60, 0.80, 1.00, 1.20 y 1.40 existe un tipo de relación entre μ_{yd} y μ_{xd}

A modo de ejemplo en la figura siguiente aparece dicha relación para el valor de $v = 0$

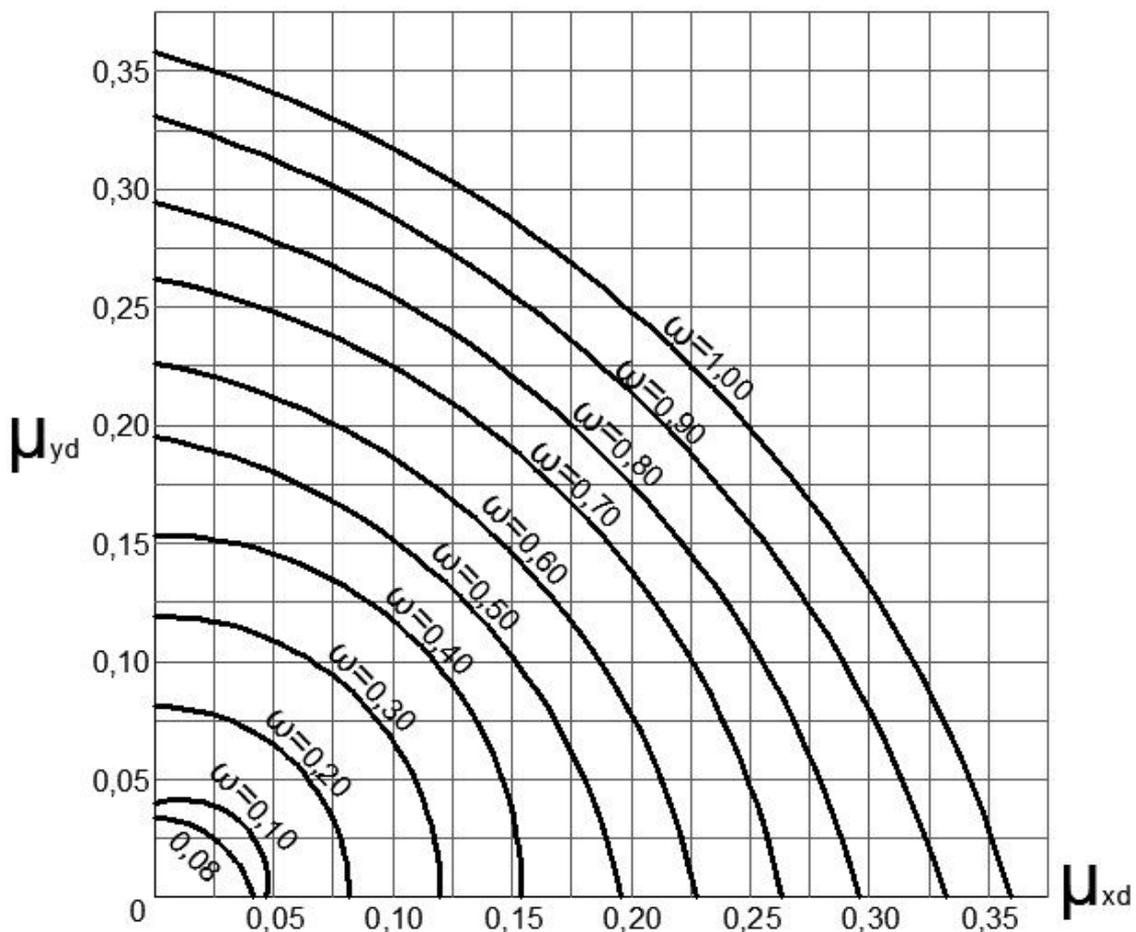


Figura 3.21: Relación entre μ_{yd} y μ_{xd} . $v = 0$

Como se puede observar se debe conocer al mismo tiempo un momento actuando en la dirección "x" y un momento simultáneo en la dirección "y".

Cuando un terremoto afecta a una estructura, no lo hace en las dos direcciones a la vez, sino que varía aleatoriamente.

Esto hace que para que el cálculo del armado y dimensión de pilares sea lo más correcto se hayan tenido que calcular las estructuras con dos combinaciones de acciones.

A modo de ejemplo supondremos que estamos calculando dicho armado y dimensión para el pilar 1:

Primero consideramos que la combinación de acciones para el "eje x" es de Sismo + Carga permanente. Por lo que para el "eje y" se toma la combinación que tiene en cuenta únicamente la carga permanente.

Una vez obtenidos estos valores, se deben realizar una serie de iteraciones iniciales, para advertir cual es la sección que permite que el valor de los momentos se encuentren dentro de las líneas que marcan el parámetro ω .

Una vez realizado esto, obtendremos un valor para v y nos iremos a la gráfica que se aproxime más a ese valor, tratando siempre de estar a favor de la seguridad.

Por último lo que se pretende es hallar con que mínima dimensión el pilar tiene la máxima armadura ($\omega = 1$).

Por lo que si para un pilar de 45 x 45 cm. obtuviésemos un factor ω de 0,4 se debería introducir para los mismos momentos las dimensiones de 40 x 40 cm y así comprobar si se aproxima al valor de 1.

Si es así se toman esas dimensiones como correctas, si excede uno, se vuelven a las dimensiones anteriores.

Esto mismo habría que hacer para la combinación de acciones inversa ("eje x" con carga permanente y "eje y" bajo Sismo + carga permanente).

Así mismo para el sentido positivo y negativo en cada caso.

Del caso más desfavorable de estas dos combinaciones, saldrá el armado y dimensionamiento del pilar 1 que se considerará para el modelizado de la estructura.

En las tablas que se presentan a continuación vienen recogidas tanto las combinaciones, como los parámetros resultantes para el arranque de pilares en planta baja (primero para el edificio que estamos tratando de 6 plantas).

Combinación 1: EJE X (SISMO + G) + EJE Y (G)

EJE X						
+	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,03	0,287	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,21	0,303	0,8	11091,66	2772,92
P5 y P8	45	0,14	0,236	1	9281,25	2320,31
P6 y P7	60	0,38	0,251	0,8	13200	3300,00
-	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,33	0,337	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,20	0,311	0,8	11091,66	2772,92
P5 y P8	45	0,43	0,240	1	9281,25	2320,31
P6 y P7	60	0,37	0,271	0,8	13200	3300,00

Tabla 3.76: Armado de pilares. Eje X. Combinación 1

EJE Y						
+	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,13	0,095	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,14	0,069	0,8	11091,67	2772,92
P5 y P8	45	0,30	0,171	1	9281,25	2320,31
P6 y P7	60	0,34	0,093	0,8	13200,00	3300,00
-	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,23	0,144	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,20	0,055	0,8	11091,66	2772,92
P5 y P8	45	0,30	0,171	1	9281,25	2320,31
P6 y P7	60	0,33	0,093	0,8	13200	3300,00

Tabla 3.77: Armado de pilares. Eje Y. Combinación 1

Combinación 2: EJE Y (SISMO + G) + EJE X (G)

EJE X						
+	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,09	0,206	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,17	0,165	0,5	6932,29	1733,07
P5 y P8	55	0,10	0,194	0,9	12478,12	3119,53
P6 y P7	60	0,34	0,208	0,9	14850	3712,50
-	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,23	0,163	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,17	0,165	0,5	6932,29	1733,07
P5 y P8	55	0,25	0,111	0,9	12478,12	3119,53
P6 y P7	60	0,33	0,266	0,9	14850	3712,50

Tabla 3.78: Armado de pilares. Eje X. Combinación 2

EJE Y						
+	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,04	0,273	1	7333,33	1833,33
P2 y P3	55	0,11	0,101	0,5	6932,29	1733,07
P5 y P8	55	0,21	0,229	0,9	12478,13	3119,53
P6 y P7	60	0,35	0,177	0,9	14850,00	3712,50
-	hc (cm)	v	μ	ω	As total(mm ²)	As/4
P1 y P4	40	0,30	0,288	1	7333,33333	1833,33
P2 y P3	55	0,24	0,105	0,5	6932,29167	1733,07
P5 y P8	55	0,20	0,220	0,9	12478,125	3119,53
P6 y P7	60	0,35	0,177	0,9	14850	3712,50

Tabla 3.79: Armado de pilares. Eje Y. Combinación 2

De esta forma, para hallar el dimensionado final para cada pilar, se escoge el más desfavorable, y la tabla siguiente muestra dichos resultados:

RESULTADOS	hc (cm)	As total(mm ²)	As/4
P1 Y P4	40	7333,33	1833,33
P2 Y P3	55	11091,67	2772,92
P5 Y P8	55	12478,13	3119,53
P6 Y P7	60	14850,00	3712,50

Tabla 3.80: Armado de arranque de pilares. Edificio de 6 plantas.

Una vez que se conocen las dimensiones y armados para el arranque de cada pilar, se puede obtener de la misma forma el armado para las plantas superiores, teniendo en cuenta la premisa que la normativa española impone, y es que de una planta a otra la variación de las dimensiones del pilar no puede exceder en 5 cm.

El armado y dimensiones para las plantas superiores se recogen en las siguientes tablas, siguiendo el esquema de numeración inicial:

P1,P4,P13,P16				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm ²)	As x cara	ω
a	35	3930,00	982,50	0,7
e	40	5966,67	1491,67	0,7
i	40	7333,33	1833,33	1
m	40	7333,33	1833,33	1
p	40	7333,33	1833,33	1
t	40	7333,33	1833,33	1

Tabla 3.81: Armado y dimensionamiento de pilares (1). Edificio de 6 plantas.

P2,P3,P14,P15				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
b	45	6496,75	1624,19	0,7
f	50	9166,67	2291,67	0,8
j	55	11091,67	2772,92	0,8
n	55	11091,67	2772,92	0,8
q	55	11091,67	2772,92	0,8
u	55	11091,67	2772,92	0,8

Tabla 3.82: Armado y dimensionamiento de pilares (2). Edificio de 6 plantas.

P5,P8,P9,P12				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
a	50	8020,83	2005,21	0,7
e	55	9705,00	2426,25	0,7
i	55	12478,13	3119,53	0,9
m	55	12478,13	3119,53	0,9
p	55	12478,13	3119,53	0,9
t	55	12478,13	3119,53	0,9

Tabla 3.83: Armado y dimensionamiento de pilares (3). Edificio de 6 plantas.

P6,P7,P10,P11				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
b	55	8318,75	2079,69	0,6
f	60	13200,00	3300,00	0,8
j	60	14850,00	3712,50	0,9
n	60	14850,00	3712,50	0,9
q	60	14850,00	3712,50	0,9
u	60	14850,00	3712,50	0,9

Tabla 3.84: Armado y dimensionamiento de pilares (4). Edificio de 6 plantas.

El mismo proceso completo sería necesario para hallar los valores en los edificios de 3 y 9 plantas.

En las tablas inferiores se recogen para cada uno los resultados finales, ya que el proceso es prácticamente similar.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS

P1,P4,P13,P16				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
a	35	3368,75	842,18	0,6
e	35	5614,58	1403,64	1
i	35	5614,58	1403,64	1

Tabla 3.85: Armado y dimensionamiento de pilares (1). Edificio de 3 plantas.

P5,P8,P9,P12				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm ²)	As x cara	ω
a	45	6496,87	1624,21	0,6
e	50	9166,66	2291,66	1
i	50	9166,66	2291,66	1

Tabla 3.86: Armado y dimensionamiento de pilares (2). Edificio de 3 plantas.

P2,P3,P14,P15				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm ²)	As x cara	ω
b	45	6496,87	1624,21	0,7
f	50	10312,50	2578,12	1
j	50	10312,50	2578,12	1

Tabla 3.87: Armado y dimensionamiento de pilares (3). Edificio de 3 plantas.

P6,P7,P10,P11				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm ²)	As x cara	ω
b	50	9166,67	2291,66	0,6
f	55	13864,58	3466,14	1
j	55	13864,58	3466,14	1

Tabla 3.88: Armado y dimensionamiento de pilares (4). Edificio de 3 plantas.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS

P1,P4,P13,P16				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm ²)	As x cara	ω
a	35	3930,20	982,55	0,7
e	40	5866,67	1466,67	0,8
i	45	7425,00	1856,25	0,8
m	50	6875,00	1718,75	0,6
p	50	8020,83	2005,21	0,7
t	50	8020,83	2005,21	0,7
x	50	8020,83	2005,21	0,7
ab	50	8020,83	2005,21	0,7
af	50	8020,83	2005,21	0,7

Tabla 3.89: Armado y dimensionamiento de pilares (1). Edificio de 9 plantas.

P2,P3,P14,P15				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
b	45	6496,75	1624,19	0,7
f	50	11458,33	2864,58	1
j	55	12478,00	3119,50	0,9
n	60	13200,00	3300,00	0,8
q	60	14850,00	3712,50	0,9
u	60	14850,00	3712,50	0,9
y	60	14850,00	3712,50	0,9
ac	60	14850,00	3712,50	0,9
ag	60	14850,00	3712,50	0,9

Tabla 3.90: Armado y dimensionamiento de pilares (2). Edificio de 9 plantas.

P5,P8,P9,P12				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
a	50	8020,83	2005,21	0,7
e	55	11091,00	2772,75	0,8
i	55	13864,00	3466,00	1
m	60	13200,00	3300,00	0,8
p	60	14850,00	3712,50	0,9
t	60	14850,00	3712,50	0,9
x	60	14850,00	3712,50	0,9
ab	60	14850,00	3712,50	0,9
af	60	14850,00	3712,50	0,9

Tabla 3.91: Armado y dimensionamiento de pilares (3). Edificio de 9 plantas.

P6,P7,P10,P11				
TRAMO	hc (cm)	As total(mm²)	As x cara	ω
b	50	9166,67	2291,67	0,8
f	55	13864,00	3466,00	1
j	60	14850,00	3712,50	0,9
n	65	17428,13	4357,03	0,9
q	65	17428,13	4357,03	0,9
u	65	17428,13	4357,03	0,9
y	65	17428,13	4357,03	0,9
ac	65	17428,13	4357,03	0,9
ag	65	17428,13	4357,03	0,9

Tabla 3.92: Armado y dimensionamiento de pilares (4). Edificio de 9 plantas.

Una vez que tenemos definidos los armados y dimensiones en vigas y pilares podemos modelizar las tres estructuras en un programa de análisis dinámico.

El programa a utilizar en este trabajo es IDARC versión 6.1

4. MODELIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Para realizar un análisis dinámico de los tres edificios que estamos tratando para este trabajo, se empleará el programa de cálculo IDARC (versión 6.1). De apoyo se empleará el manual para el mismo [2].

Debido a que nuestro objetivo es hallar los desplazamientos ante una estructura que se mantiene elástica y compararlos con la misma estructura que plastifica, es necesario el uso de dicho programa para obtener de una manera eficiente aquellos datos que nos servirán como base para nuestro trabajo (desplazamientos, propiedades modales, etc.)

Cabe citar que el programa realiza un análisis en 2D de la estructura, aunque tiene la opción de introducir varios pórticos como se verá más adelante.

A modo de ejemplo se explicará el input del edificio de 3 plantas, de una forma resumida. Los archivos de input de las dos estructuras restantes no necesitan ser expuestos, ya que son similares al del edificio de 3 plantas, únicamente cambia el número de vigas y pilares que estamos tratando.

4.1 Control data

```
CONTROL DATA
3,2,1,1,0,1,1,0,1
```

Figura 4.1: Input edificio de 3 plantas. Control data.

Como se aprecia en la figura 1, aparecen 9 números que han de estar separados por una coma o un espacio (IDARC los interpreta de la misma forma). Dichos valores corresponden a lo siguiente:

- Número de plantas: 3
- Número de tipos de pórticos : 2 (según los criterios de simetría establecidos con anterioridad, el pórtico 1 y 4 se consideran iguales, así como el 2 y 3. Por lo que hay 2 tipos)
- Número de tipos de hormigón: 1
- Número de tipos de acero: 1
- Número de tipos de mampostería: 0
- Considerar efectos P-Delta: 0 = No ; 1 = Si -> Para nuestro caso 1
- Tipo de plasticidad: 0= Distribuida; 1 = Concentrada -> Para nuestro caso 1
- Distribución a flexión: 0= lineal ; 1= uniforme -> Para este caso 0
- Sistema operativo: 1 (WINDOWS)

4.2 Element types

```
ELEMENT TYPES
12,15,0,0,0,0,0,0,0,0
```

Figura 4.2: Input edificio de 3 plantas. Element types.

En este apartado se introducen los diferentes tipos de columnas, vigas, muros y en definitiva elementos que vamos a tener en nuestra estructura.

Para nuestro caso solo debemos fijarnos en los dos primeros que son:

- Número de tipos de columnas: 12
- Número de tipos de vigas: 15

4.3 Element data

```
ELEMENT DATA
24,18,0,0,0,0,0,0,0
```

Figura 4.3: Input edificio de 3 plantas. Element data.

En la siguiente línea se definen el número de elementos que va a tener nuestra estructura por pórtico. Elementos definidos como barras, por lo que si tenemos un pórtico de 3 plantas con 3 vanos y 4 líneas de pilares, tendremos un subtotal de 9 vigas y 12 pilares por pórtico.

Como hemos definido 2 tipos de pórticos, el total son los números que aparecen en la figura 3.

- Número de columnas: 24
- Número de vigas: 18

4.4 Units system

```
UNIT SYSTEM(kn/mm)
2
```

Figura 4.4: Input edificio de 3 plantas. Units system.

Idarc permite trabajar en dos sistemas de unidades:

- Inchs,kips -> 1
- mm, kN -> 2

En nuestro caso trabajaremos con la opción 2.

4.5 Floor elevations

```
FLOOR ELEVATIONS
4500.0, 7500.0, 10500.0
```

Figura 4.5: Input edificio de 3 plantas. Floor elevations.

Esta línea define las alturas desde la base que tendrá nuestro edificio. Para el caso de tres plantas, la figura 5 muestra el resultado de alturas.

4.6 Description of identical frames

```
DESCRIPTION OF IDENTICAL FRAMES
2, 2
```

Figura 4.6: Input edificio de 3 plantas. Description of identical frames.

En este apartado, IDARC solicita saber de cada tipo de pódico que definimos en Control Data (2) cuantos pórticos idénticos hay.

Por eso el primer 2 indica que para el primer tipo de pódico existen dos pórticos iguales (1 y 4), y para el segundo 2 los pórticos 2 y 3.

4.7 Plan configuration

```
PLAN CONFIGURATION
4, 4
```

Figura 4.7: Input edificio de 3 plantas. Plan configuration.

En esta línea se introducen el número de líneas de columna que vamos a tener en cada pódico. En nuestro caso como permanecen constantes para ambos tipos de pórticos, se introducen los valores: 4,4

4.8 Nodal weights

```
NODAL WEIGHTS
1,1, 75.485, 147.44, 147.44, 75.485
 2, 170.98, 354.35, 354.35, 170.98
2,1, 75.715, 143.27, 143.27, 75.715
 2, 168.49, 337.06, 337.06, 168.49
3,1, 73.49, 143.26, 143.26, 73.49
 2, 162.5, 338.04, 338.04, 162.5
```

Figura 4.8: Input edificio de 3 plantas. Nodal weights.

Este apartado es de los más importantes, ya que es el que considera la carga para los diferentes elementos de nuestra estructura, así como por el cual el programa calcula las masas por planta del edificio.

Los valores introducidos son en unidades de fuerza. Y corresponden con los axiles calculados anteriormente que soportan nuestros pilares, que es lo mismo que deducir que peso de cada planta soporta cada pilar.

Hay que tener especial cuidado en tomar los valores, ya que son pesos por planta y no son acumulativos, por lo que el peso de la planta baja no corresponde al peso de todas las anteriores. Esto podría llevar a un error posterior en el cálculo dinámico de la estructura.

Se explicará las primeras dos líneas de la figura 8:

- Número de planta: 1
- Número de pórtico: 1 (para la segunda línea 2)
- Peso en unidades de fuerza para el pilar 1
- Peso en unidades de fuerza para el pilar 2
- Peso en unidades de fuerza para el pilar 3
- Peso en unidades de fuerza para el pilar 4

El mismo proceso se sigue para el resto de plantas y de edificios.

4.9 Material Properties

```
MATERIAL PROPERTIES  
0
```

Figura 4.9: Input edificio de 3 plantas. Material properties.

Mediante esta línea de comando, IDARC solicita saber de qué forma se van a introducir los datos referentes a columnas y vigas, que pueden ser dos:

- Introducir el material, dimensiones de armado manualmente e IDARC calcula internamente el diagrama momento – curvatura : 0
- Introducir directamente el diagrama momento – curvatura: 1

Para este trabajo se ha decidido optar por el primer caso (0)

4.10 Concrete properties sets

```
CONCRETE PROPERTIES SETS  
1, 0.025, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0
```

Figura 4.10: Input edificio de 3 plantas. Concrete properties sets.

Este apartado define las propiedades del hormigón.

Se pueden definir todas las características en un principio manualmente, introduciendo los valores que definen la curva de tensión - deformación del hormigón.

Pero IDARC, puede ser por un problema interno, no ejecuta el archivo si todos los parámetros son introducidos por el usuario. Lo que el programa realiza es a través de la resistencia f_{ck} una serie de cálculos internos para resolver el resto de datos.

Esto significa que si quisiéramos variar ciertas propiedades para ver en que afecta a los resultados, no podríamos, salvo que optáramos por definir manualmente nuestro diagrama momento – curvatura.

Los valores que se necesitan introducir son:

- Tipo de hormigón: 1 (para este trabajo sólo se define un tipo de hormigón)
- Resistencia del hormigón f_{ck} :0,025 kN/mm²

Los demás valores como se ha explicado los realiza el programa internamente sirviéndose de unas fórmulas predeterminadas.

4.11 Reinforcement properties sets

```
REINFORCEMENT PROPERTIES SETS
1, 0.4, 0, 0, 0, 0
```

Figura 4.11: Input edificio de 3 plantas. Reinforcement properties sets.

En este apartado se definen las características del acero.

Como en el anterior, solo es necesario introducir los dos primeros valores.

- Tipo de acero: 1 (para este trabajo sólo se define un tipo de acero)
- Resistencia del acero f_{yk} :0,4 kN/mm²

4.12 Hysteretic modeling rules

```
HYSTERETIC MODELING RULES
1
1, 1, 200, 0.01, 0.01, 1.0, 0
```

Figura 4.12: Input edificio de 3 plantas. Hysteretic modeling rules.

En este apartado se define la ley histerética que poseerá cada elemento. Para nuestro trabajo se ha definido una ley histerética para todos los elementos.

El valor de la primera línea hace referencia al número de leyes histeréticas que vamos a definir. En cuanto a la segunda línea:

- Número de ley histerética: 1
- Parametro de degradación de rigidez: 200 (valor por defecto)
- Degradación de ductilidad: 0,01 (valor por defecto)
- Degradación de resistencia : 0,01 (valor por defecto)
- Efecto Pinching: 1 (valor por defecto)
- Modelo trilineal: 0

Todos los valores por defecto significan que no se tienen en cuenta dichos efectos de degradaciones y deterioros.

4.13 Column properties: Section dimensions and reinforcement

```
COLUMN PROPERTIES: SECTION DIMENSIONS AND REINF.
0
```

Figura 4.13: Input edificio de 3 plantas. Column properties.

En dicha línea se define si se van a introducir las características manualmente, definiendo dimensiones y armado (0) o mediante diagrama momento - curvatura (1).

Para nuestro trabajo, se toma como opción la primera (0).

4.14 Column shape and characteristics

```
COLUMN SHAPE AND CHARACTERISTICS
1
1, 1, 1, 376, 4250,0,250
-1, 350, 350, 30, 1403.64, 8, 150, 1
1
2, 1, 1, 234, 3000,250,250
-1, 350, 350, 30, 1403.64, 8, 150, 1
```

Figura 4.14: Input edificio de 3 plantas. Column shape and characteristics.

En este apartado del input del programa, se procede a definir los pilares que previamente se han calculado para cada uno de los edificios.

En la primera línea se aprecia un 1, mediante el cual se define la geometría de nuestra columna, en nuestro caso el uno representa una columna del tipo rectangular regular.

La segunda línea viene definida por:

- Número de tipo de columna: 1 (para cada columna, se asocia un tipo)
- Tipo de hormigón: 1
- Tipo de acero: 1
- Carga axil: 376 kN (varía según cada columna)
- Distancia de eje a eje de viga: 4250 mm (Como es planta baja, la distancia es 4500mm totales menos 250 del eje de la viga de primera planta)
- Distancia de eje a cara de viga inferior: 0 (sólo para planta baja)
- Distancia de eje a cara de viga superior: 250 mm

La tercera línea hace referencia:

- Ley histerética para el elemento: -1 (el signo menos indica que la columna es simétrica)
- Ancho de columna: 350 mm
- Canto de columna: 350 mm
- Recubrimiento: 30 mm
- Área de armadura en una cara: 1403,64 mm²

- Diámetro de estribos: 8
- Separación de estribos: 150 mm
- Efectividad de confinamiento del hormigón: 1 (se va a disponer una correcta colocación de estribos para conseguir el mejor confinamiento posible)

De esta manera quedaría definido el pilar uno que va desde cimentación hasta planta primera, y de igual forma se realizaría la modelización del resto de pilares.

4.15 Beam properties:

BEAM PROPERTIES: SECTION DIMENSIONS AND REINF.
0

Figura 4.15: Input edificio de 3 plantas. Beam properties.

Del mismo modo, esta opción permite elegir si se va a introducir el armado y dimensiones de vigas para que el programa internamente compute el diagrama momento – curvatura (0) o si bien se va a introducir dicho diagrama manualmente (1).

Para este apartado también se ha decidido elegir la primera opción.

4.16 Beam shape and characteristics

```
BEAM SHAPE AND CHARACTERISTICS
1
1, 1, 1, 6000, 175, 250
-1, 500, 300, 300, 0, 30, 603, 753.75, 8, 100
1
2, 1, 1, 6000, 250, 250
-1, 500, 300, 300, 0, 30, 603, 753.75, 8, 100
```

Figura 4.16: Input edificio de 3 plantas. Beam shape and characteristics.

Como ha ocurrido en las columnas, las vigas se definen de un modo similar.

La primera línea indica que la viga es de tipo regular (1).

La segunda línea hace referencia a:

- Número de tipo de viga: 1 (Para cada viga en la que cambien algún dato, será necesario insertar otro tipo diferente)
- Tipo de hormigón: 1
- Tipo de acero: 1
- Distancia entre ejes de pilares: 6000 mm
- Distancia entre eje de pilar a cara de pilar izquierdo (zona rígida): 175 mm.
- Distancia entre eje de pilar a cara de pilar derecho (zona rígida): 250 mm.

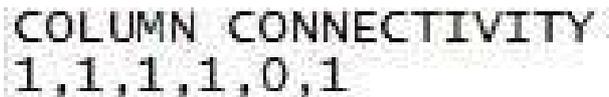
La tercera línea queda definida por:

- Ley hiperbólica: -1 (el signo negativo indica que la viga es simétrica)
- Canto de la viga: 500 mm
- Ancho de la viga: 300 mm
- Ancho de losa: 300 mm (para vigas rectangulares, se toma el valor del ancho de viga)
- Grosor de losa: 0 (para vigas rectangulares)
- Recubrimiento: 30 mm
- Armadura inferior: 603 mm²
- Armadura superior: 753,75 mm²
- Diámetro de estribos: 8
- Separación de estribos: 100 mm

De esta manera se introducen las vigas y los diferentes tipos en el programa. La variedad de tipos reside principalmente no en el armado, sino en la variación de dimensión de los pilares que las contienen.

Las vigas transversales o zunchos

4.17 Column connectivity



COLUMN CONNECTIVITY
1,1,1,1,0,1

Figura 4.17: Input edificio de 3 plantas. Column connectivity.

Una vez definidas todas las características de los elementos que componen la estructura, falta definir la conectividad entre los mismos.

La conectividad en pilares se define:

- Número de columna: 1 (número de conexión)
- Tipo de columna: 1
- Número de pórtico: 1
- Línea de columna: 1 (en nuestro edificio tenemos 4 líneas de columnas)
- Planta de arranque de columna: 0
- Planta superior de columna: 1 (se define un número de conexión para cada planta)

Ejemplo un poco más amplio:

```

COLUMN CONNECTIVITY
1,1,1,1,0,1
2,4,1,2,0,1
3,4,1,3,0,1
4,1,1,4,0,1
5,2,1,1,1,2
6,5,1,2,1,2
7,5,1,3,1,2
8,2,1,4,1,2
9,3,1,1,2,3

```

Figura 4.18: Input edificio de 3 plantas. Column connectivity (1).

4.18 Beam connectivity

```

BEAM CONNECTIVITY
1,1,1,1,1,2

```

Figura 4.19: Input edificio de 3 plantas. Beam connectivity.

De un modo similar se definen las conectividades entre las vigas y pilares:

- Número de viga: 1 (Número de la conexión)
- Tipo de viga: 1
- Número de planta: 1
- Número de pórtico: 1
- Línea de columna a la izquierda de la viga: 1
- Línea de columna a la derecha de la viga: 2

Un ejemplo más amplio de la definición de la conectividad es el que sigue:

```

BEAM CONNECTIVITY
1,1,1,1,1,2
2,2,1,1,2,3
3,3,1,1,3,4
4,1,2,1,1,2
5,2,2,1,2,3
6,3,2,1,3,4
7,4,3,1,1,2
8,5,3,1,2,3
9,6,3,1,3,4

```

Figura 4.20: Input edificio de 3 plantas. Beam connectivity (1).

4.19 Analysis options

```
ANALYSIS OPTIONS
3
```

Figura 4.21: Input edificio de 3 plantas. Analysis options.

Una vez que ha quedado toda nuestra estructura definida, se procede a especificar el análisis que vamos a aplicar sobre la misma. IDARC permite las siguientes opciones:

- Comprobación de los datos introducidos: 0
- Análisis estático inelástico: 1
- Análisis pushover: 2
- Análisis dinámico: 3
- Análisis quasi – estático: 4

Como se observa en la figura 20, para este trabajo se realizarán análisis dinámicos para los diferentes terremotos a analizar y que se definirán en el siguiente apartado.

4.20 Static loads

```
STATIC ANALYSIS OPTIONS
15,0,0,0
1000,0
```

Figura 4.22: Input edificio de 3 plantas. Analysis options.

En este apartado se introducen una serie de cargas estáticas en el edificio. Dichas cargas se aplicarán de la forma que se explica unas líneas más abajo.

Cabe citar estas cargas a las que se ve sometida la estructura, no son otras que las cargas que sufre el edificio por la acción gravitatoria. Estas cargas no afectan al cálculo de ninguna de las propiedades modales de la estructura, y casi no influyen en otros parámetros como desplazamientos o similares.

Estas cargas las utiliza el programa para determinar el nivel de daño que hay en la estructura, de modo que en el cálculo inicial las introduce, cálculo el daño que se produce por estas cargas e inmediatamente las retira para el cálculo dinámico. Esto quiere decir que únicamente afectan a la formación de rótulas en nuestra estructura. Para este trabajo se decide tomarlas en cuenta.

Las líneas que se ven en la figura 21 tienen como significado:

- Número de vigas cargas (cargas uniformes): 15
- Número de nudos cargados lateralmente: 0
- Número de momentos nodales: 0
- Número de cargas verticales concentradas: 0

La segunda línea:

- Número de pasos en los cuales se aplican dichas cargas incrementalmente: 1000
- Pasos que se desean imprimir: 0 (para que en el archivo output incluya el último paso únicamente)

4.21 Uniformly loaded beams

```
UNIFORMLY LOADED BEAMS
1,1,0.01
```

Figura 4.23: Input edificio de 3 plantas. Analysis options.

Una vez se establecen los pasos para aplicar las cargas, se definen estas:

- Número de carga: 1
- Número de viga: 1
- Valor de la carga: 0,01 (kN/mm)

4.22 Dynamic analysis

```
DYNAMIC ANALYSIS
0.7434, 0.0, 0.01, 18, 5, 3
```

Figura 4.24: Input edificio de 3 plantas. Dynamic Analysis.

El siguiente paso es definir los parámetros de control para el análisis dinámico, que son los que siguen:

- Aceleración horizontal máxima: 0,7434 g (Valor en función de la aceleración de la gravedad "g")
- Aceleración vertical máxima: 0
- Incremento de tiempo para el análisis: 0,01 segundos (no debe exceder el intervalo de tiempo de la señal del terremoto que se analice)
- Duración total del análisis: 18 segundos (varía según el terremoto)
- Coeficiente de amortiguamiento (%): 5 %
- Tipo de amortiguamiento aplicado en la estructura: 3 (Amortiguamiento de Rayleigh)

4.23 Input wave

```
INPUT WAVE
0, 1810,0.01
TERREMOTO 1 CERCANO A FALLA
000067.dat
```

Figura 4.25: Input edificio de 3 plantas. Input wave.

Para definir la señal, se introducen los siguientes parámetros:

- Componente vertical no incluida: 0 (Si está incluida se debe poner 1)
- Número de puntos de la señal del terremoto: 1810 (no incluir líneas vacías)
- Intervalo de tiempo en la señal del terremoto: 0,01

4.24 Snapshot output

```
SNAPSHOT OUTPUT  
0  
0,0,0,0,0
```

Figura 4.26: Input edificio de 3 plantas. Snapshot output.

Este apartado se centra en una serie de ficheros de output que no son necesarios para este trabajo.

4.25 Output control

```
OUTPUT CONTROL  
3,0.005,1,2,3  
planta1.dat  
planta2.dat  
planta3.dat
```

Figura 4.27: Input edificio de 3 plantas. Output control.

En este apartado se definen los nombres de los ficheros donde se almacenarán los resultados a nivel de planta, esto nos permitirá obtener los desplazamientos, cortantes y otros parámetros para cada planta.

Además si no se introdujesen todas las plantas, podría suponer que al realizar el balance de energía, el programa internamente cometiese errores.

Los valores que aparecen en la figura 26 se corresponden con:

- Número de plantas: 3
- Intervalo de tiempo en los resultados: 0,005
- Listado de plantas que queremos obtener: 1,2,3

En las líneas inferiores aparecen el nombre de los archivos que queremos obtener, procurando escribirlos en minúsculas. Además cabe destacar que si se introducen los archivos con extensión .out obtendríamos el balance energético a nivel de planta.

4.26 Columns and beams outputs

```
COLUMNS  
1,2,3,4,5,6,7,8  
BEAMS  
1,2,3,4
```

Figura 4.28: Input edificio de 3 plantas. Columns and beams output.

Estas dos líneas son las últimas del fichero de input para poder ejecutar el terremoto. En ellas solicitamos al programa que nos muestre ficheros individualizados para los elementos que se deseen.

En este caso para tener un control, se ha decidido solicitar las 8 primeras columnas y las 4 primeras vigas.

Al final del archivo se debe poner: END OF DATA INPUT

El programa por esto entiende que lo que haya escrito después, no lo ha de tener en cuenta.

Este proceso de modelización se ha de realizar para los edificios de 6 y 9 plantas.

4.27 Comprobación de formación de mecanismo “columna fuerte- viga débil”

Una vez que se han modelizado todas las estructuras es necesario corroborar que se han formado los mecanismos de colapso de la manera que se pretende, para en caso contrario corregir el error.

En las siguientes figuras se pueden ver la formación de dicho mecanismo de colapso para cada una de las estructuras. Al haber establecido en IDARC dos tipos de pórticos (uno para los externos y otro para los internos) se debe comprobar que el mecanismo se forma en ambos tipos de pórticos, esto es importante ya que si sólo se formase en uno, significaría que algo no se ha introducido correctamente.

La formación de rótulas prácticas vienen representadas por un círculo “o” y el inicio de daño en el hormigón o que el acero empieza a plastificar por una “x”.

Edificio de 3 plantas:

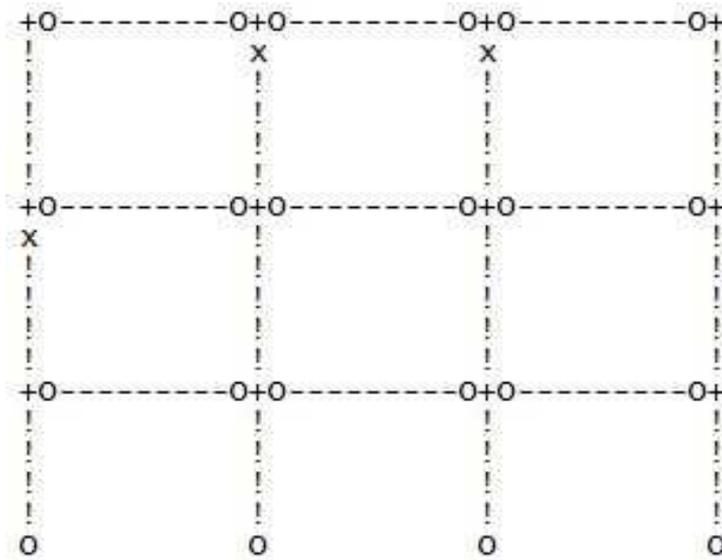


Figura 4.29: Mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”. Tipo de pórtico 1

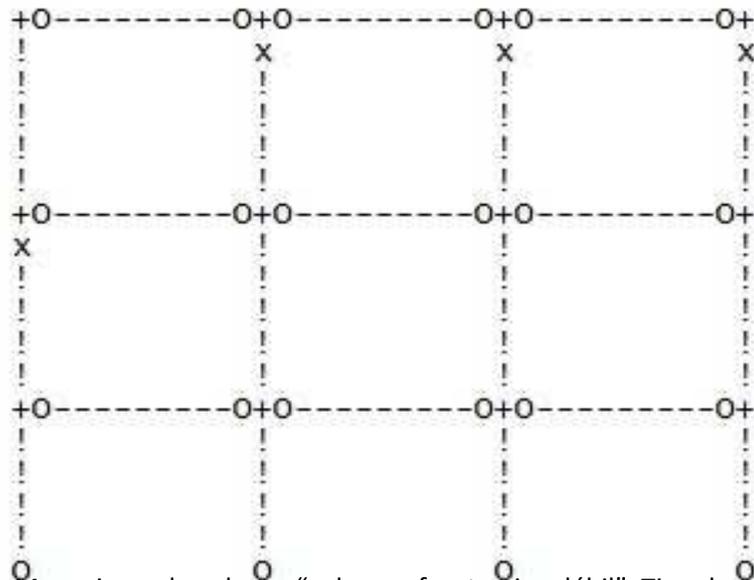


Figura 4.30: Mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”. Tipo de pórtico 2

EDIFICIO DE 6 PLANTAS

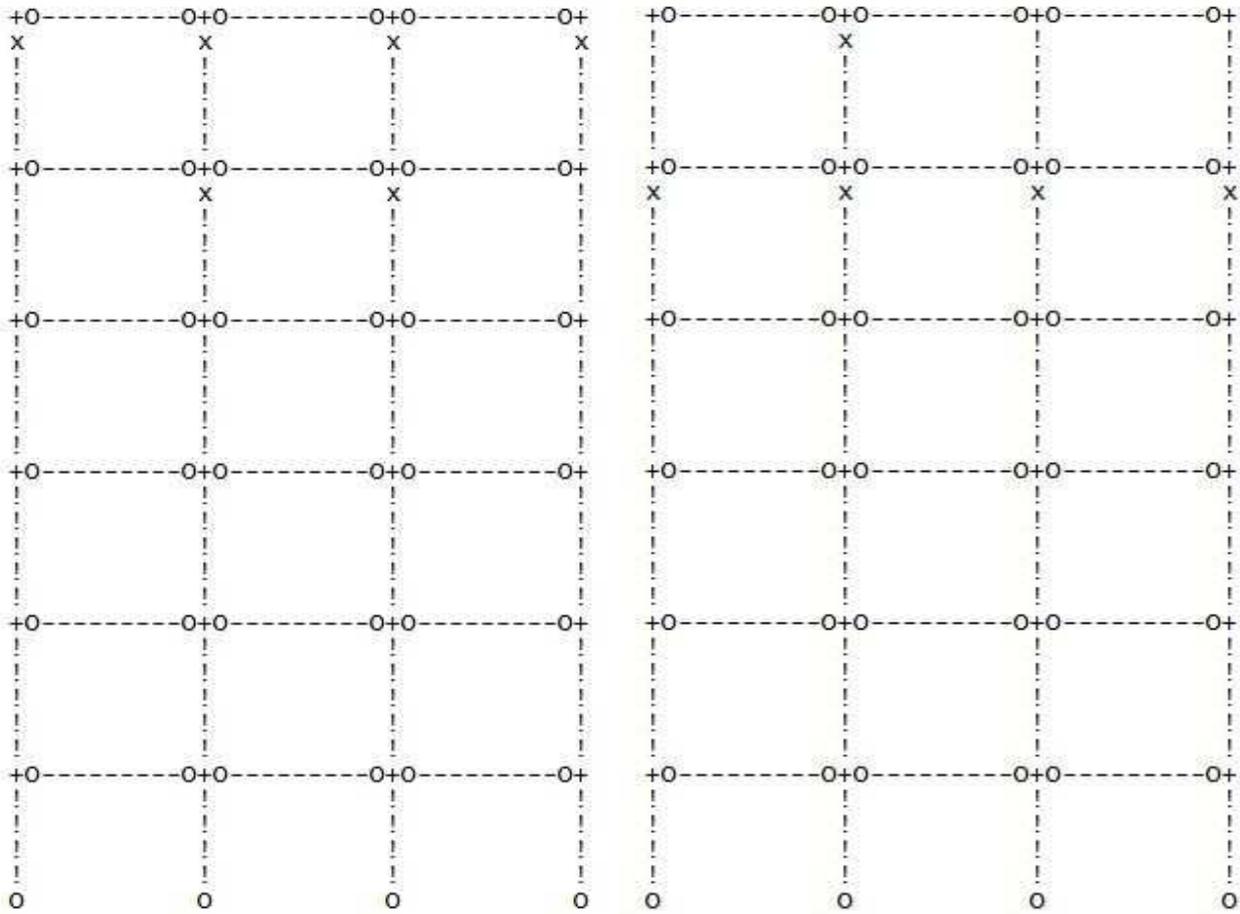


Figura 4.31: Mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”. Tipo de pórtico 1 y 2

EDIFICIO DE 9 PLANTAS

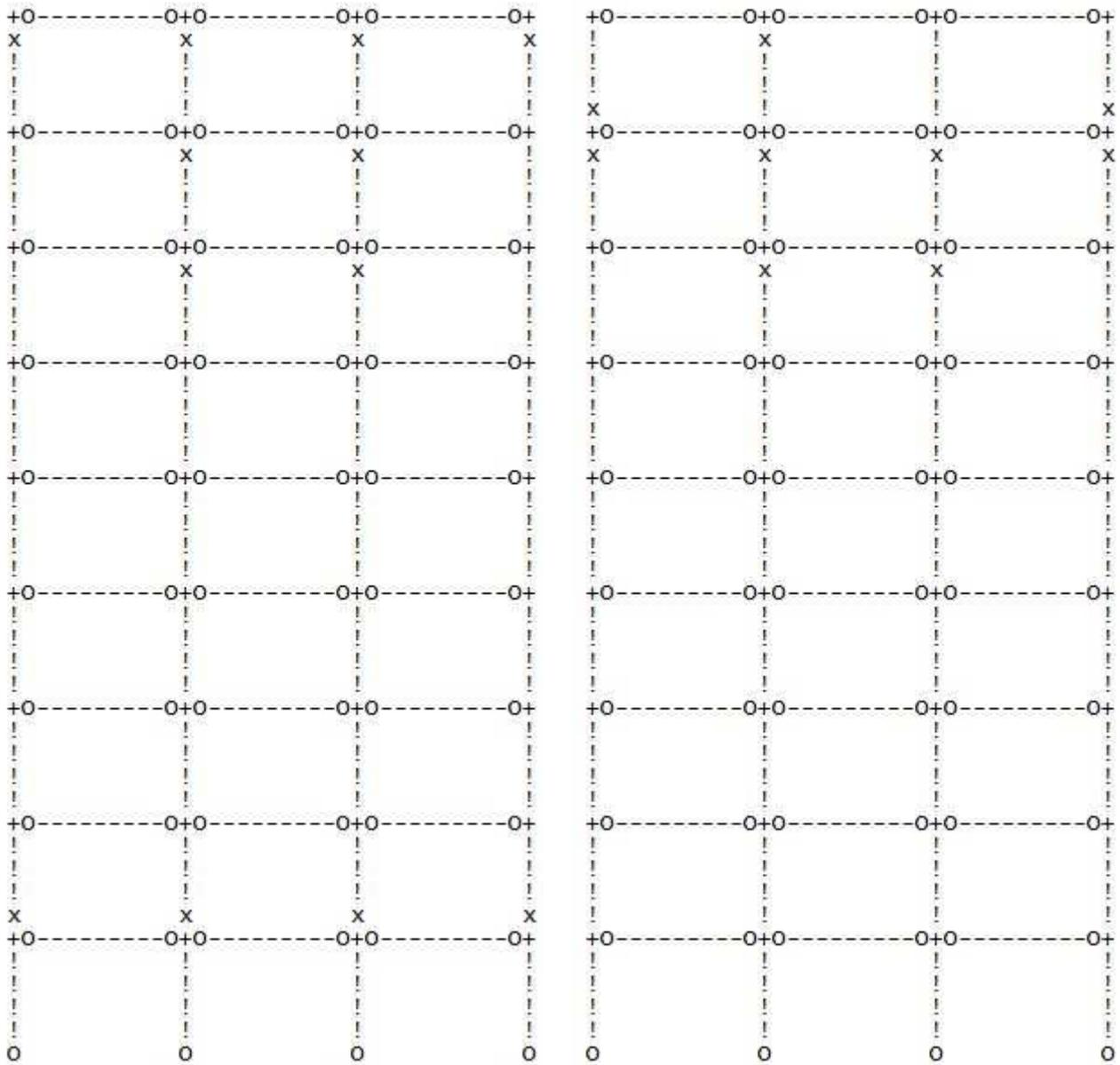


Figura 4.32: Mecanismo de colapso “columna fuerte-viga débil”. Tipo de pórtico 1 y 2

Una vez hecho esto, se procede a la selección de los terremotos a analizar.

5. SELECCIÓN DE TERREMOTOS

Se van a analizar una serie de 20 terremotos de los cuales 12 son cercanos a falla y 8 son lejanos a falla.

Para tener en cuenta este criterio, se ha tomado como premisa que el límite para decidir si un terremoto pasa a ser lejano a falla se sitúa en los 10 km. El tipo de suelo es medio.

La tabla siguiente recoge los datos necesarios:

NÚMERO	FECHA	HORA (UTC)	NOMBRE	MAGNITUD	ESTACIÓN	DIST. A FALLA (km)	ACEL. H (m/s^2)
1	11/05/1976	22:44:01	Friuli (aftershock)	4.9 Mw	Forgaria-Cornio	2	3.001
2	11/09/1976	16:35:03	Friuli (aftershock)	5.5 Mw	Forgaria-Cornio	17	2.273
3	15/09/1976	03:15:19	Friuli (aftershock)	6 Mw	Breginj-Fabrika IGLI	14	4.956
4	15/09/1976	03:15:19	Friuli (aftershock)	6 Mw	Forgaria-Cornio	12	2.586
5	15/09/1976	09:21:19	Friuli (aftershock)	6 Mw	Breginj-Fabrika IGLI	7	4.136
6	15/09/1976	09:21:19	Friuli (aftershock)	6 Mw	Forgaria-Cornio	9	3.395
7	15/09/1976	09:21:19	Friuli (aftershock)	6 Mw	San Rocco	9	2.319
8	16/09/1977	23:48:08	Friuli (aftershock)	5.4 Mw	Forgaria-Cornio	6	2.365
9	16/09/1978	15:35:57	Tabas	7.4 Mw	Tabas	3	10.805
10	15/04/1979	06:19:41	Montenegro	6.9 Mw	Petrovac-Hotel Oliva	12	4.453
11	15/04/1979	06:19:41	Montenegro	6.9 Mw	Bar-Skupstina Opstine	12	3.68
12	24/05/1979	17:23:18	Montenegro (aftershock)	6.2 Mw	Bar-Skupstina Opstine	12	2.652
13	24/05/1979	17:23:18	Montenegro (aftershock)	6.2 Mw	Petrovac-Hotel Oliva	7	2.703
14	24/05/1979	17:23:18	Montenegro (aftershock)	6.2 Mw	Budva-PTT	9	2.624
15	13/09/1986	17:24:34	Kalamata	5.9 Mw	Kalamata-Prefecture	5	3.25
16	15/09/1986	11:41:28	Kalamata	4.9 Mw	Kalamata-Prefecture	1	3.275
17	13/03/1992	17:18:40	Erzincan	6.6 Mw	Erzincan-Meteorologij Mudurlugu	1	5.028
18	07/09/1999	11:56:51	Ano Liosia	6 Mw	Athens 3 (Kallithea District)	8	3.012
19	23/03/1983	23:51:05	Kefallinia (aftershock)	6.2 Mw	Argostoli-OTE Building	17	2.303
20	19/05/1995	06:48:49	Kozani (aftershock)	5.2 Mw	Karpero-Town Hall	16	2.601

Tabla 5.1: Definición de terremotos

5.1 Escalado de terremotos

Una vez se han definido los terremotos que se van a analizar diferenciando:

- Cercanos a falla: 1,5,6,7,8,9,13,14,15,16,17 y 18.
- Lejanos a falla: 2, 3,4, 10, 11, 12, 19 y 20.

El escalado de los terremotos se va a realizar siguiendo los siguientes pasos:

Primero es necesario determinar los periodos fundamentales de vibración de las 3 estructuras. Para ello se realizará un cálculo dinámico de cualquier terremoto, introduciendo una escala de la aceleración máxima pequeña para que el edificio en cuestión se mantenga en régimen elástico.

Aun así, se ha observado que si sometemos a un edificio a un terremoto, haciéndolo plastificar en un caso y en el otro que se mantenga en régimen elástico, el periodo fundamental de vibración no varía para ambos casos, lo cual no es correcto, ya que al plastificar y dañarse la estructura el periodo debería variar.

Esto ocurre en el archivo output del análisis. Sin embargo si se analizan los resultados mediante los ficheros que se obtienen por planta y por elementos, si se podrá apreciar esta variación del periodo.

El periodo de vibración para cada estructura es:

Nº de plantas	T_f (s)
3	0,6080
6	1,0314
9	1,4655

Tabla 5.2: Periodo fundamental para cada estructura.

El siguiente paso es definir el espectro de respuesta elástica de la norma NCSE – 02 [1] para la ciudad de Granada, por lo que el primer parámetro que debemos conocer es la aceleración sísmica de cálculo. Dicha aceleración viene determinada por la siguiente ecuación:

$$a_c = S * \rho * a_b$$

Donde:

a_b es la aceleración sísmica básica para Granada: 0,23g

ρ es el coeficiente adimensional de riesgo, es decir, la función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. El cual toma los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal: $\rho = 1$
- Construcciones de importancia especial: $\rho = 1,3$

En nuestro caso tomaremos para dicho coeficiente $\rho = 1$

S es el coeficiente de amplificación del terreno, el cual toma valor según:

- Para $\rho * a_b \leq 0,1 g$

$$S = \frac{C}{1,25}$$

- Para $0,1 g < \rho * a_b < 0,4 g$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 * \left(\rho * \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) * \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

- Para $0,4 g \leq \rho * a_b$

$$S = 1,0$$

Como tenemos un tipo de suelo II el coeficiente $C = 1,3$

De esta manera, viendo que en nuestro caso estamos en el segundo punto, nuestro coeficiente S es: $S = 1,02268$

Por lo que $a_c = 1,02268 * 1,3 * 0,23g = 0,306g$

Una vez definido esto, falta establecer el espectro de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, y que corresponde a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento del 5% (igual al de este trabajo). Dicho espectro viene definido por:

- Si $T < T_A$

$$\alpha(T) = 1 + 1,5 * \frac{T}{T_A}$$

- Si $T_A \leq T \leq T_B$

$$\alpha(T) = 2,5$$

- Si $T > T_B$

$$\alpha(T) = K * \frac{C}{T}$$

Donde:

$\alpha(T)$ es el valor del espectro normalizado de respuesta elástica

T es el periodo propio del oscilador (segundos)

K es el coeficiente de contribución, que para Granada es 1

C es el coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación, y ha quedado definido anteriormente. ($C = 1,3$)

$$T_A = K * \frac{C}{10} = 0,13s$$

$$T_B = K * \frac{C}{2,5} = 0,52s$$

El espectro normalizado queda de la siguiente manera:

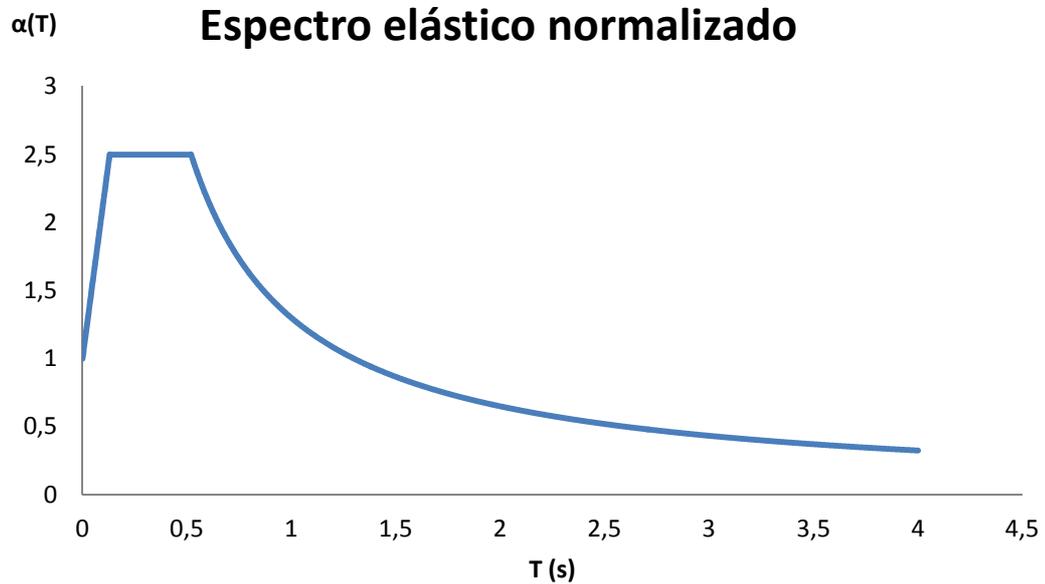


Figura 5.1: Espectro elástico normalizado

Multiplicado por $a_c = 0,306g = 0,306 * 981 \text{ cm/s}^2$, de esta manera se podrá comparar directamente con los espectros obtenidos para los terremotos asignados:

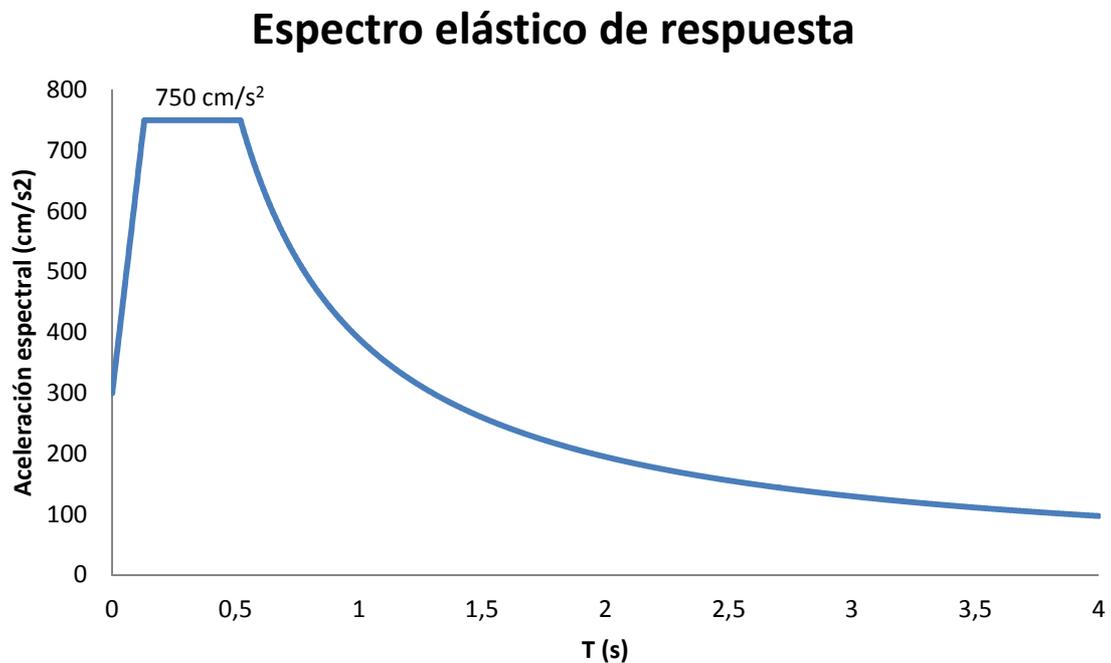


Figura 5.2: Espectro elástico de respuesta (cm/s^2)

Mediante el programa modflp36ERS.exe, se introducen los datos necesarios:

- Factor de amortiguamiento: 0,05
- Nombre del fichero para la primera componente: El fichero para cada terremoto
- Nombre del fichero para la segunda componente: NINGUNO
- Factor de escala: 1
- Coeficiente de cortante basal: 1000 (para que se mantenga en régimen elástico)

De esta forma ejecutaríamos para cada terremoto dicho programa y se obtendrán los espectros elásticos de respuesta.

Una vez se han obtenido, se aplica el criterio de escala de tal forma que para cada periodo fundamental de nuestros edificios la aceleración en dicho periodo para el espectro elástico de la norma y el espectro elástico del terremoto sean iguales. En las tablas inferiores se recogen algunos ejemplos:

ACELEROGRAMA 1				
T		Ac. Norma	Ac. Acel 1	F. Escala
3 PLANTAS	0,6080	641,3864	161,4870	3,9718
6 PLANTAS	1,0314	378,6048	62,4460	6,0629
9 PLANTAS	1,4655	266,0047	37,5500	7,0840

Tabla 5.3: Factor de escala. Acelerograma 1 (cercano a falla)

ACELEROGRAMA 9				
T		Ac. Norma	Ac. Acel 1	F. Escala
3 PLANTAS	0,6080	641,3864	1195,1480	0,5367
6 PLANTAS	1,0314	378,6048	678,2470	0,5582
9 PLANTAS	1,4655	266,0047	598,7550	0,4443

Tabla 5.4: Factor de escala. Acelerograma 9 (cercano a falla)

ACELEROGRAMA 19				
T		Ac. Norma	Ac. Acel 1	F. Escala
3 PLANTAS	0,6080	641,3864	100,3380	6,3923
6 PLANTAS	1,0314	378,6048	53,8240	7,0341
9 PLANTAS	1,4655	266,0047	21,6230	12,3019

Tabla 5.5: Factor de escala. Acelerograma 19 (lejano a falla)

Una vez que se han realizado el mismo proceso para todos los acelerogramas, se procede a ejecutar de nuevo el programa modflp36ERS.exe pero esta vez introduciendo como factor de escala el obtenido en las tablas anteriores.

Esto permite tener los espectros escalados de la forma que se pretendía, por ejemplo, para el periodo fundamental del edificio de 3 plantas $T_f = 0,608$ todos los espectros deberían tener el mismo valor, que a su vez se debe de corresponder con el espectro de la norma NCSE – 02 [1]

Este paso se realiza en unos cuantos acelerogramas de prueba, para ver que el escalado es correcto.

Una vez realizado esto, y debido a que en el programa IDARC se introducirán los acelerogramas en sí en función de la gravedad (g), se debe averiguar el factor de escala que es necesario ya que IDARC escala los acelerogramas en función de la aceleración máxima.

Para hacerlo, simplemente hay que multiplicar el acelerograma original por el factor de escala obtenido en las tablas anteriores. Y hallar la aceleración máxima para cada uno (teniendo en cuenta máximos positivos y negativos).

Una vez que tenemos dichos valores, solo falta dividirlo por la aceleración de la gravedad y se tendrán los valores que se han de introducir en el programa IDARC.

Las tablas resumen para estos valores son las siguientes:

Cercano a falla

EDIFICIO DE 3 PLANTAS				
ACEL.	ORIGINAL	ESCALADO	$g(\text{cm/s}^2)$	Ac/g
1	183,61	729,25	981	0,7434
5	155,8	424,63	981	0,4329
6	339,5	850,00	981	0,8665
7	138,41	669,53	981	0,6825
8	236,53	678,71	981	0,6919
9	908,35	487,47	981	0,4969
13	170,84	986,48	981	1,0056
14	117,23	254,82	981	0,2598
15	210,82	259,42	981	0,2644
16	327,5	291,21	981	0,2968
17	381,42	337,88	981	0,3444
18	260,14	398,96	981	0,4067

Tabla 5.6: Factor de escala aplicado a IDARC. Edificio de 3 plantas.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS				
ACEL.	ORIGINAL	ESCALADO	$g(\text{cm/s}^2)$	Ac/g
1	183,61	1113,21	981	1,1348
5	155,8	809,16	981	0,8248
6	339,5	1261,79	981	1,2862
7	138,41	431,34	981	0,4397
8	236,53	2298,08	981	2,3426
9	908,35	507,05	981	0,5169
13	170,84	673,98	981	0,6870
14	117,23	213,75	981	0,2179
15	210,82	217,98	981	0,2222
16	327,5	547,26	981	0,5579
17	381,42	168,15	981	0,1714
18	260,14	820,21	981	0,8361

Tabla 5.7: Factor de escala aplicado a IDARC. Edificio de 6 plantas.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS				
ACEL.	ORIGINAL	ESCALADO	$g(\text{cm/s}^2)$	Ac/g
1	183,61	1300,70	981	1,3259
5	155,8	1602,98	981	1,6340
6	339,5	1118,35	981	1,1400
7	138,41	455,18	981	0,4640
8	236,53	2114,11	981	2,1551
9	908,35	403,55	981	0,4114
13	170,84	700,88	981	0,7145
14	117,23	178,94	981	0,1824
15	210,82	202,35	981	0,2063
16	327,5	800,96	981	0,8165
17	381,42	151,68	981	0,1546
18	260,14	1111,07	981	1,1326

Tabla 5.8: Factor de escala aplicado a IDARC. Edificio de 9 plantas.

Lejano a falla

EDIFICIO DE 3 PLANTAS				
ACEL.	AcM. ORIG.	AcM. ESCAL.	$g(\text{cm/s}^2)$	Ac/g
2	128,56	358,431	981	0,3654
3	464,66	679,388	981	0,6925
4	258,64	1310,623	981	1,3360
10	445,3	188,378	981	0,1920
11	368,01	310,923	981	0,3169
12	198,54	274,293	981	0,2796
19	178,81	1143,000	981	1,1651
20	260,12	566,163	981	0,5771

Tabla 5.9: Factor de escala aplicado a IDARC. Edificio de 3 plantas.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS				
ACEL.	AcM. ORIG.	AcM. ESCAL.	g(cm/s ²)	Ac/g
2	128,56	922,369	981	0,9402
3	464,66	720,191	981	0,7341
4	258,64	2305,031	981	2,3497
10	445,3	272,159	981	0,2774
11	368,01	141,390	981	0,1441
12	198,54	675,663	981	0,6887
19	178,81	1257,772	981	1,2821
20	260,12	854,469	981	0,8710

Tabla 5.10: Factor de escala aplicado a IDARC. Edificio de 6 plantas.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS				
ACEL.	AcM. ORIG.	AcM. ESCAL.	g(cm/s ²)	Ac/g
2	128,56	1230,482	981	1,2543
3	464,66	1243,616	981	1,2677
4	258,64	1684,486	981	1,7171
10	445,3	409,790	981	0,4177
11	368,01	230,913	981	0,2354
12	198,54	1062,798	981	1,0834
19	178,81	2199,709	981	2,2423
20	260,12	1555,566	981	1,5857

Tabla 5.11: Factor de escala aplicado a IDARC. Edificio de 9 plantas.

Estos cálculos permiten obtener los espectros elásticos de respuesta para cada acelerograma, como viene recogido en el siguiente apartado.

6. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

En este apartado se van a calcular los desplazamientos máximos para cada planta mediante un análisis modal espectral en régimen elástico. Para realizar dicho análisis necesitamos la matriz de masas y la matriz de rigideces primeramente para obtener las propiedades modales de la estructura. Ejemplos simplificados de este cálculo se puede ver en el libro de Amadeo Benavent “*Estructuras sismorresistentes*” [3]

Debido a que hemos modelizado en IDARC la estructura y se ha realizado un análisis para obtener dichas propiedades, aplicaremos las que aparecen en los ficheros .out para cada edificio.

6.1 Propiedades modales para cada edificio

Edificio de 3 plantas

Matriz de masas:

$$M = \begin{bmatrix} 281,93 & 0 & 0 \\ 0 & 287,95 & 0 \\ 0 & 0 & 288,15 \end{bmatrix}$$

Periodos asociados a cada modo de vibración:

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	1,6441	0,6082
2	5,9661	0,1676
3	13,5227	0,0739

Tabla 6.1: Periodo asociado a modo de vibración. Edificio de 3 plantas.

Modos de vibración normalizados:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1,000 & -1,122 & 0,511 \\ 0,770 & 0,550 & -1,332 \\ 0,440 & 1,000 & 1,144 \end{bmatrix}$$

Edificio de 6 plantas:

Matriz de masas:

La cual tiene como diagonales, y el resto de valores igual a 0:

$$M = \begin{bmatrix} m_{1,1} \\ m_{2,2} \\ m_{3,3} \\ m_{4,4} \\ m_{5,5} \\ m_{6,6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 281,93 \\ 287,95 \\ 288,15 \\ 288,24 \\ 289,55 \\ 289,43 \end{bmatrix}$$

Periodos asociados a cada modo de vibración:

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	0,9695	1,0315
2	3,1187	0,3206
3	6,1019	0,1634
4	10,2834	0,0972
5	15,9688	0,0626
6	22,9930	0,0435

Tabla 6.2: Periodo asociado a modo de vibración. Edificio de 6 plantas.

Modos de vibración normalizados:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1,000 & -1,000 & -0,900 & 0,590 & 0,339 & -0,108 \\ 0,912 & -0,355 & 0,505 & -1,000 & -0,968 & 0,412 \\ 0,780 & 0,347 & 1,000 & -0,111 & 1,000 & -0,791 \\ 0,610 & 0,835 & 0,289 & 0,951 & -0,072 & 1,000 \\ 0,415 & 0,929 & -0,736 & 0,094 & -0,923 & -0,893 \\ 0,214 & 0,619 & -0,933 & -0,953 & 0,894 & 0,485 \end{bmatrix}$$

Edificio de 9 plantas

Matriz de masas:

La cual tiene como diagonales, y el resto de valores igual a 0:

$$M = \begin{bmatrix} m_{1,1} \\ m_{2,2} \\ m_{3,3} \\ m_{4,4} \\ m_{5,5} \\ m_{6,6} \\ m_{7,7} \\ m_{8,8} \\ m_{9,9} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 281,93 \\ 287,95 \\ 288,15 \\ 288,24 \\ 289,55 \\ 289,43 \\ 292,77 \\ 295,73 \\ 305,41 \end{bmatrix}$$

Periodos asociados a cada modo de vibración:

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	0,6823	1,4656
2	2,1376	0,4678
3	3,9868	0,2508
4	6,3800	0,1567
5	9,4460	0,1058
6	13,2565	0,0754
7	17,9273	0,0558
8	23,5804	0,0424
9	29,9832	0,0334

Tabla 6.3: Periodo asociado a modo de vibración. Edificio de 9 plantas.

Modos de vibración normalizados:

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1,000 & -1,000 & 1,000 & 0,911 & -0,669 & 0,423 & -0,228 & 0,093 \\ 0,954 & -0,647 & 0,097 & -0,589 & 1,000 & -1,000 & 0,722 & -0,361 \\ 0,882 & -0,179 & -0,692 & -1,000 & 0,312 & 0,603 & -1,000 & 0,742 \\ 0,789 & 0,285 & -0,928 & -0,168 & -0,871 & 0,571 & 0,535 & -1,000 \\ 0,677 & 0,650 & -0,585 & 0,777 & -0,510 & -0,767 & 0,447 & 0,798 \\ 0,551 & 0,858 & 0,078 & 0,873 & 0,650 & -0,384 & -0,891 & -0,105 \\ 0,414 & 0,870 & 0,688 & 0,055 & 0,768 & 0,836 & 0,238 & -0,660 \\ 0,271 & 0,691 & 0,903 & -0,824 & -0,341 & 0,227 & 0,699 & 0,981 \\ 0,132 & 0,377 & 0,621 & -0,865 & -0,923 & -0,890 & -0,794 & -0,669 \end{bmatrix}$$

6.2 Cálculo de desplazamientos máximos en régimen elástico

Una vez se han establecido las propiedades modales se pueden obtener los desplazamientos máximos para cada terremoto a través del espectro elástico de respuesta correspondiente a cada acelerograma.

Esto supone que se deben calcular los espectros elásticos de respuesta mediante el programa mdoflp36ERS.exe para cada acelerograma y edificio (3,6 y 9 plantas), aplicando los factores de escala obtenidos en el apartado anterior.

Se propone el acelerograma número 1 para el edificio de 6 plantas y así ver el proceso de cálculo de los desplazamientos, y el resto se completarán en una tabla resumen.

En la figura inferior se aprecia el espectro elástico de respuesta escalado correspondiente al acelerograma 1 y aplicado al edificio de 6 plantas.

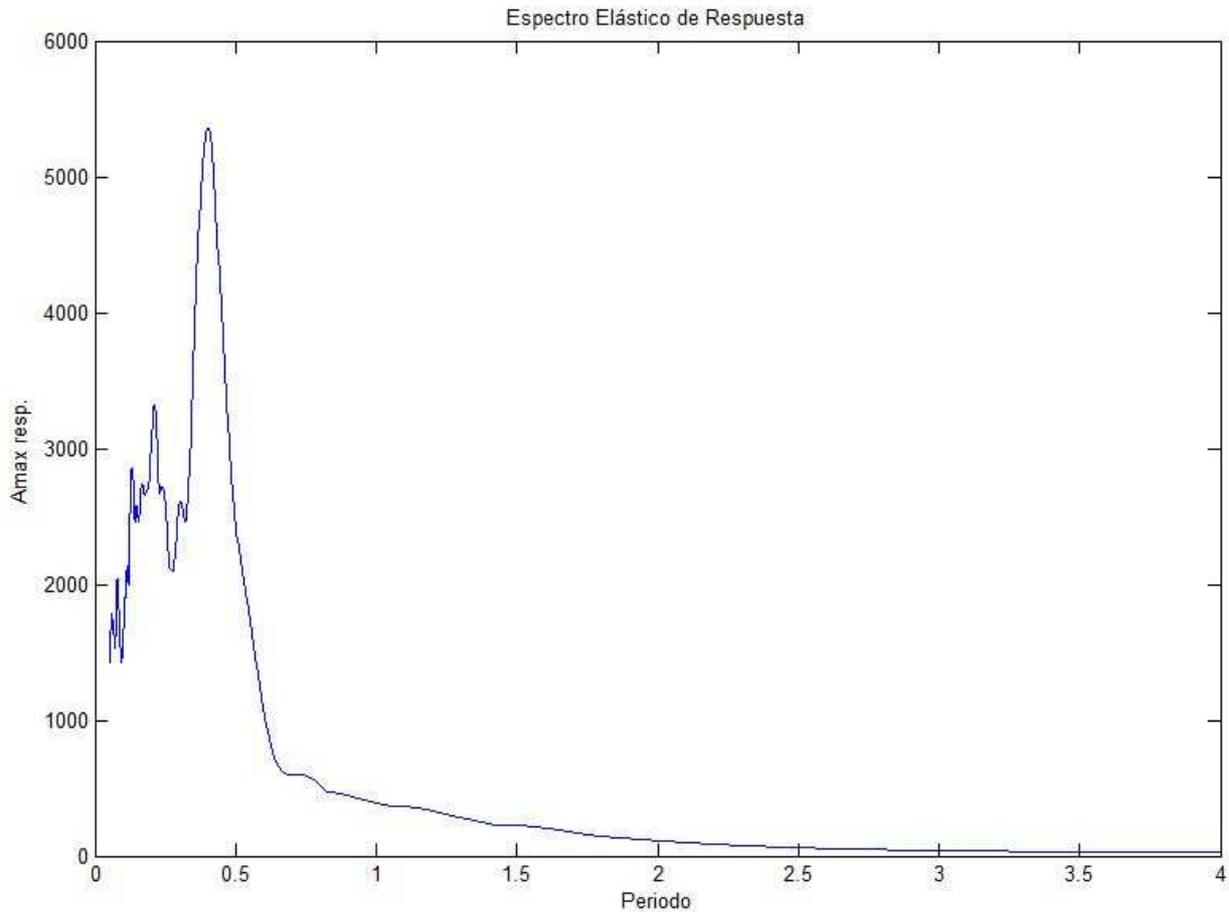


Figura 6.1: Espectro elástico de respuesta. Acelerograma 1. Edificio de 6 plantas.

Previo al cálculo de los desplazamientos es necesario hacer una serie de consideraciones a tener en cuenta.

La primera es la relación existente entre los diferentes espectros elásticos de respuesta S_d , S_v , S_a

Siendo:

S_d el desplazamiento espectral relativo

S_v la velocidad espectral relativa

S_a la aceleración espectral absoluta

Aplicando una serie de simplificaciones nos permiten obtener unas relaciones sencillas entre ellas, dichas simplificaciones se obviarán debido a que extendería el trabajo en exceso pero si se incluirán las relaciones para una mejor comprensión del proceso de cálculo de los desplazamientos:

$$S_v = S_{pv} \quad ; \quad S_a = S_{pa}$$

Siendo S_{pv} el pseudo espectro de velocidad relativa y S_{pa} el pseudo espectro de aceleración absoluta.

La relación entre S_d , S_{pv} y S_{pa} es la que sigue:

$$S_d = \frac{S_{pv}}{\omega}$$

$$S_{pv} = \frac{S_{pa}}{\omega}$$

Por lo que:

$$S_d = \frac{S_{pa}}{\omega^2} = \frac{T^2}{4\pi^2} * S_{pa}$$

La segunda consideración es la deducción del desarrollo teórico, el cual aplicando una serie de criterios se llega a la siguiente ecuación para hallar la respuesta máxima para un modo de vibración "n":

$$[v_{n,max}] = [\phi_n] * S_d * \frac{L_n}{M_n}$$

Siendo:

$$L_n = [\phi_n]^T * [M] * [r]$$

L_n se puede llamar también factor de excitación modal correspondiente al modo de vibración "n"

$[r]$ indica que un desplazamiento unitario en la base produce desplazamientos unitarios en todos los grados de libertad del sistema que estamos tratando. Si dichos desplazamientos ocurriesen en otras direcciones diferentes a la de los grados de libertad, además de 1 contendría ceros. Este vector se puede llamar vector que contiene los desplazamientos (o giros) de sólido rígido que experimentaría el sistema según los grados de libertad considerados, si se produjese un movimiento del suelo unitario.

Los demás parámetros están definidos con anterioridad.

Una vez definido esto, se procede a calcular la respuesta máxima para cada modo de vibración.

Modo 1

$$M_1 = [\phi_1]^T * [M] * [\phi_1] = 867,126 \text{ kp} * \text{s}^2 / \text{cm}$$

$$L_1 = [\phi_1]^T * [M] * [r] = 1127,2 \text{ kp} * \text{s}^2 / \text{cm}$$

Para definir S_d se utiliza la gráfica anterior de tal forma que:

$$S_{d1}(\xi, T_1) = S_d(0.05, 1.0315) = \frac{S_{pa}}{\omega_1^2} = \frac{T_1^2}{4\pi^2} * S_{pa} = \frac{1.0315^2}{4\pi^2} * S_{pa}$$

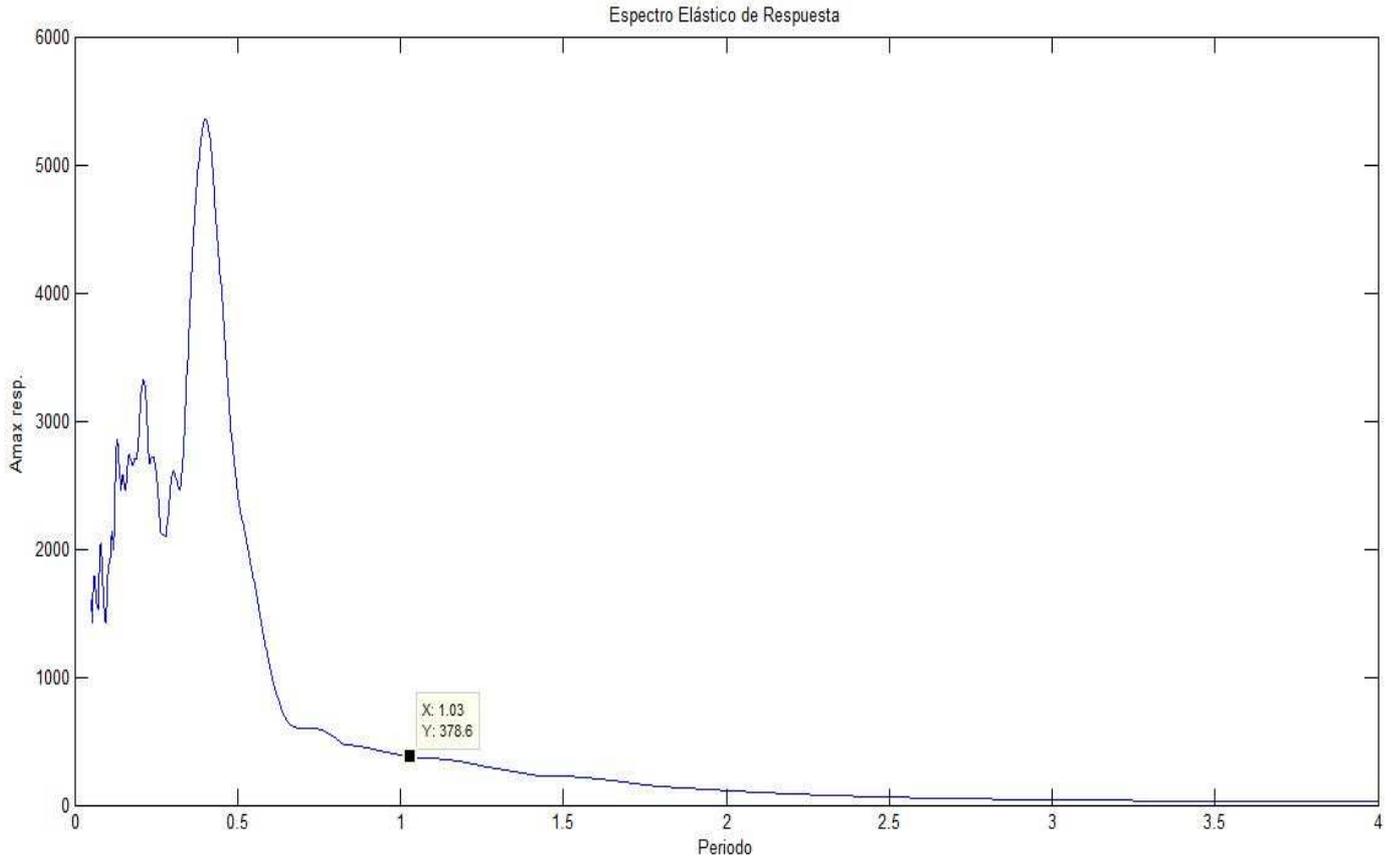


Figura 6.2: Espectro elástico de respuesta. Periodo fundamental.

$$S_{d1}(\xi, T_1) = \frac{1.0315^2}{4\pi^2} * S_{pa} = \frac{1.0315^2}{4\pi^2} * 378.6 = 10.203 \text{ cm}$$

Aplicando la ecuación descrita anteriormente para obtener el desplazamiento máximo para el primer modo de vibración:

$$[v_{1,max}] = [\phi_1] * S_{d1} * \frac{L_1}{M_1} = \begin{bmatrix} 1,000 \\ 0,912 \\ 0,780 \\ 0,610 \\ 0,415 \\ 0,214 \end{bmatrix} * 10,203 * \frac{1127,2}{867,126} = \begin{bmatrix} 13,264 \\ 12,096 \\ 10,346 \\ 8,091 \\ 5,505 \\ 2,838 \end{bmatrix} \text{ (cm)}$$

De este mismo modo actuaríamos para el segundo y tercer modo de vibración. Se analizarán los tres primeros modos ya que el resto no aportan apenas diferencias en el resultado final.

El desplazamiento máximo para el modo 2 es:

$$[v_{2,max}] = [\phi_2] * S_{d2} * \frac{L_2}{M_2} = \begin{bmatrix} -1,000 \\ -0,355 \\ 0,347 \\ 0,835 \\ 0,929 \\ 0,619 \end{bmatrix} * 6,420 * \frac{404,656}{914,676} = \begin{bmatrix} -2,840 \\ -1,008 \\ 0,986 \\ 2,372 \\ 2,639 \\ 1,758 \end{bmatrix} \text{ (cm)}$$

El desplazamiento máximo para el modo 3 es:

$$[v_{3,max}] = [\phi_3] * S_{d3} * \frac{L_3}{M_3} = \begin{bmatrix} -0,900 \\ 0,505 \\ 1,000 \\ 0,289 \\ -0,736 \\ -0,933 \end{bmatrix} * 1,821 * \frac{-220,011}{1023,800} = \begin{bmatrix} 0,353 \\ -0,198 \\ -0,392 \\ -0,113 \\ 0,288 \\ 0,366 \end{bmatrix} (cm)$$

Como se aprecia el modo 3 sufre unos desplazamientos pequeños comparados con el modo 1 y su poco efecto se resaltarán al realizar la combinación de los tres modos de vibración.

6.3 Combinación de modos de vibración

El análisis modal espectral es aplicable a situaciones lineales, es decir, siempre que la estructura se encuentre dentro del estado elástico como se ha mencionado con anterioridad. Así este método da como resultado el valor máximo del desplazamiento de la estructura (o los esfuerzos máximos) pero sin indicar en qué instante de tiempo se produce dicho máximo.

Debido a esta falta de simultaneidad en la respuesta máxima impide que se obtenga un valor exacto. De esta limitación han surgido diferentes hipótesis sobre como sumar los máximos de distintos modos. Criterios sobre esto hay varios, entre ellos el máximo valor probable, superposición directa, propuesta de Alejandro Gómez, combinación cuadrática completa y la doble suma.

Para este trabajo se empleará el criterio de máximo valor probable o SRSS. Este método expone que los máximos modales no se suman en forma algebraica directa sino a través de la suma cuadrática, es decir, que el vector desplazamientos máximos de todos los modos puede aproximarse para cada componente i , por la siguiente expresión:

$$v_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N (v_{n,max})^2}$$

Siendo N los modos de vibración que se van a combinar. Para ver la influencia del tercer modo de vibración, vamos a combinar primero el modo 1 y 2, y posteriormente los 3 modos de vibración que tenemos.

Combinación de modos 1 y 2

$$v_{(1,2)max} = \begin{bmatrix} 13,565 \\ 12,139 \\ 10,393 \\ 8,431 \\ 6,104 \\ 3,339 \end{bmatrix} (cm)$$

Combinación de modos 1, 2 y 3

$$v_{(1,2,3)max} = \begin{bmatrix} 13,569 \\ 12,140 \\ 10,400 \\ 8,432 \\ 6,111 \\ 3,359 \end{bmatrix} (cm)$$

Como se aprecia la diferencia entre $v_{(1,2)max}$ y $v_{(1,2,3)max}$ hay diferencias ya inferiores al milímetro, y es por eso que los modos de vibración siguientes se ha decidido no tenerlos en cuenta para el cálculo elástico.

Por el mismo método empleado en este apartado se calculará la máxima respuesta elástica para todos los acelerogramas y edificios que se están tratando en este trabajo.

6.4 Desplazamientos para cada terremoto

(Excluyendo el primero, ya que se ha realizado en este apartado)

Cercano a falla

ACEL.	STORY	$v_{elástico} (cm)$
1	3	7,4617
	2	5,743
	1	3,3059
5	3	7,4551
	2	5,7396
	1	3,2872
6	3	7,4745
	2	5,7494
	1	3,3426
7	3	7,4567
	2	5,7405
	1	3,2919
8	3	7,458
	2	5,7411
	1	3,2959
9	3	7,4579
	2	5,7412
	1	3,2938
13	3	7,4567
	2	5,7405
	1	3,2919

Tabla 6.4: Desplazamientos máximos elásticos (1). Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
14	3	7,4579
	2	5,7412
	1	3,2938
15	3	7,458
	2	5,7411
	1	3,2959
16	3	7,4551
	2	5,7396
	1	3,2872
17	3	7,4745
	2	5,7494
	1	3,3426
18	3	7,4579
	2	5,7412
	1	3,2938

Tabla 6.5: Desplazamientos máximos elásticos (2). Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

Lejano a falla

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
2	3	7,4535
	2	5,7388
	1	3,2829
3	3	7,457
	2	5,7406
	1	3,293
4	3	7,4997
	2	5,7621
	1	3,4137
10	3	7,4518
	2	5,7379
	1	3,2794
11	3	7,453
	2	5,7387
	1	3,2805
12	3	7,4535
	2	5,7389
	1	3,2819
19	3	7,4989
	2	5,7617
	1	3,4113
20	3	7,4575
	2	5,7408
	1	3,2945

Tabla 6.6: Desplazamientos máximos elásticos. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

Edificio de 6 plantas

Cercano a falla

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
1	6	13,495
	5	12,1565
	4	10,3628
	3	8,4002
	2	6,2342
	1	3,5449
5	6	13,3735
	5	12,1124
	4	10,3665
	3	8,2133
	2	5,7276
	1	3,0369
6	6	13,4826
	5	12,1295
	4	10,3962
	3	8,3283
	2	5,9405
	1	3,242
7	6	13,2987
	5	12,1016
	4	10,3519
	3	8,1302
	2	5,5762
	1	2,9017
8	6	15,9451
	5	12,5006
	4	10,8106
	3	10,9477
	2	9,8904
	1	6,19
9	6	13,2917
	5	12,1006
	4	10,3521
	3	8,1214
	2	5,5618
	1	2,8929

Tabla 6.7: Desplazamientos máximos elásticos (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
13	6	13,3232
	5	12,1055
	4	10,3592
	3	8,1558
	2	5,6254
	1	2,9522
14	6	13,2723
	5	12,0977
	4	10,3471
	3	8,1006
	2	5,5223
	1	2,854
15	6	13,2793
	5	12,1002
	4	10,3475
	3	8,1106
	2	5,5483
	1	2,881
16	6	13,3704
	5	12,1115
	4	10,3637
	3	8,2114
	2	5,7225
	1	3,0275
17	6	13,2716
	5	12,0988
	4	10,3479
	3	8,099
	2	5,5182
	1	2,8502
18	6	13,3242
	5	12,1056
	4	10,3587
	3	8,1574
	2	5,6276
	1	2,952

Tabla 6.8: Desplazamientos máximos elásticos (2). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

Lejano a falla

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
2	6	13,4518
	5	12,1232
	4	10,3781
	3	8,3024
	2	5,8839
	1	3,1654
3	6	13,3862
	5	12,1138
	4	10,3667
	3	8,2289
	2	5,7541
	1	3,0553
4	6	14,0416
	5	12,2143
	4	10,5207
	3	8,9268
	2	6,9597
	1	4,1075
10	6	13,2858
	5	12,1
	4	10,3496
	3	8,1156
	2	5,5491
	1	2,8771

Tabla 6.9: Desplazamientos máximos elásticos (1). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
11	6	13,2659
	5	12,0969
	4	10,3462
	3	8,0933
	2	5,5088
	1	2,8423
12	6	13,3289
	5	12,1061
	4	10,3577
	3	8,1639
	2	5,6376
	1	2,9562
19	6	13,3448
	5	12,111
	4	10,38
	3	8,1686
	2	5,6639
	1	3,0267
20	6	13,3997
	5	12,1161
	4	10,371
	3	8,2427
	2	5,78
	1	3,0818

Tabla 6.10: Desplazamientos máximos elásticos (2). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

Edificio de 9 plantas

Cercano a falla

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
1	9	21,8218
	8	19,3931
	7	16,8950
	6	15,3488
	5	14,6281
	4	13,8926
	3	12,1845
	2	9,0595
	1	4,8052
5	9	20,5004
	8	18,7866
	7	16,8338
	6	15,1843
	5	13,7987
	4	12,3403
	3	10,3105
	2	7,4271
	1	3,8718

6	9	20,1924
	8	18,6561
	7	16,8101
	6	15,1280
	5	13,6081
	4	11,9876
	3	9,8525
	2	6,9916
	1	3,6049
7	9	19,1433
	8	18,1881
	7	16,7694
	6	15,0144
	5	12,9519
	4	10,6485
	3	8,1157
	2	5,3990
	1	2,6662
8	9	20,6559
	8	18,8257
	7	16,8784
	6	15,2763
	5	13,8879
	4	12,4443
	3	10,5038
	2	7,6953
	1	4,0764
9	9	19,0929
	8	18,1647
	7	16,7714
	6	15,0152
	5	12,9200
	4	10,5740
	3	8,0198
	2	5,3166
	1	2,6214

Tabla 6.11: Desplazamientos máximos elásticos (1). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
13	9	19,1229
	8	18,1783
	7	16,7696
	6	15,0142
	5	12,9389
	4	10,6190
	3	8,0780
	2	5,3666
	1	2,6486
14	9	19,0378
	8	18,1270
	7	16,7345
	6	14,9751
	5	12,8849
	4	10,5418
	3	7,9761
	2	5,2596
	1	2,5771
15	9	19,0566
	8	18,1522
	7	16,7637
	6	15,0005
	5	12,8984
	4	10,5401
	3	7,9632
	2	5,2443
	1	2,5673
16	9	19,8134
	8	18,4824
	7	16,7991
	6	15,0939
	5	13,3699
	4	11,5045
	3	9,2478
	2	6,4596
	1	3,3017
17	9	19,0195
	8	18,1370
	7	16,7634
	6	14,9971
	5	12,8754
	4	10,4902
	3	7,8937
	2	5,1760
	1	2,5248

18	9	19,4751
	8	18,3236
	7	16,7953
	6	15,0756
	5	13,1561
	4	11,0488
	3	8,6760
	2	5,9676
	1	3,0297

Tabla 6.12: Desplazamientos máximos elásticos (2). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

Lejano a falla

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
2	9	20,5246
	8	18,8036
	7	16,8275
	6	15,1731
	5	13,8155
	4	12,3859
	3	10,3542
	2	7,4465
	1	3,8728
3	9	19,6147
	8	18,388
	7	16,7978
	6	15,0851
	5	13,2441
	4	11,2357
	3	8,9142
	2	6,1768
	1	3,1474
4	9	19,8701
	8	18,5016
	7	16,8087
	6	15,1145
	5	13,4037
	4	11,5585
	3	9,331
	2	6,557
	1	3,3704

Tabla 6.13: Desplazamientos máximos elásticos (1). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
10	9	19,4297
	8	18,3155
	7	16,7805
	6	15,0445
	5	13,1309
	4	11,0236
	3	8,6144
	2	5,8653
	1	2,9444
11	9	19,036
	8	18,1441
	7	16,7636
	6	14,9985
	5	12,8857
	4	10,5127
	3	7,9246
	2	5,2057
	1	2,5429
12	9	20,4228
	8	18,7529
	7	16,8285
	6	15,1715
	5	13,7505
	4	12,2502
	3	10,1956
	2	7,3206
	1	3,8078
19	9	19,3186
	8	18,2417
	7	16,8046
	6	15,0883
	5	13,0549
	4	10,8068
	3	8,3879
	2	5,7523
	1	2,9305

Tabla 6.14: Desplazamientos máximos elásticos (2). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	$v_{elástico}$ (cm)
20	9	19,6086
	8	18,3777
	7	16,8066
	6	15,1021
	5	13,2382
	4	11,2057
	3	8,8931
	2	6,1862
	1	3,1684

Tabla 6.15: Desplazamientos máximos elásticos (3). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Para poder compara los desplazamientos en régimen elástico con los que obtengamos mediante el programa IDARC se han de transferir a términos de desplazamientos entre planta o story drift.

Esto se realizará en el apartado correspondiente para la comparación de ambos.

7. CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS

Como se pudo ver en el apartado 3, se definieron las estructuras en el programa IDARC por lo que ahora, falta realizar un análisis aplicando los factores de escala obtenidos en el apartado 4 para cada terremoto.

Dicho análisis se debe repetir tanto para las estructuras que estamos tratando, 3, 6 y 9 plantas.

7.1 Cambios en el fichero de input para cada estructura:

Dynamic analysis

```
DYNAMIC ANALYSIS
0.7434, 0.0, 0.01, 18, 5, 3
```

Figura 7.1: Dynamic analysis

Como se citó en el apartado 3, se van a establecer que valores deben permanecer fijos y cuales deben variar:

- Aceleración horizontal máxima: 0,7434 g (VARÍA SEGÚN ACELEROGRAMA)
- Aceleración vertical máxima: 0 (FIJA)
- Incremento de tiempo para el análisis: 0,01 segundos (FIJO)
- Duración total del análisis: 18 segundos (VARÍA SEGÚN ACELEROGRAMA)
- Coeficiente de amortiguamiento (%): 5 % (FIJO)
- Tipo de amortiguamiento aplicado en la estructura: 3 (Amortiguamiento de Rayleigh)(FIJO)

Input wave

```
INPUT WAVE
0, 1810, 0.01
TERREMOTO 1 CERCANO A FALLA
000067.dat
```

Figura 7.2: Input edificio de 3 plantas. Input wave.

Para definir la señal, se introducen los siguientes parámetros:

- Componente vertical no incluida: 0 (FIJA)
- Número de puntos de la señal del terremoto: 1810 (VARÍA SEGÚN ACELEROGRAMA)
- Intervalo de tiempo en la señal del terremoto: 0,01 (FIJO)

Cabe destacar que los intervalos de tiempo entre datos son fijos debido a que todos los acelerogramas tienen el mismo intervalo.

Mediante estos análisis en el archivo .out de cada acelerograma y estructura analizada podremos obtener los story drift o desplazamientos entre plantas, observando el máximo en el tiempo de los mismos a lo largo de cada análisis.

Estos desplazamientos serán los que tendremos que comparar con los desplazamientos relativos que hemos calculado con anterioridad para la respuesta en régimen elástico.

7.2 Desplazamientos máximos obtenidos en análisis dinámicos directos

Edificio de 3 plantas: Cercano a falla

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
1	3	23,737
	2	24,333
	1	23,189
5	3	18,546
	2	21,533
	1	23,126
6	3	21,125
	2	19,456
	1	23,541
7	3	41,826
	2	42,956
	1	44,215
8	3	17,974
	2	17,606
	1	15,260
9	3	26,515
	2	30,988
	1	36,369
13	3	24,378
	2	27,666
	1	33,088
14	3	24,168
	2	28,743
	1	31,733
15	3	23,785
	2	28,244
	1	32,662
16	3	20,311
	2	25,454
	1	28,583
17	3	69,091
	2	76,191
	1	97,117
18	3	15,592
	2	21,068
	1	27,818

Tabla 7.1: Desplazamientos entre plantas. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

Edificio de 3 plantas: Lejano a falla

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
2	3	16,269
	2	20,559
	1	23,096
3	3	21,250
	2	26,951
	1	33,471
4	3	21,067
	2	17,065
	1	17,664
10	3	14,539
	2	19,343
	1	22,159
11	3	40,574
	2	44,307
	1	49,334
12	3	17,065
	2	20,221
	1	23,382
19	3	18,093
	2	21,828
	1	31,041
20	3	16,794
	2	22,216
	1	29,542

Tabla 7.2: Desplazamientos entre plantas. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

Edificio de 6 plantas: Cercano a falla

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
1	6	59,922
	5	51,601
	4	39,537
	3	38,385
	2	41,601
	1	44,121
5	6	31,438
	5	31,208
	4	32,100
	3	29,661
	2	24,131
	1	20,894

6	6	50,429
	5	45,727
	4	43,030
	3	44,583
	2	41,335
	1	44,095
7	6	24,024
	5	29,559
	4	31,204
	3	28,719
	2	27,860
	1	26,604
8	6	67,686
	5	57,018
	4	53,089
	3	57,728
	2	53,848
	1	51,318
9	6	35,644
	5	39,525
	4	41,546
	3	39,910
	2	36,034
	1	34,843

Tabla 7.3: Desplazamientos entre plantas (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
13	6	20,747
	5	23,169
	4	21,416
	3	25,885
	2	25,072
	1	22,287
14	6	23,707
	5	30,580
	4	33,865
	3	33,217
	2	28,194
	1	23,435
15	6	24,988
	5	28,809
	4	29,790
	3	28,604
	2	24,129
	1	22,132

16	6	36,524
	5	37,546
	4	33,116
	3	24,991
	2	17,663
	1	15,416
17	6	26,417
	5	35,337
	4	40,535
	3	41,283
	2	37,421
	1	34,403
18	6	26,341
	5	27,334
	4	26,912
	3	25,894
	2	22,873
	1	19,034

Tabla 7.4: Desplazamientos entre plantas (2). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

Edificio de 6 plantas: Lejano a falla

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
2	6	46,336
	5	41,113
	4	33,723
	3	26,824
	2	21,956
	1	22,449
3	6	23,212
	5	23,272
	4	23,202
	3	23,587
	2	25,445
	1	26,267
4	6	43,102
	5	43,288
	4	44,973
	3	50,204
	2	46,220
	1	51,251

10	6	16,121
	5	19,070
	4	18,837
	3	19,440
	2	18,109
	1	15,551

Tabla 7.5: Desplazamientos entre plantas (1). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
11	6	12,284
	5	17,539
	4	20,279
	3	19,858
	2	16,501
	1	12,759
12	6	30,542
	5	26,740
	4	26,960
	3	25,267
	2	21,093
	1	20,064
19	6	14,679
	5	16,943
	4	18,211
	3	18,914
	2	17,017
	1	15,240
20	6	29,897
	5	26,406
	4	23,379
	3	20,301
	2	17,558
	1	17,228

Tabla 7.6: Desplazamientos entre plantas (2). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

Edificio de 9 plantas: Cercano a falla

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
1	9	44,840
	8	37,455
	7	32,064
	6	30,862
	5	34,460
	4	33,327
	3	32,807
	2	28,763
	1	24,104
5	9	71,980
	8	65,117
	7	47,144
	6	36,289
	5	31,268
	4	33,276
	3	35,658
	2	36,888
	1	37,680
6	9	26,222
	8	29,129
	7	28,353
	6	30,105
	5	33,870
	4	35,540
	3	33,597
	2	28,807
	1	25,901
7	9	15,717
	8	24,474
	7	30,297
	6	31,822
	5	29,913
	4	30,466
	3	29,358
	2	26,360
	1	22,689
8	9	46,095
	8	41,794
	7	36,459
	6	32,347

	5	37,003
	4	38,232
	3	38,360
	2	38,558
	1	40,034
9	9	18,903
	8	23,009
	7	25,043
	6	29,870
	5	32,233
	4	32,663
	3	31,365
	2	26,258
1	19,596	

Tabla 7.7: Desplazamientos entre plantas (1). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
13	9	18,510
	8	26,015
	7	30,516
	6	35,639
	5	37,777
	4	36,512
	3	33,676
	2	28,667
1	24,018	
14	9	14,738
	8	20,634
	7	24,471
	6	25,891
	5	25,652
	4	24,646
	3	22,626
	2	18,850
1	14,409	
15	9	14,564
	8	20,104
	7	22,819
	6	24,486
	5	23,811
	4	21,212
	3	18,826
	2	16,455
1	13,267	

16	9	53,142
	8	50,476
	7	40,278
	6	27,547
	5	25,747
	4	26,005
	3	25,910
	2	25,037
	1	24,777
17	9	12,413
	8	20,583
	7	28,346
	6	33,681
	5	35,983
	4	35,611
	3	32,650
	2	26,970
	1	20,653
18	9	44,886
	8	44,244
	7	41,347
	6	41,778
	5	41,154
	4	38,423
	3	36,499
	2	34,092
	1	30,920

Tabla 7.8: Desplazamientos entre plantas (2). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

Edificio de 9 plantas: Lejano a falla

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
2	9	64,273
	8	56,289
	7	41,789
	6	32,013
	5	27,064
	4	29,448
	3	31,545
	2	31,117
	1	30,814

3	9	33,318
	8	31,696
	7	27,492
	6	26,051
	5	27,745
	4	27,298
	3	24,659
	2	21,677
	1	19,028
4	9	22,671
	8	22,951
	7	24,235
	6	25,733
	5	29,980
	4	31,325
	3	32,191
	2	29,103
	1	26,077
10	9	19,562
	8	21,654
	7	22,510
	6	22,297
	5	19,595
	4	15,919
	3	16,076
	2	16,343
	1	14,257

Tabla 7.9: Desplazamientos entre plantas (1). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	STORY DRIFT (mm)
11	9	11,890
	8	18,127
	7	21,643
	6	21,659
	5	21,082
	4	19,954
	3	17,730
	2	14,069
	1	10,151
12	9	46,455
	8	48,367
	7	42,081
	6	45,167
	5	45,424
	4	41,807
	3	36,939
	2	32,930
	1	31,827

19	9	20,453
	8	25,822
	7	31,539
	6	33,460
	5	33,431
	4	30,985
	3	27,147
	2	21,849
	1	21,814
20	9	37,667
	8	35,397
	7	29,451
	6	27,962
	5	28,674
	4	28,626
	3	28,730
	2	25,926
	1	20,570

Tabla 7.10: Desplazamientos entre plantas (2). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Este es el resultado para todos los acelerogramas analizados. De este apartado y el anterior se pueden realizar ya una serie de comparaciones y comenzar a extraer de estas unas conclusiones. Estas se realizarán en el siguiente apartado.

Previamente es necesario analizar el comportamiento dúctil de la estructura

7.3 Coeficiente de ductilidad μ

El coeficiente μ permite obtener la medida del grado de plastificación que posee nuestro sistema, o dicho en otras palabras la capacidad que tiene de plastificar sin romperse. Se puede ver más detallado en el libro de Amadeo Benavent “*Estructuras sismorresistentes*” [3].

La ductilidad se puede definir a nivel material como:

$$\mu = \frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_y}$$

Dónde ε_{\max} es el alargamiento unitario máximo que sufriría un material y ε_y es el alargamiento de fluencia, como se aprecia en la figura inferior para un acero B500S laminado en caliente:

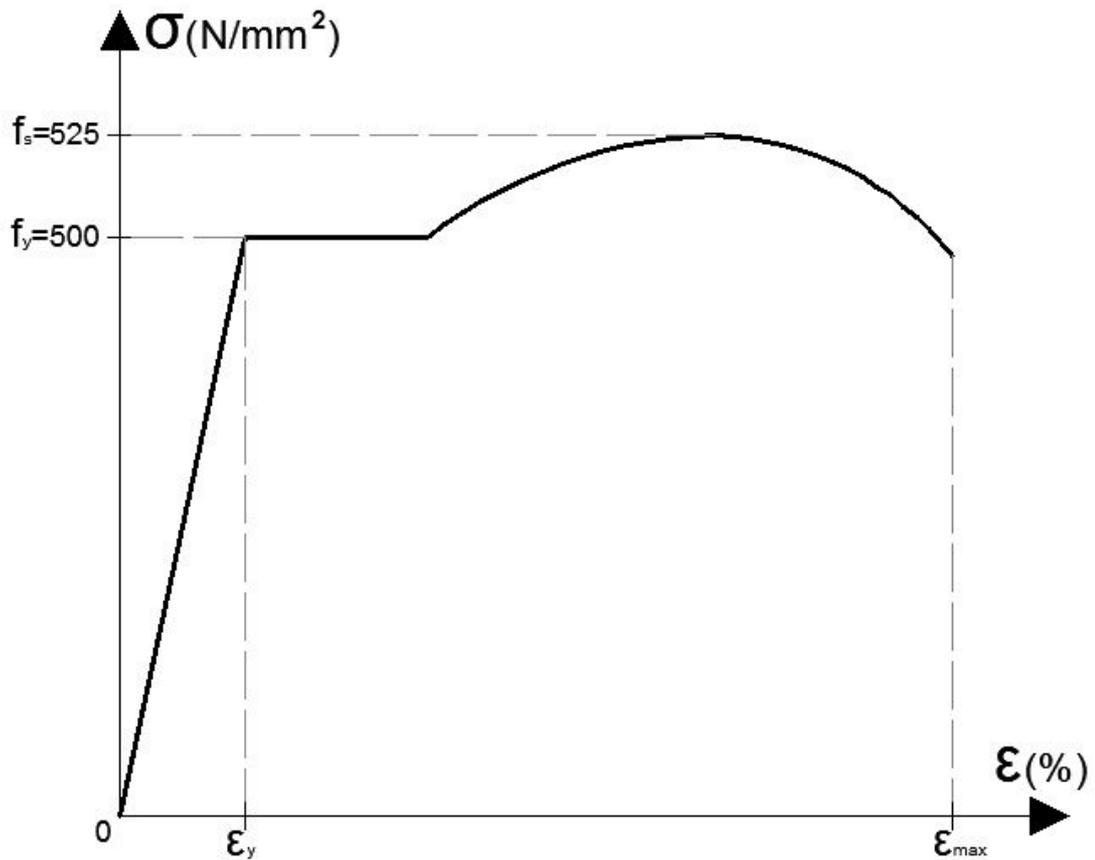


Figura 7.3: Diagrama tensión – deformación acero B500S.

A nivel global de la estructura, el coeficiente de ductilidad viene dado por la curva de capacidad de la estructura.

Dicha curva de capacidad se obtiene realizando un análisis incremental constante de cargas o análisis pushover. Mediante este análisis obtendremos la relación entre el cortante basal de la estructura y los desplazamientos que sufre a lo largo del tiempo, pudiendo determinar la rigidez general de la misma, así como el desplazamiento máximo que admite. La ecuación que rige el nivel de ductilidad global es el siguiente:

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y}$$

Dónde δ_{\max} es el desplazamiento máximo en la última planta y δ_y el desplazamiento de fluencia.

Una curva tipo de capacidad podría ser la siguiente:

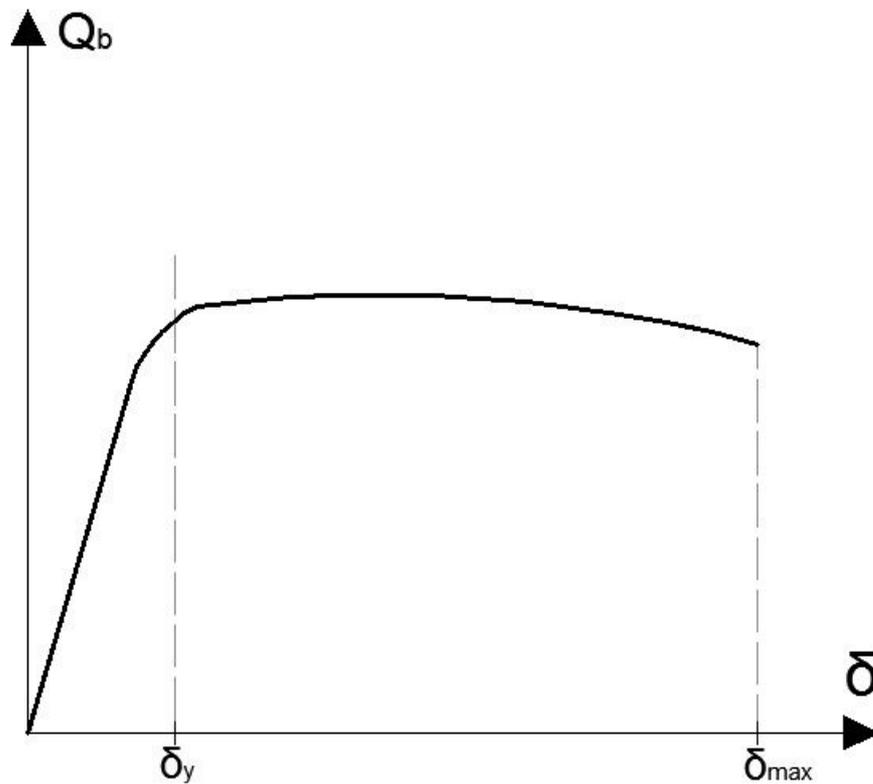


Figura 7.4: Curva de capacidad global.

Esta curva se deberá obtener para cada planta posteriormente, realizando el análisis pushover antes comentado. De esta forma podremos obtener tanto el cortante de fluencia Q_y , la rigidez lateral K_i por planta y el desplazamiento de fluencia δ_y .

Una vez definamos estos parámetros y estableciendo como la deformación plástica aparente en las direcciones positiva y negativa como sigue:

$$\delta_{pm}^{\pm} = \delta_m^{\pm} - \delta_y$$

Siendo δ_m^{\pm} el desplazamiento entre plantas máximo, que lo denominaremos δ_m . De esta forma la ecuación para definir la ductilidad por planta (i) sería:

$$\mu_i = \frac{\delta_{mi} - \delta_{yi}}{\delta_{yi}}$$

Cabe citar que se puede prefijar un nivel de μ deseado e iterar de forma que estableciendo un valor inicial Q_y se pueda determinar y comparar la ductilidad perseguida con la obtenida. Si variamos el cortante de fluencia por planta en las iteraciones podríamos hallar el valor necesario para que se dé el coeficiente μ que buscamos.

Así mismo el concepto de ductilidad está relacionado con la disipación de energía de tal forma que cuanto mayor sea la ductilidad, mayor es la capacidad de disipación de la energía.

Así mismo la resistencia lateral está relacionada con la capacidad de absorción del material, de la misma forma que la ductilidad con la disipación de energía.

El principal problema reside en que si se desea obtener una alta capacidad de absorción tiene que ser en sacrificio de la ductilidad y viceversa. Esto tiene una gran influencia en el proyecto sismorresistente, ya que la resistencia que se le debería otorgar a una estructura para que se comportase en régimen elástico, sometida esta a un terremoto de una elevada magnitud elevaría el costo de una forma desproporcionada.

Por ello se dota a los edificios de una capacidad de disipación para que, aunque sufra daños, el edificio no colapse y permita evitar pérdidas humanas.

Una vez establecido esto, y para poder calcular dicho nivel de ductilidad el primer paso sería obtener el cortante de fluencia por planta, realizando un análisis bajo cargas monótonas incrementales o análisis pushover.

Como ejemplo se explicará la obtención de Q_y para el edificio de 6 plantas, analizando la primera planta del mismo.

7.3.1 cálculo de Q_y por planta

Realizando un análisis por capacidad, representando en el “eje y” variaciones que sufre el cortante para esta planta y en el “eje x” la evolución de los desplazamientos relativos o desplazamientos entre planta a lo largo del análisis (para este caso el desplazamiento máximo de la planta 1 y el desplazamiento entre planta es el mismo).

De esta forma la curva que se obtiene es la siguiente:

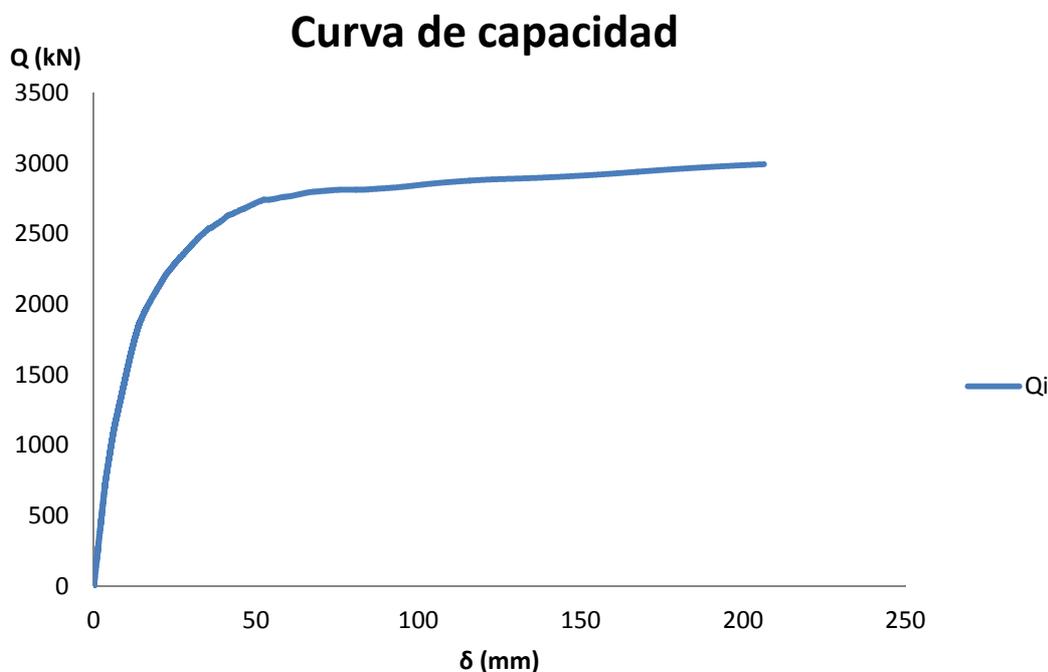


Figura 7.5: Curva de capacidad. Planta 1. Edificio de 6 plantas.

Como se comentó en la modelización de la estructura en el programa IDARC, al introducirla definiendo los elementos en dimensión y armado, y no mediante una definición del diagrama momento – curvatura manual. IDARC parece realizar un fallo numérico, ya que la curva debería tender a la horizontalidad. Esto no influye en los resultados que pretendemos hallar.

Primeramente se traza una recta que debe pasar por el origen y la cual tiene una pendiente igual a la rigidez inicial elástica, es decir, cuando la pendiente de $Q - \delta$ permanece constante.

Dicha recta la denominaremos “R1” de tal forma que quedaría así:

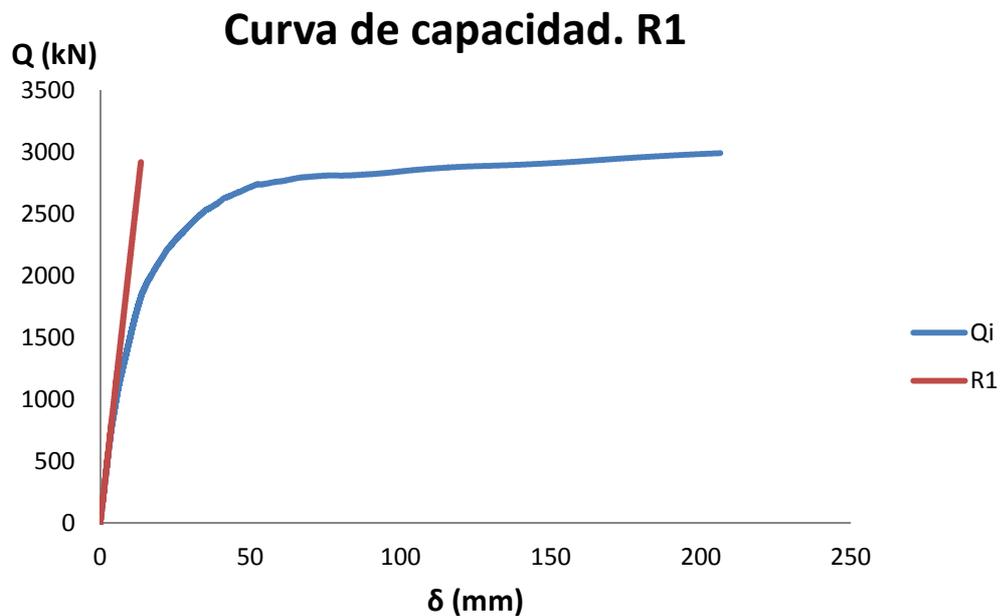


Figura 7.6: Curva de capacidad. Definición R1. Edificio de 6 plantas.

Seguidamente trazamos una línea que se llamará “R2” tangente a dicha horizontal que se explica en el párrafo anterior, de tal forma que nuestra gráfica quedaría descrita por la curva “Q”, las rectas “R1” y “R2”, al valor en el eje de ordenadas del punto de intersección entre ambas rectas se denominará “Q1” el cual queda remarcado con un círculo negro:

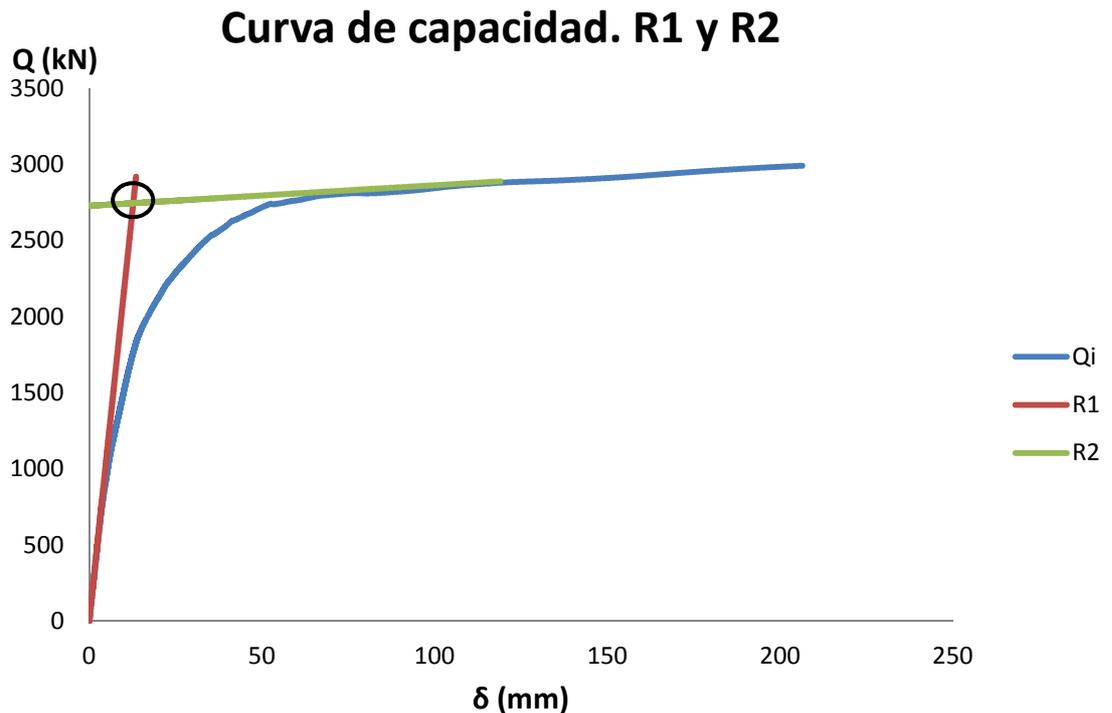


Figura 7.7: Curva de capacidad. Definición Q1. Edificio de 6 plantas.

El valor Q1 que se obtiene es: 2746,88 kN

Una de las formas de valorar cual es el cortante de fluencia en este proceso, es calcular el 60% de este valor, y volver a realizar otra intersección.

$$60\% \text{ de } Q_1 = 0,6 * 2746,88 = \underline{1648,13 \text{ kN}}$$

Una vez hallado este valor, se introduce en la curva “Qi” y se obtiene el desplazamiento para este valor de cortante. Por lo que para un valor de 1648,13 kN δ tiene un valor de:

$$\delta = 11,378 \text{ mm}$$

De nuevo se vuelve a trazar una recta con la pendiente que nos da los valores de Q y δ calculados arriba, y como sabemos que:

$$\delta = \frac{Q}{K}; \quad K = \frac{Q}{\delta}$$

La nueva recta se definirá como “R3” y la intersección entre esta y “R2” será el cortante de fluencia Q_y que buscamos y queda rodeado por un círculo negro. Gráficamente se ve de la siguiente forma:

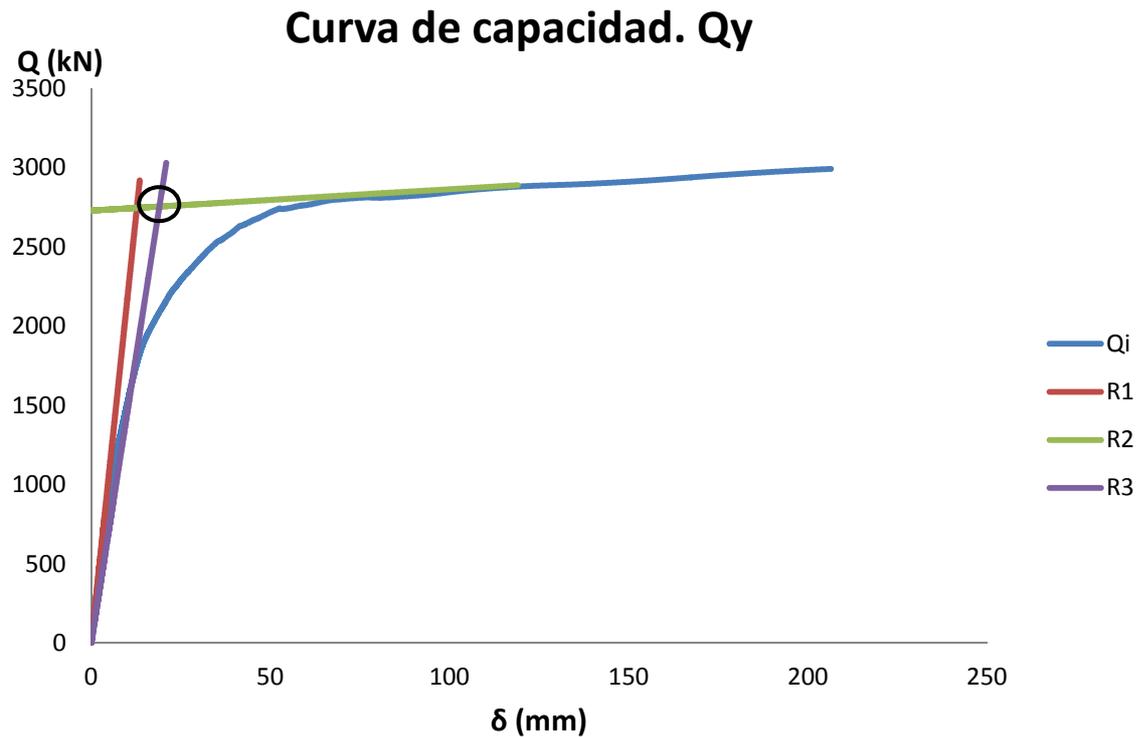


Figura 7.8: Curva de capacidad. Definición Q_y . Edificio de 6 plantas.

De esta forma se ha hallado el valor Q_y para la planta 1 que viene recogido en la tabla inferior. Así mismo como se deduce en la fórmula superior, la rigidez lateral de la planta tiene el mismo valor que la pendiente para la recta "R3". Y finalmente aplicando la fórmula:

$$\delta_{yi} = \frac{Q_{yi}}{K_i}$$

Obtenemos el desplazamiento de fluencia para la planta que estamos tratando. El resultado final se recoge en la siguiente tabla:

$Q_{yi}(kN)$	$K_i(kN/mm)$	$\delta_{yi}(mm)$
2754,752	144,849	19,018

Tabla 7.11: Definición de cortante de fluencia, rigidez y desplazamiento de fluencia.

De esta forma, se aplica el mismo procedimiento para cada planta del edificio, así como de los otros dos edificios que estamos calculando en este trabajo de 3 y 9 plantas.

7.3.2 valores de Q_{yi} , K_i y δ_{yi} por planta y edificio.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			
STORY	$Q_{yi}(kN)$	$K_i(kN/mm)$	$\delta_{yi}(mm)$
3	828,477	86,930	9,530
2	1684,717	105,990	15,895
1	2595,074	126,787	20,468

Tabla 7.12: Cortante, rigidez y desplazamiento. Edificio de 3 plantas.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			
STORY(i)	$Q_{yi}(kN)$	$K_i(kN/mm)$	$\delta_{yi}(mm)$
6	435,923	82,189	5,304
5	878,153	88,823	9,887
4	1327,302	89,598	14,814
3	1788,699	96,151	18,603
2	2262,347	114,329	19,788
1	2754,752	144,850	19,018

Tabla 7.13: Cortante, rigidez y desplazamiento. Edificio de 6 plantas.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			
STORY(i)	$Q_{yi}(kN)$	$K_i(kN/mm)$	$\delta_{yi}(mm)$
9	305,134	89,059	3,426
8	615,604	94,246	6,532
7	940,540	86,344	10,893
6	1269,226	83,794	15,147
5	1591,322	86,008	18,502
4	1917,228	90,146	21,268
3	2261,094	98,232	23,018
2	2603,642	118,964	21,886
1	2955,158	160,554	18,406

Tabla 7.14: Cortante, rigidez y desplazamiento. Edificio de 9 plantas.

Una vez que se han definido los desplazamientos de fluencia por planta, se puede calcular el nivel de ductilidad que hallábamos, para cada planta y terremoto analizado.

Para ello se aplica la fórmula definida arriba $\mu_i = \frac{\delta_{mi} - \delta_{yi}}{\delta_{yi}}$; teniendo en cuenta que para $\delta_{mi} < \delta_{yi}$, $\delta_{pm}^{\pm} = 0$ y por consiguiente $\mu_i = 0$ [4]. Pese a esto, en las tablas siguiente se recogerán los valores negativos para el nivel de ductilidad por planta, con el fin de ver los resultados de una forma clara, y sabiendo que dichos valores negativos a efectos prácticos serán 0. El desplazamiento máximo que aparece es el recogido en las tablas superiores, se adjunta a fin de facilitar el cálculo y comprobación de la ductilidad.

7.3.3 coeficiente μ_i obtenido por edificio y planta

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			μ_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
1	3	23,737	1,491
	2	24,333	0,531
	1	23,189	0,133
5	3	18,546	0,946
	2	21,533	0,355
	1	23,126	0,130
6	3	21,125	1,217
	2	19,456	0,224
	1	23,541	0,150
7	3	41,826	3,389
	2	42,956	1,702
	1	44,215	1,160
8	3	17,974	0,886
	2	17,606	0,108
	1	15,260	-0,254 (0)
9	3	26,515	1,782
	2	30,988	0,950
	1	36,369	0,777
13	3	24,378	1,558
	2	27,666	0,741
	1	33,088	0,617
14	3	24,168	1,536
	2	28,743	0,808
	1	31,733	0,550
15	3	23,785	1,496
	2	28,244	0,777
	1	32,662	0,596
16	3	20,311	1,131
	2	25,454	0,601
	1	28,583	0,396
17	3	69,091	6,250
	2	76,191	3,793
	1	97,117	3,745
18	3	15,592	0,636
	2	21,068	0,325
	1	27,818	0,359

Tabla 7.15: Nivel de ductilidad. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			μ_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
2	3	16,269	0,707
	2	20,560	0,293
	1	23,097	0,128
3	3	21,250	1,230
	2	26,951	0,696
	1	33,471	0,635
4	3	21,067	1,211
	2	17,065	0,074
	1	17,664	-0,137 (0)
10	3	14,539	0,526
	2	19,343	0,217
	1	22,159	0,083
11	3	40,575	3,257
	2	44,307	1,787
	1	49,334	1,410
12	3	17,066	0,791
	2	20,222	0,272
	1	23,383	0,142
19	3	18,094	0,899
	2	21,829	0,373
	1	31,042	0,517
20	3	16,794	0,762
	2	22,217	0,398
	1	29,543	0,443

Tabla 7.16: Nivel de ductilidad. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			μ_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
1	6	59,922	10,298
	5	51,601	4,219
	4	39,537	1,669
	3	38,385	1,063
	2	41,601	1,102
	1	44,121	1,320
5	6	31,438	4,927
	5	31,208	2,157
	4	32,100	1,167
	3	29,661	0,594
	2	24,131	0,219
	1	20,894	0,099
6	6	50,429	8,508
	5	45,727	3,625
	4	43,030	1,905
	3	44,583	1,397
	2	41,335	1,089
	1	44,095	1,319
7	6	24,024	3,529
	5	29,559	1,990
	4	31,204	1,106
	3	28,719	0,544
	2	27,860	0,408
	1	26,604	0,399
8	6	67,686	11,762
	5	57,018	4,767
	4	53,089	2,584
	3	57,728	2,103
	2	53,848	1,721
	1	51,318	1,698
9	6	35,644	5,720
	5	39,525	2,998
	4	41,546	1,804
	3	39,910	1,145
	2	36,034	0,821
	1	34,843	0,832

Tabla 7.17: Nivel de ductilidad (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			μ_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
13	6	20,747	2,912
	5	23,169	1,343
	4	21,416	0,446
	3	25,885	0,391
	2	25,072	0,267
	1	22,287	0,172
14	6	23,707	3,470
	5	30,580	2,093
	4	33,865	1,286
	3	33,217	0,786
	2	28,194	0,425
	1	23,435	0,232
15	6	24,988	3,711
	5	28,809	1,914
	4	29,790	1,011
	3	28,604	0,538
	2	24,129	0,219
	1	22,132	0,164
16	6	36,524	5,886
	5	37,546	2,798
	4	33,116	1,235
	3	24,991	0,343
	2	17,663	-0,107 (0)
	1	15,416	-0,189 (0)
17	6	26,417	3,981
	5	35,337	2,574
	4	40,535	1,736
	3	41,283	1,219
	2	37,421	0,891
	1	34,403	0,809
18	6	26,341	3,966
	5	27,334	1,765
	4	26,912	0,817
	3	25,894	0,392
	2	22,873	0,156
	1	19,034	0,001

Tabla 7.18: Nivel de ductilidad (2). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			μ_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
2	6	46,336	7,736
	5	41,113	3,159
	4	33,723	1,276
	3	26,824	0,442
	2	21,956	0,110
	1	22,449	0,180
3	6	23,212	3,376
	5	23,272	1,354
	4	23,202	0,566
	3	23,587	0,268
	2	25,445	0,286
	1	26,267	0,381
4	6	43,102	7,126
	5	43,288	3,378
	4	44,973	2,036
	3	50,204	1,699
	2	46,220	1,336
	1	51,251	1,695
10	6	16,121	2,039
	5	19,070	0,929
	4	18,837	0,272
	3	19,440	0,045
	2	18,109	-0,085 (0)
	1	15,551	-0,182 (0)

Tabla 7.19: Nivel de ductilidad (1). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			μ_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
11	6	12,284	1,316
	5	17,539	0,774
	4	20,279	0,369
	3	19,858	0,067
	2	16,501	-0,166 (0)
	1	12,759	-0,329 (0)
12	6	30,542	4,758
	5	26,740	1,705
	4	26,960	0,820
	3	25,267	0,358
	2	21,093	0,066
	1	20,064	0,055
19	6	14,679	1,768
	5	16,943	0,714
	4	18,211	0,229
	3	18,914	0,017
	2	17,017	-0,140 (0)
	1	15,240	-0,199 (0)
20	6	29,897	4,637
	5	26,406	1,671
	4	23,379	0,578
	3	20,301	0,091
	2	17,558	-0,113 (0)
	1	17,228	-0,094 (0)

Tabla 7.20: Nivel de ductilidad (2). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			μ_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
1	9	44,840	12,088
	8	37,455	4,734
	7	32,064	1,944
	6	30,862	1,037
	5	34,460	0,862
	4	33,327	0,567
	3	32,807	0,425
	2	28,763	0,314
	1	24,104	0,310

5	9	71,980	20,009
	8	65,117	8,969
	7	47,144	3,328
	6	36,289	1,396
	5	31,268	0,690
	4	33,276	0,565
	3	35,658	0,549
	2	36,888	0,685
	1	37,680	1,047
6	9	26,222	6,653
	8	29,129	3,459
	7	28,353	1,603
	6	30,105	0,987
	5	33,870	0,831
	4	35,540	0,671
	3	33,597	0,460
	2	28,807	0,316
	1	25,901	0,407
7	9	15,717	3,587
	8	24,474	2,747
	7	30,297	1,781
	6	31,822	1,101
	5	29,913	0,617
	4	30,466	0,432
	3	29,358	0,275
	2	26,360	0,204
	1	22,689	0,233
8	9	46,095	12,454
	8	41,794	5,398
	7	36,459	2,347
	6	32,347	1,136
	5	37,003	1,000
	4	38,232	0,798
	3	38,360	0,667
	2	38,558	0,762
	1	40,034	1,175
9	9	18,903	4,517
	8	23,009	2,523
	7	25,043	1,299
	6	29,870	0,972
	5	32,233	0,742
	4	32,663	0,536
	3	31,365	0,363
	2	26,258	0,200
	1	19,596	0,065

Tabla 7.21: Nivel de ductilidad (1). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			μ_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
13	9	18,510	4,403
	8	26,015	2,983
	7	30,516	1,801
	6	35,639	1,353
	5	37,777	1,042
	4	36,512	0,717
	3	33,676	0,463
	2	28,667	0,310
	1	24,018	0,305
14	9	14,738	3,302
	8	20,634	2,159
	7	24,471	1,247
	6	25,891	0,709
	5	25,652	0,386
	4	24,646	0,159
	3	22,626	-0,017 (0)
	2	18,850	-0,139 (0)
	1	14,409	-0,217 (0)
15	9	14,564	3,251
	8	20,104	2,078
	7	22,819	1,095
	6	24,486	0,617
	5	23,811	0,287
	4	21,212	-0,003 (0)
	3	18,826	-0,182 (0)
	2	16,455	-0,248 (0)
	1	13,267	-0,279 (0)
16	9	53,142	14,511
	8	50,476	6,728
	7	40,278	2,698
	6	27,547	0,819
	5	25,747	0,392
	4	26,005	0,223
	3	25,910	0,126
	2	25,037	0,144
	1	24,777	0,346

17	9	12,413	2,623
	8	20,583	2,151
	7	28,346	1,602
	6	33,681	1,224
	5	35,983	0,945
	4	35,611	0,674
	3	32,650	0,418
	2	26,970	0,232
	1	20,653	0,122
18	9	44,886	12,101
	8	44,244	5,774
	7	41,347	2,796
	6	41,778	1,758
	5	41,154	1,224
	4	38,423	0,807
	3	36,499	0,586
	2	34,092	0,558
	1	30,920	0,680

Tabla 7.22: Nivel de ductilidad (2). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			μ_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
2	9	64,273	17,759
	8	56,289	7,618
	7	41,789	2,836
	6	32,013	1,113
	5	27,064	0,463
	4	29,448	0,385
	3	31,545	0,370
	2	31,117	0,422
	1	30,814	0,674
3	9	33,318	8,724
	8	31,696	3,852
	7	27,492	1,524
	6	26,051	0,720
	5	27,745	0,500
	4	27,298	0,284
	3	24,659	0,071
	2	21,677	-0,010 (0)
	1	19,028	0,034

4	9	22,671	5,617
	8	22,951	2,514
	7	24,235	1,225
	6	25,733	0,699
	5	29,980	0,620
	4	31,325	0,473
	3	32,191	0,399
	2	29,103	0,330
	1	26,077	0,417
10	9	19,562	4,710
	8	21,654	2,315
	7	22,510	1,066
	6	22,297	0,472
	5	19,595	0,059
	4	15,919	-0,252 (0)
	3	16,076	-0,302 (0)
	2	16,343	-0,253 (0)
	1	14,257	-0,225 (0)

Tabla 7.23: Nivel de ductilidad (1). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			μ_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Despl. max(mm)	
11	9	11,890	2,470
	8	18,127	1,775
	7	21,643	0,987
	6	21,659	0,430
	5	21,082	0,139
	4	19,954	-0,062 (0)
	3	17,730	-0,230 (0)
	2	14,069	-0,357 (0)
	1	10,151	-0,448 (0)
12	9	46,455	12,559
	8	48,367	6,405
	7	42,081	2,863
	6	45,167	1,982
	5	45,424	1,455
	4	41,807	0,966
	3	36,939	0,605
	2	32,930	0,505
	1	31,827	0,729

19	9	20,453	4,970
	8	25,822	2,953
	7	31,539	1,895
	6	33,460	1,209
	5	33,431	0,807
	4	30,985	0,457
	3	27,147	0,179
	2	21,849	-0,002 (0)
	1	21,814	0,185
20	9	37,667	9,994
	8	35,397	4,419
	7	29,451	1,704
	6	27,962	0,846
	5	28,674	0,550
	4	28,626	0,346
	3	28,730	0,248
	2	25,926	0,185
	1	20,570	0,118

Tabla 7.24: Nivel de ductilidad (2). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Una vez que tenemos el nivel de ductilidad por planta y por estructura, se procede al cálculo del nivel de daño por planta.

7.4 Nivel de daño

Para establecer el nivel de daño por planta, es necesario explicar brevemente la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner – Akiyama.

7.4.1 base teórica de proyecto sismorresistente basada en el balance energético de Housner-Akiyama[4]

En dicho método lo que se pretende es tener en cuenta la energía introducida en el sistema, y mediante las fórmulas de equilibrio dinámicas de fuerzas se puede llegar a la siguiente igualdad:

$$W_{ek} + W_{\xi} + W_S \geq E$$

Dónde:

E es la energía introducida por el terremoto

W_{ek} representa la energía cinética del sistema

W_{ξ} representa la energía disipada por el mecanismo de amortiguamiento de la estructura

W_S representa la energía total almacenada y/o disipada por la estructura. Esta W_S es la energía almacenada en la estructura mediante deformaciones elásticas que denominaremos W_{es} y la energía disipada mediante deformaciones plásticas, que se nombrará como W_p . En resumen:

$$W_S = W_{es} + W_p$$

Así mismo hemos definido ya de una forma cuantitativa el daño introducido en una estructura por un terremoto, y esa cantidad viene determinada por W_p .

Por otra parte cabe citar que la suma de W_{es} y W_{ek} representa la energía de vibración elástica del sistema y que se denominará con W_e , por lo que:

$$W_e = W_{es} + W_{ek}$$

Teniendo en cuenta lo descrito anteriormente, se puede describir como ecuación de balance energético:

$$W_e + W_\xi + W_p = E$$

El primer término se puede interpretar como la capacidad sismorresistente de la estructura, o dicho de otro modo, como y de qué forma se comporta la estructura frente al segundo término, que se puede tomar como el efecto de carga del terremoto.

Lo que se pretende con esa igualdad es que nuestra estructura cumpla dicho efecto de carga como mínimo en igualdad, que sería la fórmula inmediatamente superior.

Al pretender que las estructuras tratadas en este trabajo posean una capacidad de deformación plástica, se asume que permitimos un nivel de daño estructural. El cual se asume para conseguir que el edificio resista el sismo o como mínimo permita la evacuación de las personas que se encuentren en él.

Dicha deformación plástica no desaparece como es el caso de la deformación elástico, sino que permanece y acumula hasta alcanzar la situación de colapso.

La energía de deformación plástica acumulada se puede expresar de la siguiente manera siendo "i" el número de planta a considerar:

$$W_P = \sum_{i=1}^N W_{Pi}$$

W_{Pi} es la energía de deformación acumulada por planta, que a su misma vez se puede expresar como:

$$W_{Pi} = \eta_i * Q_{yi} * \delta_{yi}$$

Dónde:

η_i es el ratio de deformación plástica acumulada o nivel de daño por planta.

Q_{yi} es el cortante de fluencia por planta que hemos calculado previamente.

δ_{yi} es el desplazamiento de fluencia por planta que también tenemos calculado.

Siguiendo la metodología de proyecto sismorresistente basado en el balance energético podríamos establecer un valor fijo de η_i esperado para cada planta, y aplicando la distribución de Akiyama óptima para el cortante de fluencia obtendríamos el cortante de fluencia necesario para conseguir dicho factor de daño (el cual no quiere decir que se consiga debido a que dicha distribución óptima proviene de resultados semi-empíricos)

Para este trabajo no es necesario realizar dichos cálculos ya que poseemos el cortante de fluencia y lo que se persigue es averiguar el nivel de daño que se ha producido por planta en cada una de las estructuras a tratar.

Si despejamos el ratio de deformación plástica para cada planta obtenemos:

$$\eta_i = \frac{W_{Pi}}{Q_{yi} * \delta_{yi}}$$

Para poder hallar dicho valor, necesitamos la energía de deformación plástica por planta, la cual se obtiene directamente de IDARC, además se puede obtener de dos formas.

La primera sería comprobando dicha energía para cada elemento y distribuyéndola en cada planta.

La segunda es acceder directamente a un fichero .out en el que recoge la cantidad de energía de deformación plástica a la que se ha visto sometida cada planta. Por lo que el valor final de dicho archivo indica nuestro valor de W_{Pi} .

7.4.2 resultados obtenidos para W_{pi} y el nivel de daño η_i

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			η_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	W_{pi} (kN*mm)	
1	3	32182,060	4,076
	2	47909,440	1,789
	1	72826,460	1,371
5	3	7860,260	0,996
	2	20814,740	0,777
	1	46647,080	0,878
6	3	25661,920	3,250
	2	33013,110	1,233
	1	65424,380	1,232
7	3	44188,050	5,596
	2	78905,990	2,947
	1	178794,700	3,366
8	3	14371,910	1,820
	2	26058,500	0,973
	1	37761,850	0,711
9	3	46524,450	5,892
	2	106685,330	3,984
	1	271621,830	5,114
13	3	35093,110	4,445
	2	65878,550	2,460
	1	162242,150	3,054
14	3	27894,970	3,533
	2	78667,350	2,938
	1	201465,660	3,793
15	3	10917,480	1,383
	2	29418,510	1,099
	1	64979,990	1,223
16	3	5738,270	0,727
	2	15304,510	0,572
	1	34116,460	0,642
17	3	37205,170	4,712
	2	60938,700	2,276
	1	189074,580	3,560
18	3	6469,930	0,819
	2	17589,470	0,657
	1	46270,480	0,871

Tabla 7.25: Nivel de daño por planta. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			η_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
2	3	6289,760	0,797
	2	14263,750	0,533
	1	29299,890	0,552
3	3	11133,970	1,410
	2	29152,880	1,089
	1	59932,240	1,128
4	3	50239,980	6,363
	2	49053,620	1,832
	1	83278,290	1,568
10	3	11573,810	1,466
	2	44843,760	1,675
	1	95634,450	1,800
11	3	41807,600	5,295
	2	84456,780	3,154
	1	214275,030	4,034
12	3	7052,500	0,893
	2	21718,120	0,811
	1	51505,510	0,970
19	3	58380,730	7,394
	2	69052,030	2,579
	1	165677,720	3,119
20	3	12425,730	1,574
	2	33418,950	1,248
	1	79380,580	1,494

Tabla 7.26: Nivel de daño por planta. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			η_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
1	6	96854,820	41,891
	5	141362,520	16,283
	4	98319,110	5,000
	3	58807,650	1,767
	2	73662,640	1,645
	1	274209,190	5,234
5	6	20128,540	8,706
	5	33158,340	3,819
	4	34535,010	1,756
	3	38906,730	1,169
	2	40170,090	0,897
	1	70543,690	1,347

6	6	60178,170	26,028
	5	73602,250	8,478
	4	53328,590	2,712
	3	56024,160	1,684
	2	67321,890	1,504
	1	177117,360	3,381
7	6	11168,560	4,831
	5	23282,730	2,682
	4	32547,340	1,655
	3	40273,960	1,210
	2	44142,550	0,986
	1	63998,370	1,222
8	6	153027,230	66,186
	5	198501,990	22,864
	4	142019,180	7,223
	3	116503,340	3,501
	2	163381,440	3,650
	1	370802,760	7,078
9	6	27153,320	11,744
	5	54359,030	6,261
	4	90646,220	4,610
	3	117338,870	3,526
	2	123113,490	2,750
	1	178490,690	3,407

Tabla 7.27: Nivel de daño por planta (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			η_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
13	6	10415,630	4,505
	5	21121,300	2,433
	4	26617,990	1,354
	3	25245,760	0,759
	2	26859,570	0,600
	1	48470,540	0,925
14	6	8979,370	3,884
	5	23705,890	2,731
	4	35767,170	1,819
	3	44546,430	1,339
	2	48088,610	1,074
	1	60066,780	1,147

15	6	10825,190	4,682
	5	23409,790	2,696
	4	33076,840	1,682
	3	39244,000	1,179
	2	40245,280	0,899
	1	55202,300	1,054
16	6	16996,760	7,351
	5	25419,430	2,928
	4	24788,030	1,261
	3	19691,770	0,592
	2	16170,960	0,361
	1	20408,130	0,390
17	6	8148,520	3,524
	5	18433,080	2,123
	4	30222,090	1,537
	3	36153,730	1,087
	2	37348,690	0,834
	1	57960,740	1,106
18	6	19790,400	8,560
	5	33693,540	3,881
	4	36741,010	1,869
	3	34475,130	1,036
	2	35070,420	0,783
	1	64115,300	1,224

Tabla 7.28: Nivel de daño por planta (2). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			η_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
2	6	52536,020	22,722
	5	90765,530	10,455
	4	83068,340	4,225
	3	51476,880	1,547
	2	38714,190	0,865
	1	112704,880	2,151
3	6	10108,920	4,372
	5	16410,490	1,890
	4	18637,060	0,948
	3	18105,060	0,544
	2	20477,410	0,457
	1	39125,170	0,747
4	6	121998,090	52,765
	5	170738,700	19,666
	4	142655,120	7,255
	3	129092,100	3,880
	2	131066,670	2,928
	1	343748,960	6,561
10	6	9086,140	3,930
	5	24929,100	2,871
	4	34282,570	1,744
	3	31816,540	0,956
	2	26581,870	0,594
	1	28411,970	0,542

Tabla 7.29: Nivel de daño por planta (1). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			η_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
11	6	1986,560	0,859
	5	10308,750	1,187
	4	23295,900	1,185
	3	34323,920	1,032
	2	47204,570	1,054
	1	46548,180	0,888
12	6	33645,760	14,552
	5	57113,220	6,578
	4	53382,460	2,715
	3	52680,460	1,583
	2	52450,200	1,172
	1	97988,970	1,870
19	6	32979,470	14,264
	5	49788,960	5,735
	4	59587,500	3,030
	3	68668,230	2,064
	2	71391,590	1,595
	1	140889,780	2,689
20	6	31880,670	13,789
	5	58317,540	6,717
	4	60311,310	3,067
	3	43421,480	1,305
	2	36147,440	0,807
	1	77363,450	1,477

Tabla 7.30: Nivel de daño por planta (2). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			η_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
1	9	69675,720	66,647
	8	101941,090	25,352
	7	78489,620	7,661
	6	38621,940	2,009
	5	40064,160	1,361
	4	69560,360	1,706
	3	86607,220	1,664
	2	73059,730	1,282
	1	160893,870	2,958

5	9	61739,170	59,055
	8	95608,400	23,777
	7	101968,350	9,953
	6	100003,580	5,202
	5	109433,230	3,717
	4	118649,540	2,910
	3	102080,520	1,961
	2	109677,400	1,925
	1	226129,350	4,157
6	9	16726,420	15,999
	8	31536,160	7,843
	7	29578,900	2,887
	6	29158,100	1,517
	5	33862,090	1,150
	4	40829,640	1,001
	3	48036,510	0,923
	2	49662,640	0,872
	1	84823,300	1,559
7	9	4932,130	4,718
	8	15961,330	3,969
	7	28892,390	2,820
	6	38888,880	2,023
	5	46011,050	1,563
	4	50345,630	1,235
	3	48217,400	0,926
	2	44381,810	0,779
	1	52944,110	0,973
8	9	105568,610	100,979
	8	137580,400	34,215
	7	98278,210	9,593
	6	70135,120	3,648
	5	82470,730	2,801
	4	119147,680	2,922
	3	138687,100	2,665
	2	141616,600	2,485
	1	300231,400	5,520
9	9	6985,740	6,682
	8	21676,780	5,391
	7	33198,060	3,240
	6	45789,820	2,382
	5	56874,180	1,932
	4	64338,910	1,578
	3	70743,680	1,359
	2	69038,090	1,212
	1	64452,190	1,185

Tabla 7.31: Nivel de daño por planta (1). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			η_i
CERCANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
13	9	6870,800	6,572
	8	17186,690	4,274
	7	31697,870	3,094
	6	44130,380	2,295
	5	52456,790	1,782
	4	58798,800	1,442
	3	56442,060	1,084
	2	50379,610	0,884
	1	68709,770	1,263
14	9	3175,750	3,038
	8	10264,350	2,553
	7	18334,270	1,790
	6	21703,410	1,129
	5	20635,350	0,701
	4	18638,470	0,457
	3	16653,050	0,320
	2	15909,660	0,279
1	14861,070	0,273	
15	9	2371,930	2,269
	8	9966,690	2,479
	7	16440,950	1,605
	6	19258,430	1,002
	5	20591,690	0,699
	4	22288,110	0,547
	3	22836,120	0,439
	2	25044,550	0,440
1	20230,490	0,372	
16	9	32703,670	31,282
	8	41655,990	10,359
	7	41373,750	4,038
	6	33401,730	1,737
	5	24362,370	0,827
	4	24011,280	0,589
	3	29792,710	0,572
	2	34033,490	0,597
1	69058,250	1,270	
17	9	1699,960	1,626
	8	8543,200	2,125
	7	17152,730	1,674
	6	26663,610	1,387
	5	32481,200	1,103
	4	38513,460	0,945
	3	40033,740	0,769
	2	35674,130	0,626
1	31211,830	0,574	

18	9	28226,290	26,999
	8	39103,790	9,725
	7	37007,300	3,612
	6	35743,390	1,859
	5	35754,950	1,214
	4	37226,800	0,913
	3	42707,070	0,821
	2	44725,660	0,785
	1	80221,830	1,475

Tabla 7.32: Nivel de daño por planta (2). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			η_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
2	9	46001,440	44,001
	8	72680,350	18,075
	7	72912,980	7,117
	6	53435,110	2,779
	5	42631,560	1,448
	4	54349,320	1,333
	3	70345,440	1,352
	2	72073,580	1,265
	1	134150,550	2,466
3	9	19606,880	18,754
	8	30506,030	7,587
	7	32117,220	3,135
	6	30552,210	1,589
	5	25990,460	0,883
	4	25206,910	0,618
	3	26870,880	0,516
	2	29734,970	0,522
	1	48246,600	0,887
4	9	22087,250	21,127
	8	46130,400	11,472
	7	43743,170	4,270
	6	43366,030	2,256
	5	51969,610	1,765
	4	66416,610	1,629
	3	82396,630	1,583
	2	85174,560	1,495
	1	148092,020	2,723

10	9	22342,880	21,372
	8	61272,200	15,238
	7	79331,910	7,743
	6	71928,320	3,741
	5	50291,750	1,708
	4	35049,280	0,860
	3	33422,410	0,642
	2	45488,660	0,798
	1	66976,540	1,231

Tabla 7.33: Nivel de daño por planta (1). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			η_i
LEJANO A FALLA			
ACEL.	STORY	Wpi (kN*mm)	
11	9	1692,030	1,618
	8	8349,800	2,077
	7	15699,670	1,532
	6	20221,390	1,052
	5	21321,560	0,724
	4	25465,330	0,625
	3	28333,390	0,544
	2	25929,740	0,455
	1	14316,670	0,263
12	9	60997,980	58,346
	8	95028,530	23,633
	7	104189,390	10,169
	6	102981,490	5,357
	5	104080,700	3,535
	4	98927,850	2,426
	3	108180,920	2,079
	2	112927,520	1,982
	1	208329,880	3,830
19	9	47542,900	45,476
	8	77734,130	19,332
	7	93561,760	9,132
	6	105083,950	5,466
	5	108657,370	3,690
	4	116703,410	2,862
	3	121440,530	2,333
	2	123268,910	2,163
	1	274037,750	5,038

20	9	52115,010	49,849
	8	90003,120	22,383
	7	85044,390	8,301
	6	71038,340	3,695
	5	59509,530	2,021
	4	57751,430	1,416
	3	71575,930	1,375
	2	81602,250	1,432
	1	141484,660	2,601

Tabla 7.34: Nivel de daño por planta (2). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Una vez definidos los niveles de ductilidad y daño que van a afectar a cada una de las estructuras tratadas en este trabajo. Podemos realizar las comparaciones oportunas en cuanto a desplazamientos según varias aproximaciones.

8. PREDICCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS INELÁSTICOS

Antes de poder exponer la comparación de resultados es necesario explicar brevemente el marco teórico en el que se encuentra cada hipótesis.

La primera hipótesis reside en la regla de la igualdad $v_{max,el} = v_{max,elpl}$ (Veletsos y Newmark).

La segunda hipótesis consiste en la relación η/μ_m propuesta por Akiyama.

Primeramente cabe explicar que la respuesta elástica se obtiene debido a que la relación entre la fuerza f_s y el desplazamiento v se define por una recta, tal y como indica la figura inferior:

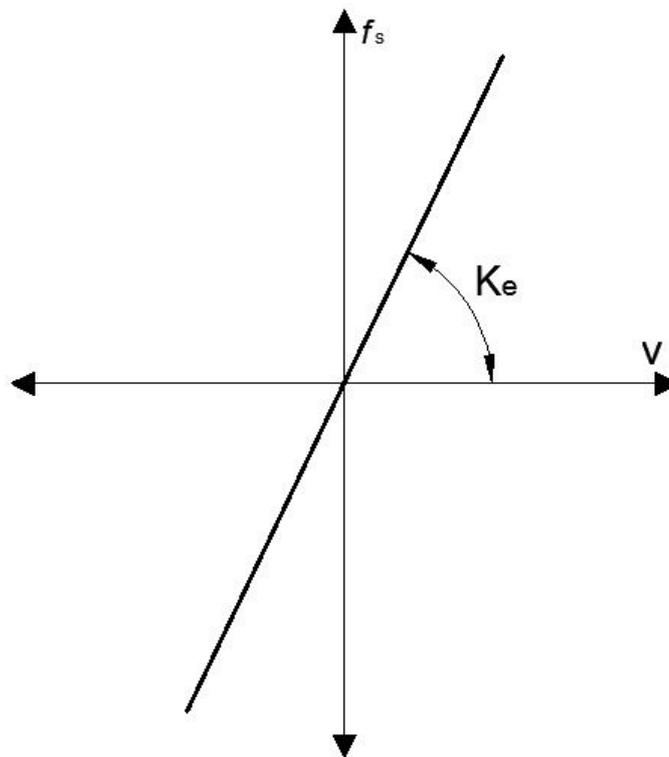


Figura 8.1: Relación $f_s - v$ para un comportamiento lineal.

Cuando plastifica la estructura, dicho comportamiento representado en la figura superior deja de ser elástico y pasa a poseer un comportamiento denominado elastoplástico.

Existen diferentes modelos para definir dicho comportamiento de no linealidad de la estructura, pero el más usado es el comportamiento elástico perfectamente – plástico que se puede apreciar en la siguiente figura:

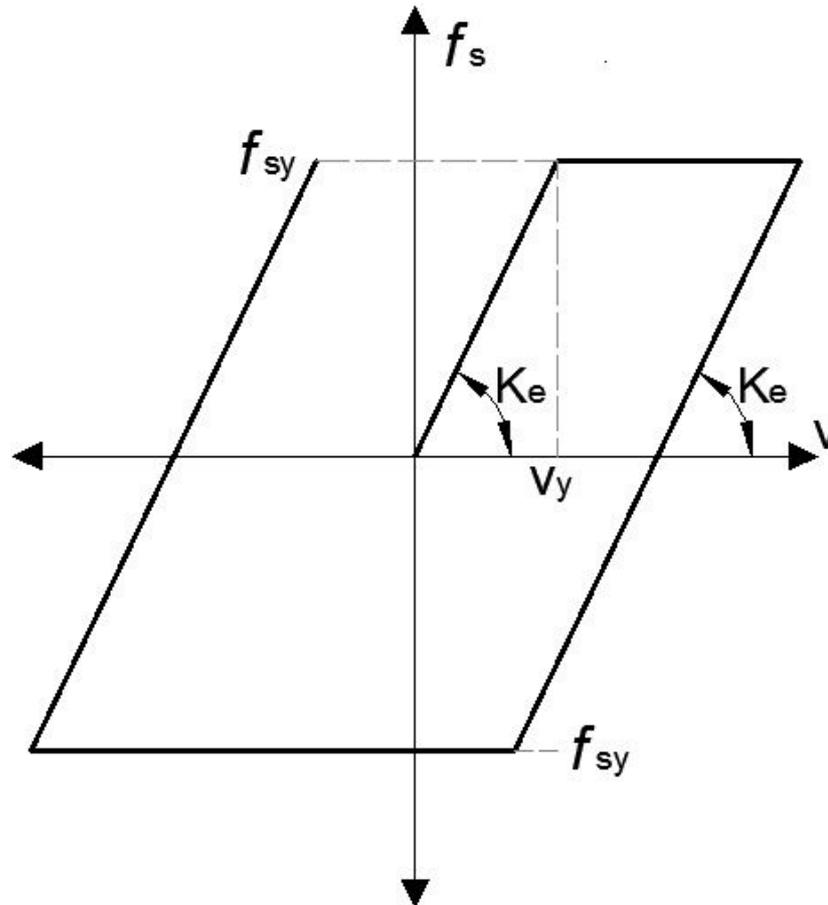


Figura 8.2: Relación $f_s - v$ para un comportamiento elastoplástico.

Como se puede observar en la figura superior, a partir de la deformación de fluencia v_y que se aprecia, la estructura permanece constante con un valor f_{sy} (resistencia o carga de fluencia).

Cuando se produce la descarga del sistema, se ve como mantiene la rigidez elástica inicial. Para obtener la respuesta exacta de estos análisis dinámicos es necesario realizar una serie de proceso de cálculo denominado "paso a paso" o el empleo de un programa que permita hallarlos, como el utilizado para este trabajo.

El inconveniente de usar un programa de este tipo es la necesidad de una definición inicial de la estructura bastante completa lo cual dificulta el alcanzar unos resultados aproximados de una manera relativamente rápida y eficaz.

8.1 Hipótesis de igualdad $v_{max,el} = v_{max,elpl}$ (Veletsos y Newmark, 1960)

Analizando dos elementos de una masa concentrada igual para ambos, misma rigidez inicial y mismo amortiguamiento Veletsos y Newmark llegaron a una serie de conclusiones independientemente del terremoto aplicado. Estableciendo para un elemento una resistencia muy grande para que permaneciese en régimen elástico y al otro una resistencia que le permitiese un comportamiento elastoplástico.

Se pueden dividir estas conclusiones en función del periodo que poseen los sistemas que estamos analizando.

Sistemas muy flexibles ($T > 3,33$ s)

Para estos casos se observa como al conceder una rigidez inicial elástica pequeña, el desplazamiento elástico $v_{max,el}$ y el desplazamiento del sistema elastoplástico $v_{max,elpl}$ son aproximadamente iguales, así como iguales al desplazamiento máximo del suelo v_{gmax} . Esto se puede apreciar en la siguiente figura:

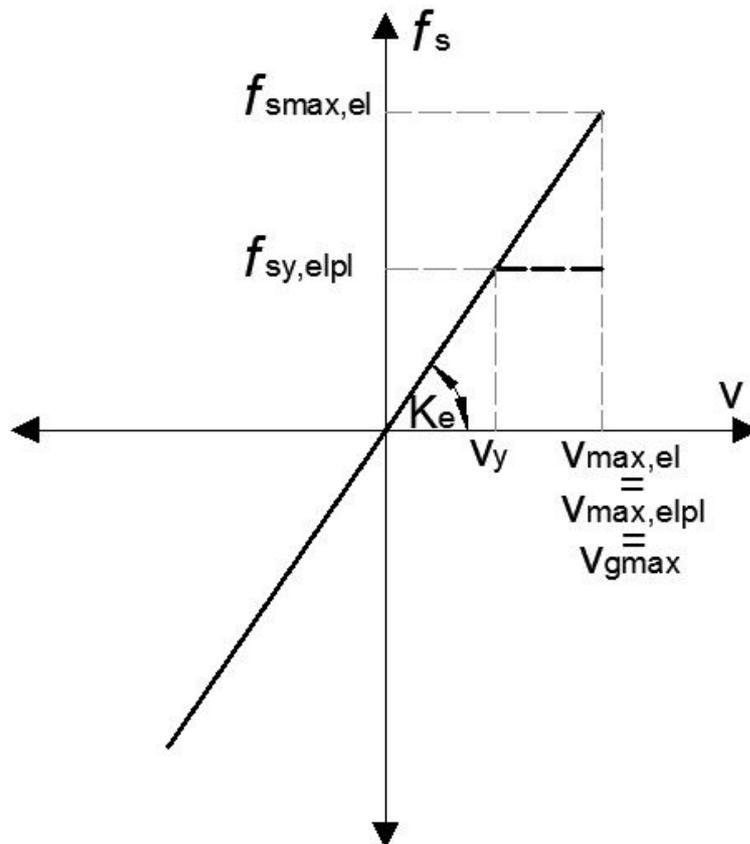


Figura 8.3: Comportamiento de sistemas muy flexibles

Siendo la línea continua el sistema elástico y la línea discontinua el sistema elastoplástico.

Sistemas flexibles ($0,5 < T < 3,33$ s)

Para estos periodos se ha observado que el desplazamiento máximo en el sistema elástico y en el sistema elastoplástico es prácticamente igual, aunque no coincide con el desplazamiento máximo del suelo.

Además cabe destacar que este será el caso en el que se centran las tres estructuras de este trabajo, ya que los tres periodos están comprendidos entre $0,5 < T < 3,33$ s, por lo que dicho apartado es el que se pretenderá llevar a análisis con los resultados obtenidos.

La figura siguiente describe este caso y será el que debatiremos en los siguientes apartados:

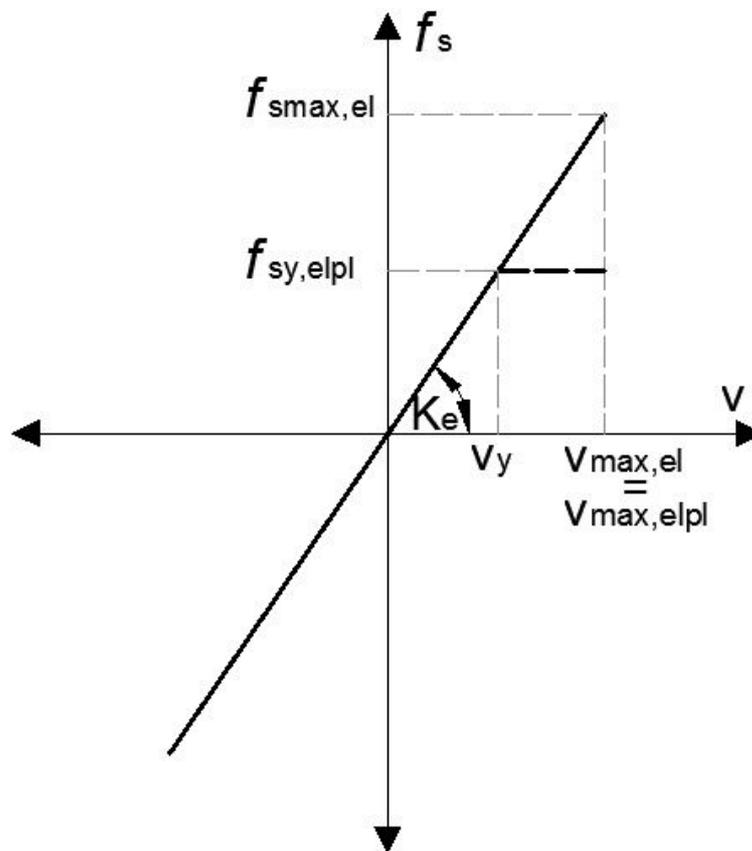


Figura 8.4: Comportamiento para sistemas flexibles

Siendo la línea continua el sistema elástico y la línea discontinua el sistema elastoplástico.

Sistemas rígidos ($0,125 < T < 0,5 s$)

Para este caso la energía de deformación elástica que se almacena en el sistema elástico, es muy próxima al límite de la energía de deformación total del sistema elastoplástico (deformación plástica + deformación elástica). Por lo que se observa en la siguiente figura:

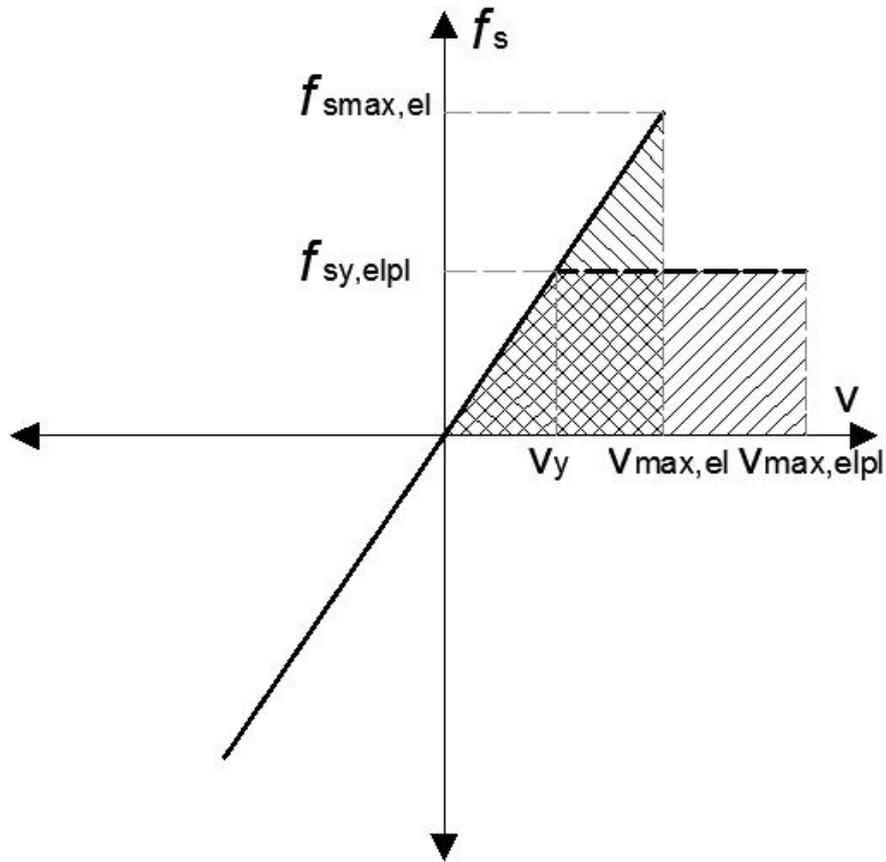
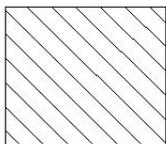


Figura 8.5: Comportamiento de sistema rígido

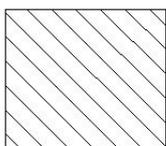
De esta forma se puede expresar mediante fórmulas:

$$\frac{f_{smax,el} * v_{max,el}}{2} \cong f_{sy,elpl} * v_{max,elpl} - \frac{f_{sy,elpl} * v_y}{2}$$



Área de energía de deformación elástica

$$E_{el} = \frac{f_{smax,el} * v_{max,el}}{2}$$



Área de energía de deformación elasto-plástico

$$E_{el,pl} = f_{sy,elpl} * v_{max,elpl} - \frac{f_{sy,elpl} * v_y}{2}$$

A efectos de proyecto, Veletsos y Newmark sugirieron que $E_{el,pl} = E_{el}$

Sistemas muy rígidos ($T < 0,125$ s)

Para estos casos se ha podido observar que la fuerza desarrollada por el sistema elástico y la desarrollada por el sistema elastoplástico resulta prácticamente igual que a la masa multiplicada por la aceleración máxima del suelo.

$$f_{sy,elpl} \cong f_{smax,el} \cong m * |\ddot{v}_g|_{max}$$

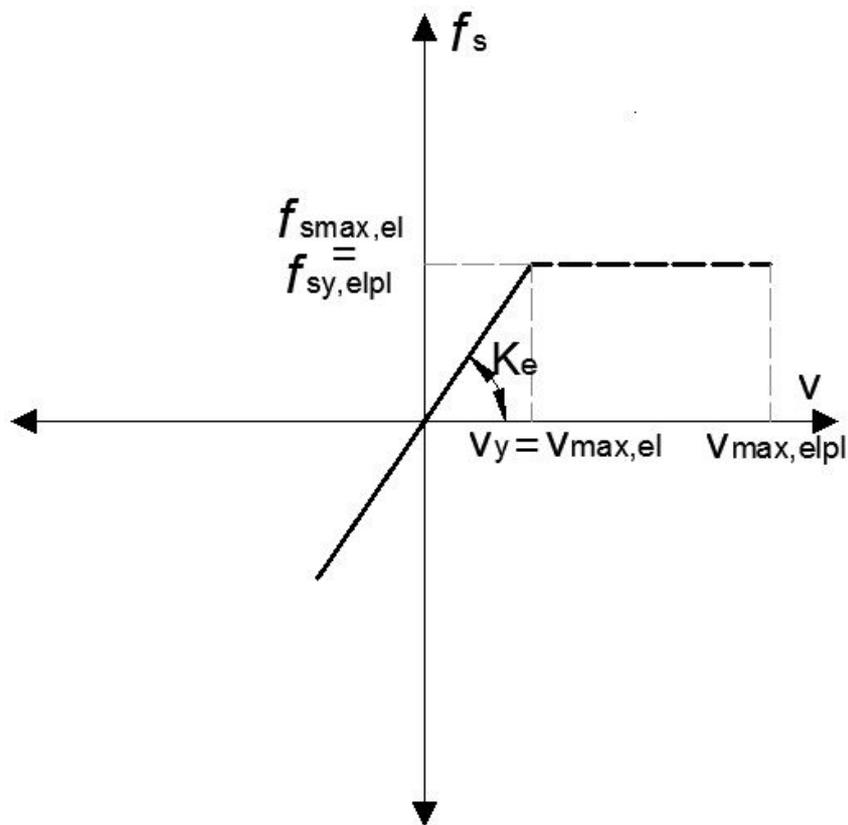


Figura 8.6: Comportamiento para sistemas muy rígidos

Estas aproximaciones anteriormente vistas tienen una serie de implicaciones, de las cuales solo se desarrollarán las que afectan a este trabajo.

Dichas aproximaciones nos permiten estimar la respuesta de un sistema elastoplástico a partir de la respuesta de su homólogo elástico. Por ello se define el factor de comportamiento por ductilidad μ de la forma:

$$\mu = \frac{v_{max,elpl}}{v_y}$$

Así mismo observado el segundo caso para sistemas flexibles o muy flexibles, se pueden deducir las siguientes conclusiones:

$$\frac{f_{smax,el}}{v_{max,elpl}} = \frac{f_{sy,elpl}}{v_y} \rightarrow f_{sy,elpl} = \frac{f_{smax,el}}{\mu}$$

$$v_{max,elpl} = v_{max,el}$$

Esta es la suposición que se va a decidir comprobar en este trabajo. En apartados anteriores se ha calculado la respuesta elástica para los diferentes terremotos y edificios. Así como los desplazamientos reales mediante análisis dinámicos directos usando el programa IDARC.

8.1.1 comparación de desplazamientos máximos elásticos frente a inelásticos.

A continuación se recogen en la tabla comparativa dichos desplazamientos. Posteriormente unas gráficas de dispersión representando los desplazamientos elásticos en el eje de abscisas y los desplazamientos reales en el eje de ordenadas. Cabe resaltar que dichos desplazamientos son los desplazamientos relativos entre plantas.

v_{el} desplazamientos obtenidos mediante el análisis modal espectral en régimen elástico

v_{pl} desplazamientos obtenidos mediante análisis dinámico por IDARC

Tablas resumen de datos obtenidos:

EDIFICIO DE 3 PLANTAS

Cercano a falla

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
1	3	1,719	2,374
	2	2,437	2,433
	1	3,306	2,319
5	3	1,716	1,855
	2	2,434	2,153
	1	3,306	2,313
6	3	1,725	2,112
	2	2,444	1,946
	1	3,306	2,354
7	3	1,716	4,183
	2	2,435	4,296
	1	3,306	4,421
8	3	1,717	1,797
	2	2,435	1,761
	1	3,306	1,526
9	3	1,717	2,651
	2	2,435	3,099
	1	3,306	3,637

13	3	1,717	2,438
	2	2,435	2,767
	1	3,306	3,309
14	3	7,458	2,417
	2	5,741	2,874
	1	3,294	3,173
15	3	7,458	2,378
	2	5,741	2,824
	1	3,294	3,266
16	3	7,458	2,031
	2	5,741	2,545
	1	3,294	2,858
17	3	7,458	6,909
	2	5,741	7,619
	1	3,294	9,712
18	3	7,458	1,559
	2	5,741	2,107
	1	3,294	2,782

Tabla 8.1: Comparación de desplazamientos. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

Lejano a falla

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
2	3	1,715	1,627
	2	2,433	2,056
	1	3,306	2,310
3	3	1,716	2,125
	2	2,435	2,695
	1	3,306	3,347
4	3	1,738	2,107
	2	2,456	1,707
	1	3,306	1,766
10	3	1,714	1,454
	2	2,432	1,934
	1	3,306	2,216
11	3	1,714	4,057
	2	2,433	4,431
	1	3,306	4,933
12	3	1,715	1,707
	2	2,433	2,022
	1	3,306	2,338
19	3	1,737	1,809
	2	2,456	2,183
	1	3,306	3,104

20	3	1,717	1,679
	2	2,435	2,222
	1	3,306	2,954

Tabla 8.2: Comparación de desplazamientos. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

En las gráficas siguientes se recogen los datos que aparecen en las tablas superiores.

Comparación de desplazamientos C.F. Edificio de 3 plantas

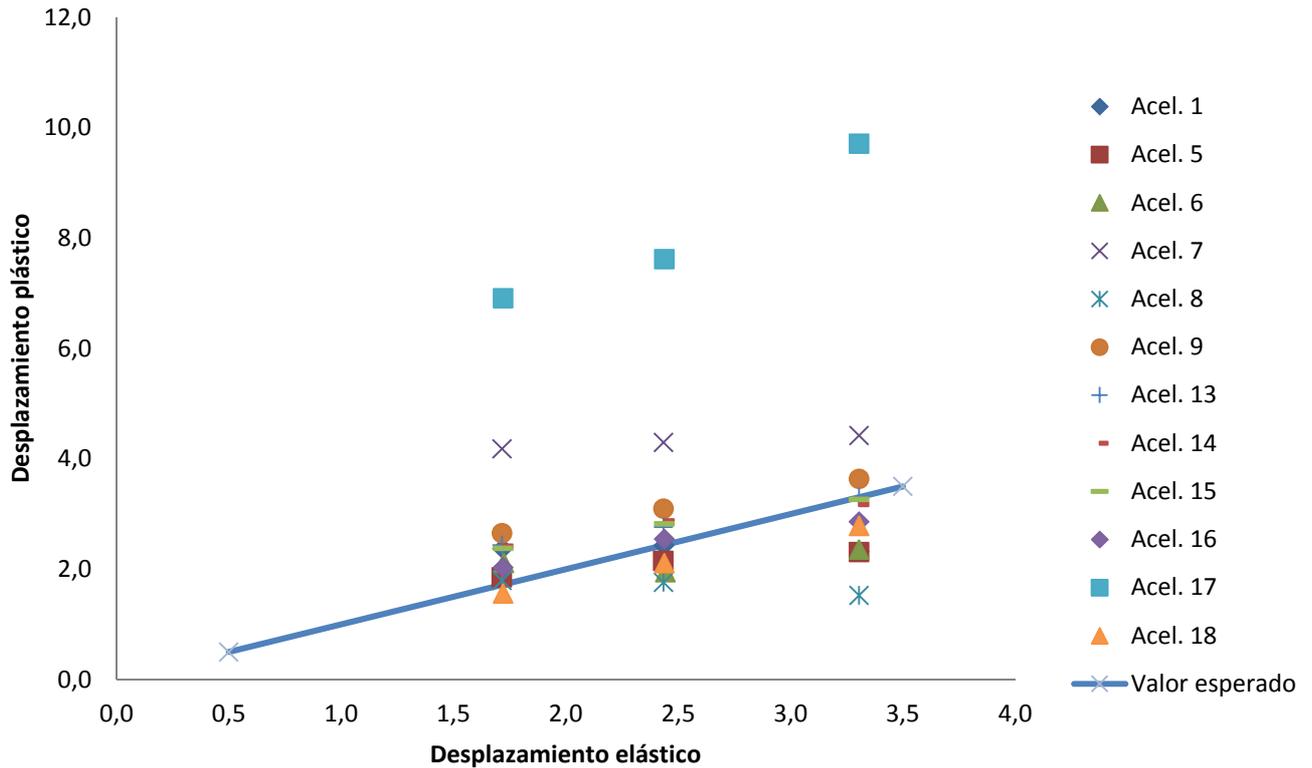


Figura 8.7: Comparación de desplazamientos. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

Comparación de desplazamientos L.F. Edificio de 3 plantas

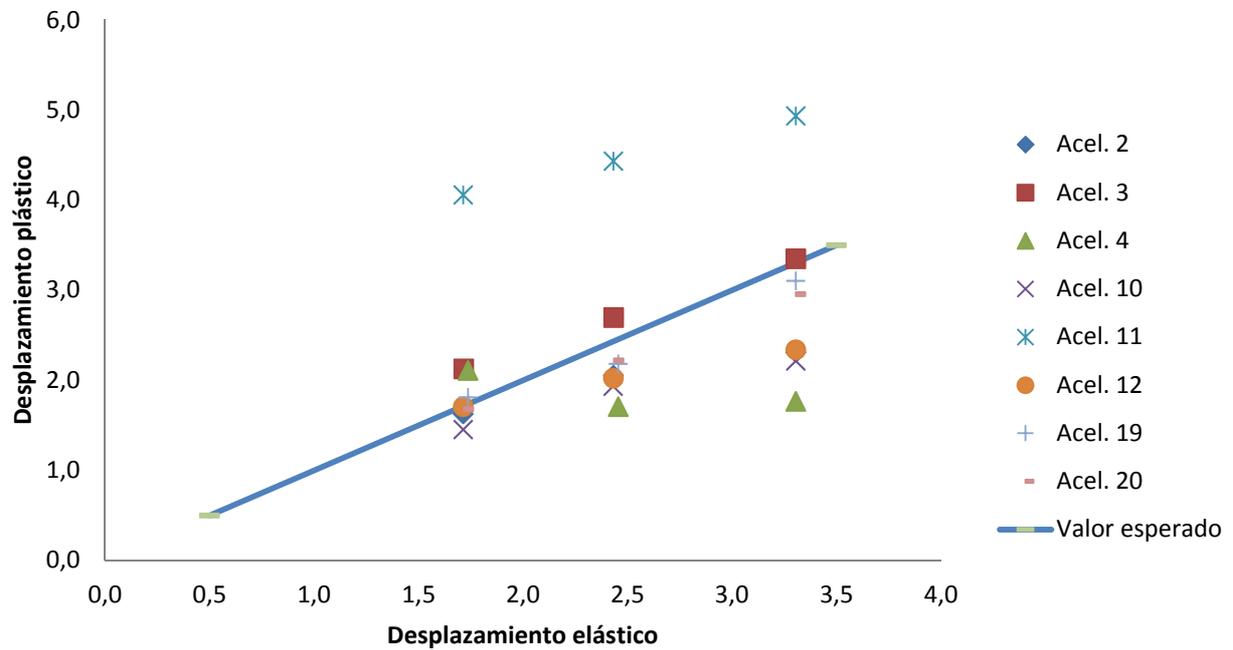


Figura 8.8: Comparación de desplazamientos. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

Como se puede observar, la línea descrita como “valor esperado” tiene una inclinación de 45 grados, por lo que si la suposición $v_{max,elpl} = v_{max,el}$ es correcta, los diferentes puntos deben estar contenidos o ser cercanos a dicha recta.

Para este caso, se puede tomar como válida dicha suposición, ya que la mayoría de terremotos la satisfacen.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS

Cercano a falla

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
1	6	1,339	5,992
	5	1,794	5,160
	4	1,963	3,954
	3	2,166	3,839
	2	2,689	4,160
	1	3,545	4,412
5	6	1,261	3,144
	5	1,746	3,121
	4	2,153	3,210
	3	2,486	2,966
	2	2,691	2,413
	1	3,037	2,089
6	6	1,353	5,043
	5	1,733	4,573
	4	2,068	4,303
	3	2,388	4,458
	2	2,699	4,134
	1	3,242	4,409
7	6	1,197	2,402
	5	1,750	2,956
	4	2,222	3,120
	3	2,554	2,872
	2	2,675	2,786
	1	2,902	2,660
8	6	3,445	6,769
	5	1,690	5,702
	4	0,137	5,309
	3	1,057	5,773
	2	3,700	5,385
	1	6,190	5,132
9	6	1,191	3,564
	5	1,749	3,953
	4	2,231	4,155
	3	2,560	3,991
	2	2,669	3,603
	1	2,893	3,484

Tabla 8.3: Comparación de desplazamientos (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
13	6	1,218	2,075
	5	1,746	2,317
	4	2,203	2,142
	3	2,530	2,588
	2	2,673	2,507
	1	2,952	2,229
14	6	1,175	2,371
	5	1,751	3,058
	4	2,247	3,387
	3	2,578	3,322
	2	2,668	2,819
	1	2,854	2,344
15	6	1,179	2,499
	5	1,753	2,881
	4	2,237	2,979
	3	2,562	2,860
	2	2,667	2,413
	1	2,881	2,213
16	6	1,259	3,652
	5	1,748	3,755
	4	2,152	3,312
	3	2,489	2,499
	2	2,695	1,766
	1	3,028	1,542
17	6	1,173	2,642
	5	1,751	3,534
	4	2,249	4,053
	3	2,581	4,128
	2	2,668	3,742
	1	2,850	3,440
18	6	1,219	2,634
	5	1,747	2,733
	4	2,201	2,691
	3	2,530	2,589
	2	2,676	2,287
	1	2,952	1,903

Tabla 8.4: Comparación de desplazamientos (2). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

Lejano a falla

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
2	6	1,329	4,634
	5	1,745	4,111
	4	2,076	3,372
	3	2,419	2,682
	2	2,719	2,196
	1	3,165	2,245
3	6	1,272	2,321
	5	1,747	2,327
	4	2,138	2,320
	3	2,475	2,359
	2	2,699	2,544
	1	3,055	2,627
4	6	1,827	4,310
	5	1,694	4,329
	4	1,594	4,497
	3	1,967	5,020
	2	2,852	4,622
	1	4,108	5,125
10	6	1,186	1,612
	5	1,750	1,907
	4	2,234	1,884
	3	2,567	1,944
	2	2,672	1,811
	1	2,877	1,555

Tabla 8.5: Comparación de desplazamientos (1). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
11	6	1,169	1,228
	5	1,751	1,754
	4	2,253	2,028
	3	2,585	1,986
	2	2,667	1,650
	1	2,842	1,276
12	6	1,223	3,054
	5	1,748	2,674
	4	2,194	2,696
	3	2,526	2,527
	2	2,681	2,109
	1	2,956	2,006

19	6	1,234	1,468
	5	1,731	1,694
	4	2,211	1,821
	3	2,505	1,891
	2	2,637	1,702
	1	3,027	1,524
20	6	1,284	2,990
	5	1,745	2,641
	4	2,128	2,338
	3	2,463	2,030
	2	2,698	1,756
	1	3,082	1,723

Tabla 8.6: Comparación de desplazamientos (2). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

Comparación de desplazamientos C.F. Edificio de 6 plantas

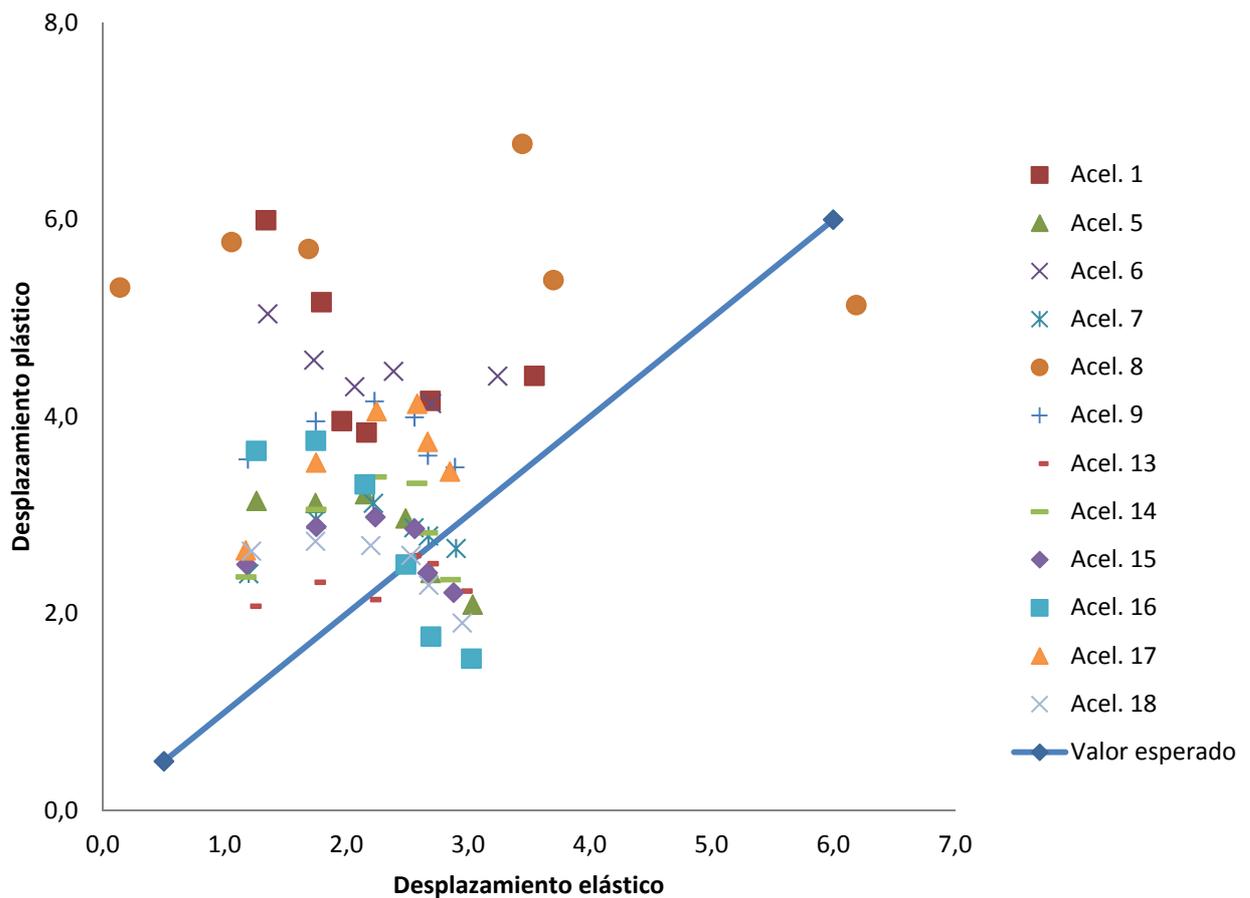


Figura 8.9: Comparación de desplazamientos. Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

Comparación de desplazamientos L.F. Edificio de 6 plantas

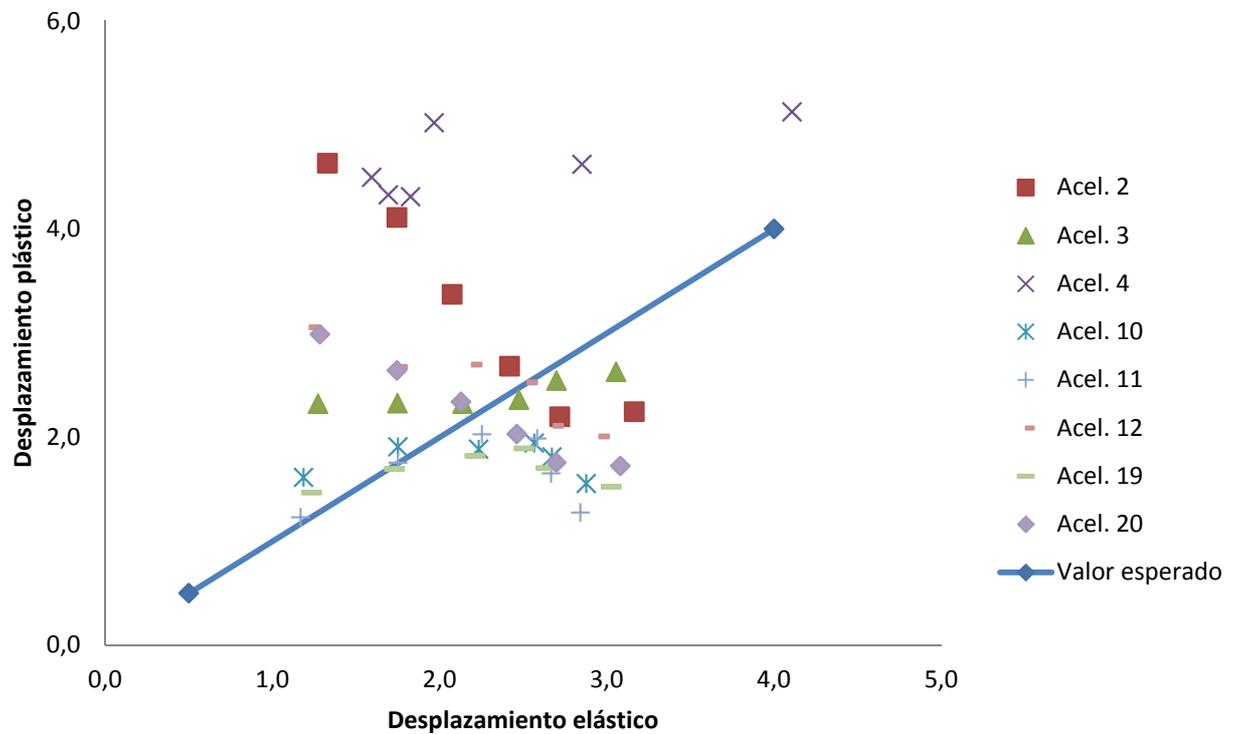


Figura 8.10: Comparación de desplazamientos. Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

Para el caso del edificio de 6 plantas la consideración $v_{max,elpl} = v_{max,el}$ difiere en una mayor medida que para el caso de 3 plantas.

Esta diferencia entre desplazamientos es más acusada en los terremotos cercanos a falla que en los lejanos a falla. Esto puede indicar que pese a estar en el mismo caso de edificios flexibles, el número de plantas de estos puede hacer variar los resultados esperados.

Esto se comprobará cuando se analice el edificio de 9 plantas a continuación:

EDIFICIO DE 9 PLANTAS

Cercano a falla

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
1	9	2,429	4,484
	8	2,498	3,745
	7	1,546	3,206
	6	0,721	3,086
	5	0,736	3,446
	4	1,708	3,333
	3	3,125	3,281
	2	4,254	2,876
	1	4,805	2,410
5	9	1,714	7,198
	8	1,953	6,512
	7	1,650	4,714
	6	1,386	3,629
	5	1,458	3,127
	4	2,030	3,328
	3	2,883	3,566
	2	3,555	3,689
	1	3,872	3,768
6	9	1,536	2,622
	8	1,846	2,913
	7	1,682	2,835
	6	1,520	3,010
	5	1,621	3,387
	4	2,135	3,554
	3	2,861	3,360
	2	3,387	2,881
	1	3,605	2,590
7	9	0,955	1,572
	8	1,419	2,447
	7	1,755	3,030
	6	2,063	3,182
	5	2,303	2,991
	4	2,533	3,047
	3	2,717	2,936
	2	2,733	2,636
	1	2,666	2,269
8	9	1,830	4,609
	8	1,947	4,179
	7	1,602	3,646
	6	1,388	3,235
	5	1,444	3,700
	4	1,941	3,823
	3	2,809	3,836
	2	3,619	3,856
	1	4,076	4,003

9	9	0,928	1,890
	8	1,393	2,301
	7	1,756	2,504
	6	2,095	2,987
	5	2,346	3,223
	4	2,554	3,266
	3	2,703	3,137
	2	2,695	2,626
	1	2,621	1,960

Tabla 8.7: Comparación de desplazamientos (1). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
13	9	0,945	1,851
	8	1,409	2,602
	7	1,755	3,052
	6	2,075	3,564
	5	2,320	3,778
	4	2,541	3,651
	3	2,711	3,368
	2	2,718	2,867
	1	2,649	2,402
14	9	0,911	1,474
	8	1,393	2,063
	7	1,759	2,447
	6	2,090	2,589
	5	2,343	2,565
	4	2,566	2,465
	3	2,717	2,263
	2	2,683	1,885
	1	2,577	1,441
15	9	0,904	1,456
	8	1,389	2,010
	7	1,763	2,282
	6	2,102	2,449
	5	2,358	2,381
	4	2,577	2,121
	3	2,719	1,883
	2	2,677	1,645
	1	2,567	1,327
16	9	1,331	5,314
	8	1,683	5,048
	7	1,705	4,028
	6	1,724	2,755
	5	1,865	2,575
	4	2,257	2,600
	3	2,788	2,591
	2	3,158	2,504
	1	3,302	2,478

17	9	0,883	1,241
	8	1,374	2,058
	7	1,766	2,835
	6	2,122	3,368
	5	2,385	3,598
	4	2,597	3,561
	3	2,718	3,265
	2	2,651	2,697
	1	2,525	2,065
18	9	1,152	4,489
	8	1,528	4,424
	7	1,720	4,135
	6	1,920	4,178
	5	2,107	4,115
	4	2,373	3,842
	3	2,708	3,650
	2	2,938	3,409
	1	3,030	3,092

Tabla 8.8: Comparación de desplazamientos (2). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

Lejano a falla

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
2	9	1,721	6,427
	8	1,976	5,629
	7	1,654	4,179
	6	1,358	3,201
	5	1,430	2,706
	4	2,032	2,945
	3	2,908	3,155
	2	3,574	3,112
	1	3,873	3,081
3	9	1,227	3,332
	8	1,590	3,170
	7	1,713	2,749
	6	1,841	2,605
	5	2,008	2,775
	4	2,322	2,730
	3	2,737	2,466
	2	3,029	2,168
	1	3,147	1,903
4	9	1,369	2,267
	8	1,693	2,295
	7	1,694	2,423
	6	1,711	2,573
	5	1,845	2,998
	4	2,228	3,132
	3	2,774	3,219
	2	3,187	2,910
	1	3,370	2,608

10	9	1,114	1,956
	8	1,535	2,165
	7	1,736	2,251
	6	1,914	2,230
	5	2,107	1,960
	4	2,409	1,592
	3	2,749	1,608
	2	2,921	1,634
	1	2,944	1,426

Tabla 8.9: Comparación de desplazamientos (1). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

ACEL.	STORY	v_{el} (cm)	v_{pl} (cm)
11	9	0,892	1,189
	8	1,381	1,813
	7	1,765	2,164
	6	2,113	2,166
	5	2,373	2,108
	4	2,588	1,995
	3	2,719	1,773
	2	2,663	1,407
	1	2,543	1,015
12	9	1,670	4,646
	8	1,924	4,837
	7	1,657	4,208
	6	1,421	4,517
	5	1,500	4,542
	4	2,055	4,181
	3	2,875	3,694
	2	3,513	3,293
	1	3,808	3,183
19	9	1,077	2,045
	8	1,437	2,582
	7	1,716	3,154
	6	2,033	3,346
	5	2,248	3,343
	4	2,419	3,098
	3	2,636	2,715
	2	2,822	2,185
	1	2,931	2,181

20	9	1,231	3,767
	8	1,571	3,540
	7	1,705	2,945
	6	1,864	2,796
	5	2,033	2,867
	4	2,313	2,863
	3	2,707	2,873
	2	3,018	2,593
	1	3,168	2,057

Tabla 8.10: Comparación de desplazamientos (2). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Comparación de desplazamientos C.F. Edificio de 9 plantas

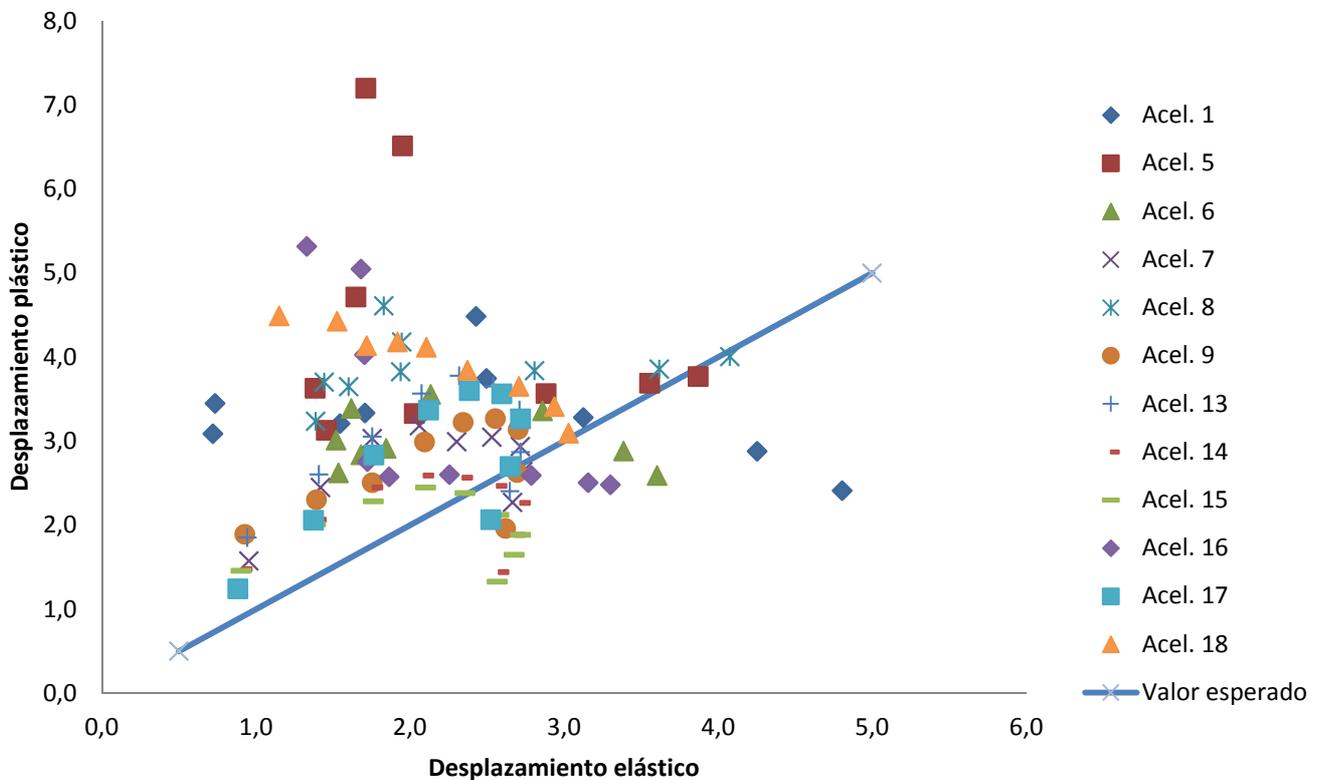


Figura 8.11: Comparación de desplazamientos. Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

Comparación de desplazamientos L.F. Edificio de 9 plantas

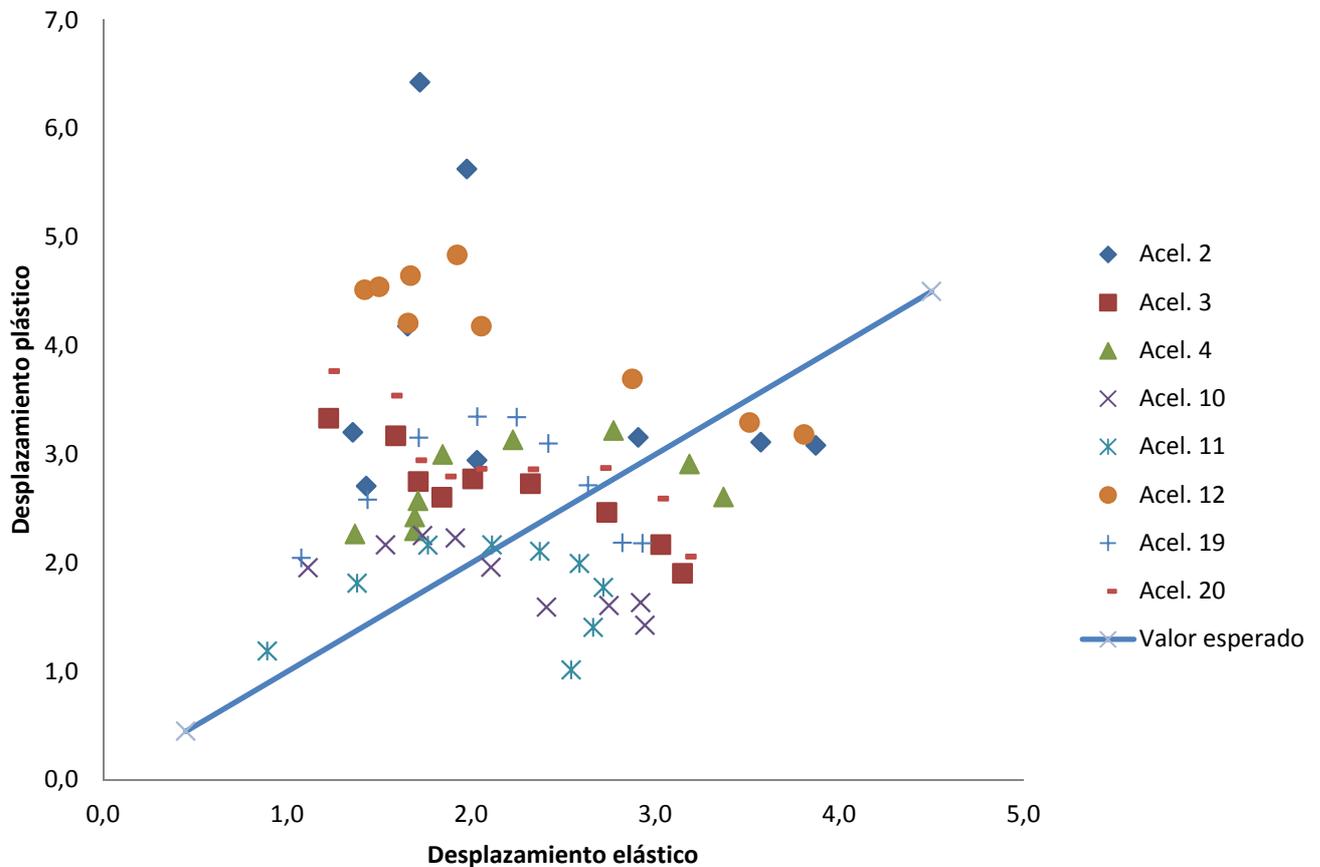


Figura 8.12: Comparación de desplazamientos. Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Para este caso y como se intuía en el edificio de 6 plantas, la dispersión con respecto a la recta continua que representa la igualdad $v_{max,elpl} = v_{max,el}$ es mayor para el edificio de 9 plantas. Aunque es mayor para el caso de los terremotos clasificados como cercanos a falla, siendo menor dicha variación para los terremotos lejanos a falla.

Todo esto hace pensar que pese a incluirse todos los resultados en edificios flexibles como se veía en los diferentes casos definidos por Veletsos y Newmark, debería tenerse en cuenta tanto el número de plantas del edificio como una subdivisión del rango de periodos que se establecen.

Para el edificio de 3 plantas dicha predicción puede tomarse como válida.

Para el edificio de 6 plantas sería útil un factor de corrección ya que los resultados esperados son inferiores a los obtenidos, lo cual puede suponer un error en cálculos posteriores si se toman como iguales los desplazamientos.

Así mismo ocurriría para el edificio de 9 plantas.

El factor del que se está hablando debería relacionar los desplazamientos obtenidos con el número de plantas, así como una división un poco más exhaustiva de dicho rango de periodos. Sin dejar de intentar simplificarla para una fácil aplicación.

La segunda hipótesis se basa en expresiones de la relación η/μ_m propuesta por Akiyama.

8.2 Hipótesis mediante relaciones η/μ_m propuestas por Akiyama

En el apartado anterior se ha definido la ductilidad por la siguiente fórmula:

$$\mu_i = \frac{\delta_{mi} - \delta_{yi}}{\delta_{yi}}$$

Si de aquí se despeja el desplazamiento δ_{mi} que sería el que estamos buscando, obtendríamos la igualdad:

$$\delta_m = (1 + \mu) * \delta_y$$

Akiyama [4] propone una serie de casos de sistemas para cuantificar la relación η/μ_m . Los modelos utilizados para ello son pórticos de cortante de varias plantas, constituidos por estructuras mixtas rígido-flexibles. Así mismo cabe citar que la obtención de la relación entre estos parámetros se realizó mediante relaciones sintetizadas por muchos análisis dinámicos de los terremotos de El centro NS, Hachinoe EW y Kobe NS.

Dichas estructuras están compuestas por dos elementos de distinta rigidez, siendo uno elástico y otro elastoplástico. Siendo el primero el denominado elemento flexible (la rigidez es menor) y el segundo elemento rígido.

Para nuestro caso, despreciaremos la parte flexible, ya que estamos analizando la respuesta en una estructura de tipo elastoplástico convencional, pese a ello cabe citar que la introducción de un elemento flexible en la misma presenta una serie de mejoras en la respuesta del sistema en cuanto a menor deformación máxima, comportamiento histerético con tendencia a regresar al origen, etc.

Al anular la parte flexible en estas relaciones quiere decir que el parámetro $r_q = 0$, el cual representa la relación entre coeficientes de fuerza cortante entre el elemento flexible y el elemento rígido.

El estudio de la relación que estamos tratando se llevó a cabo abordando dos tipos de características para la fuerza restauradora del elemento rígido: el primero sería considerando un tipo elástico perfectamente plástico representativo de las estructuras metálicas porticadas de nudos rígidos (con o sin efecto Bauschinger) y la segunda es de tipo con degradación de rigidez que representa a las estructuras de hormigón armado, conocido también como modelo de Clough.

Para este trabajo emplearemos dicho modelo histerético de Clough con ausencia de la citada parte flexible.

Tomando esta consideración, la relación η/μ_m se puede expresar de la siguiente forma:

Límite inferior:

- Para $r_q \leq 1$; $\eta/\mu_m = 2 + r_q$
- Para $r_q > 1$; $\eta/\mu_m = 3$

Valor de proyecto:

- Para $r_q \leq 1$; $\eta/\mu_m = 3,75 + 1,25 * r_q$
- Para $r_q > 1$; $\eta/\mu_m = 5$

Debido a que hemos calculado el valor de η_i por planta, así como el valor de μ_i por planta, se pueden establecer la relación entre ambos para los datos obtenidos en este trabajo. Los datos obtenidos no se recogen primeramente en una tabla debido a que la relación es una división de los parámetros obtenidos anteriormente, por lo que se exponen las gráficas representativas de dichos datos.

8.2.1 ratio η/μ_m para cada estructura

EDIFICIO DE 3 PLANTAS

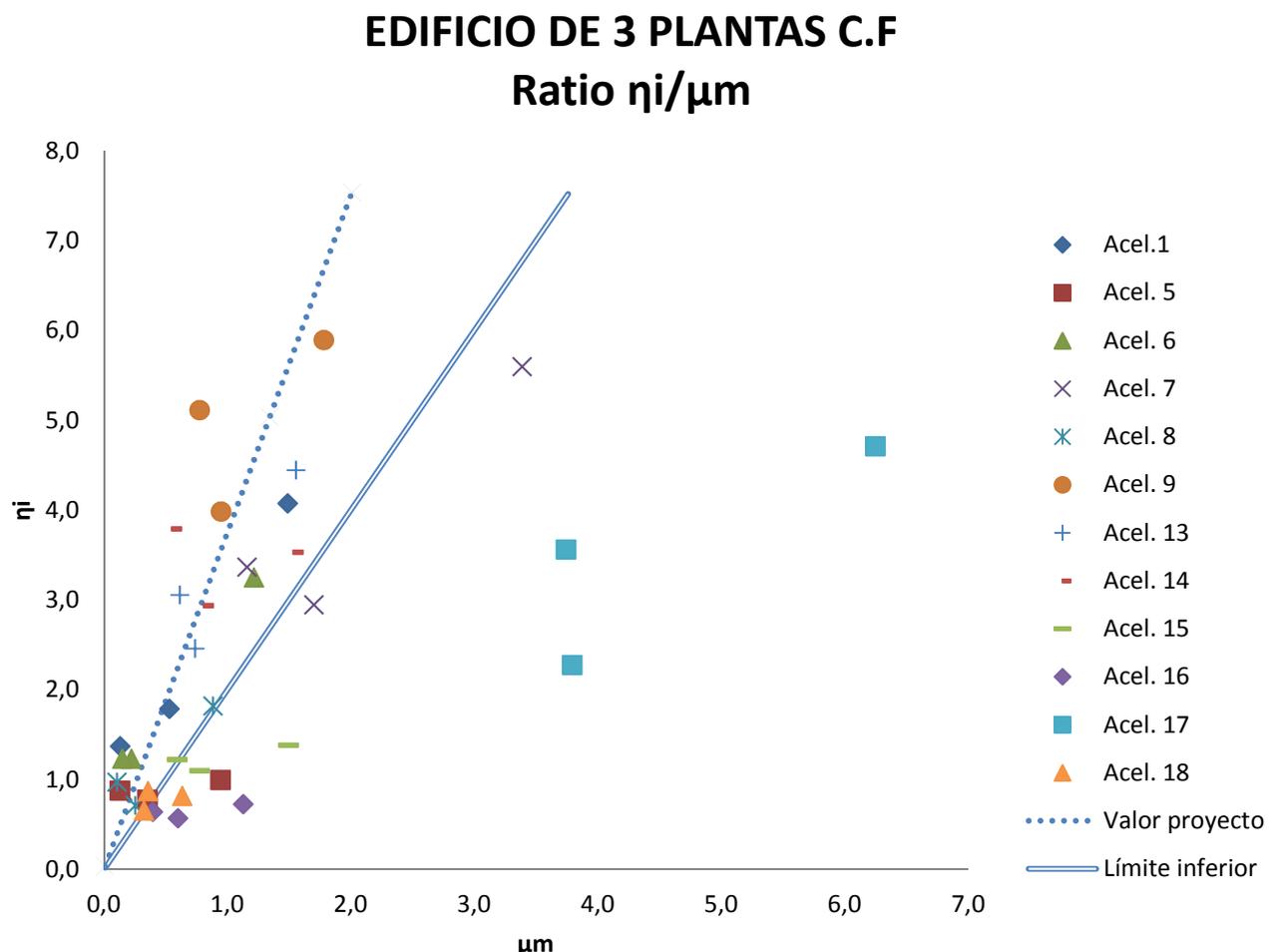


Figura 8.13: Relación η/μ_m . Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS L.F Ratio η/μ_m

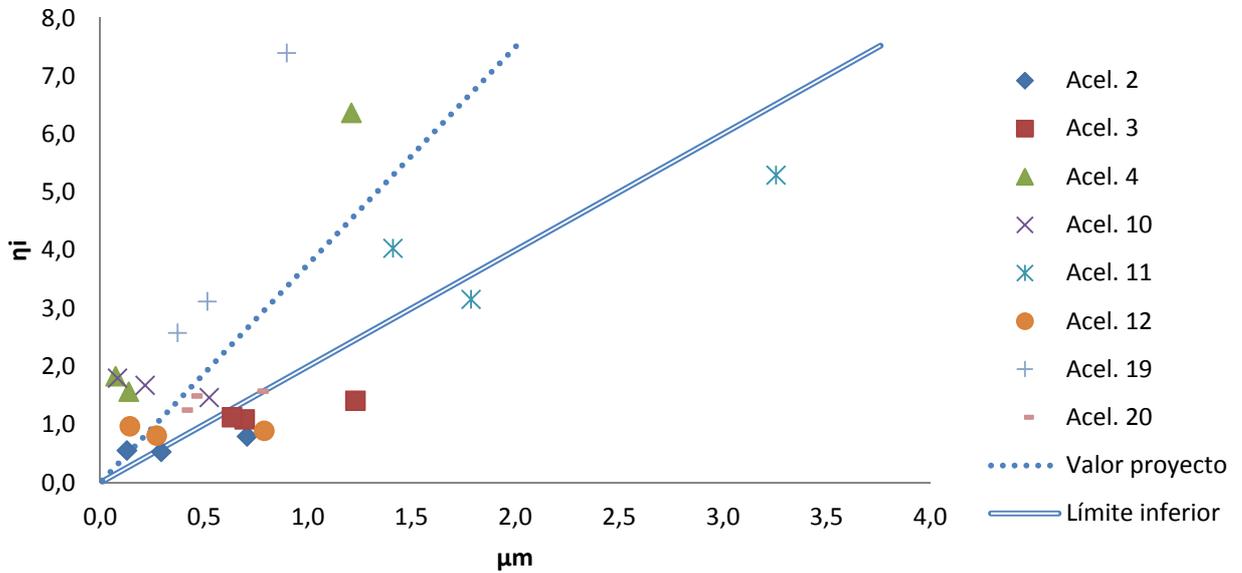


Figura 8.14: Relación η/μ_m . Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS

EDIFICIO DE 6 PLANTAS C.F Ratio η/μ_m

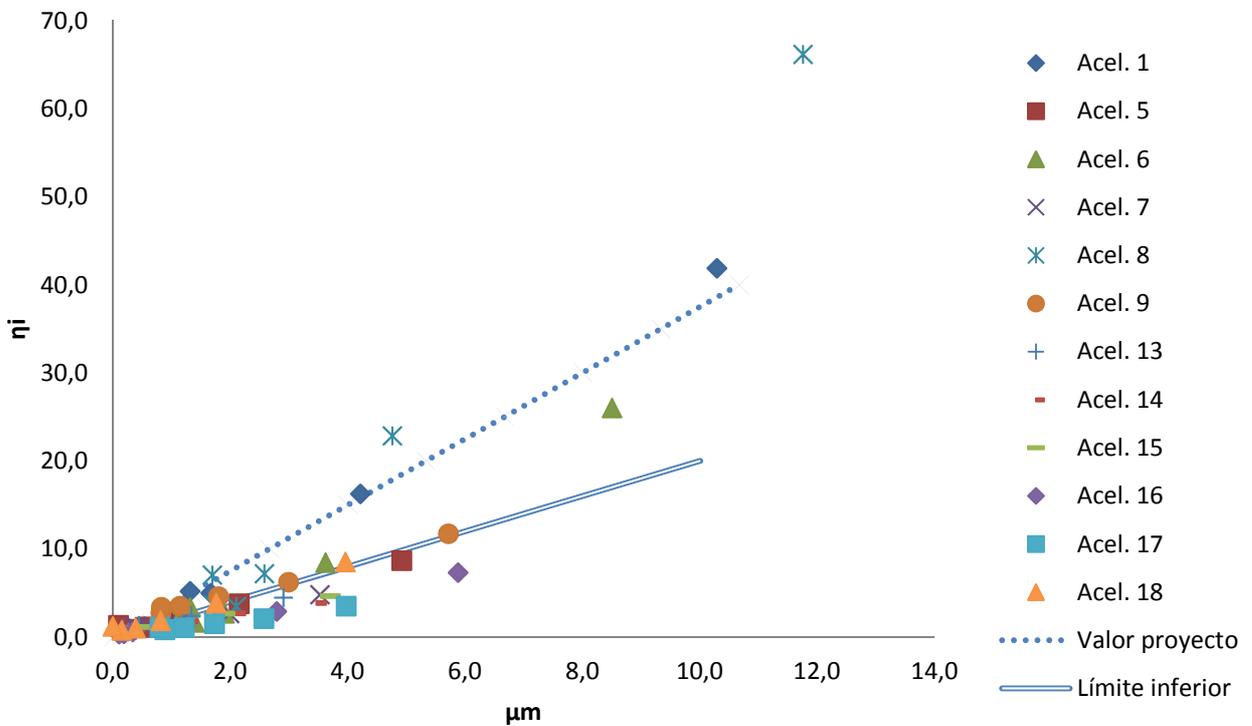


Figura 8.15: Relación η/μ_m . Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS L.F Ratio η_i/μ_m

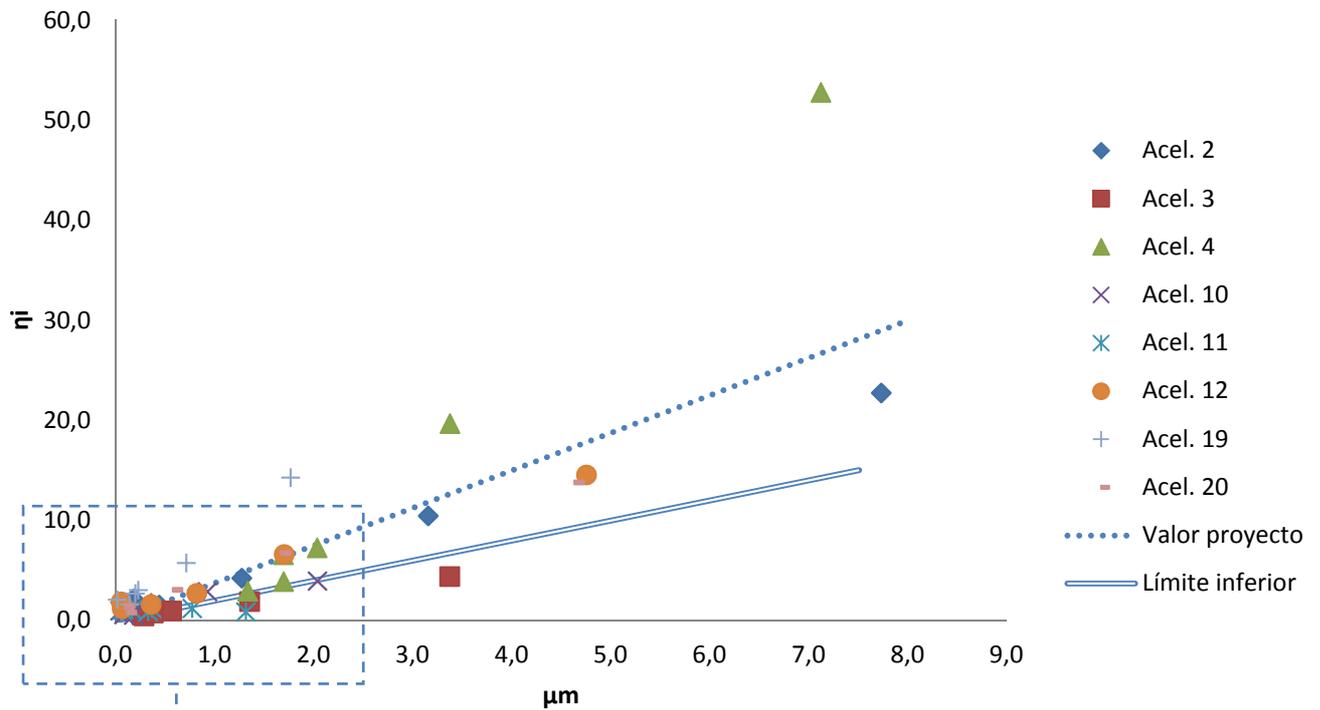


Figura 8.16: Relación η_i/μ_m . Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

zoom zona de origen. Ratio η_i/μ_m

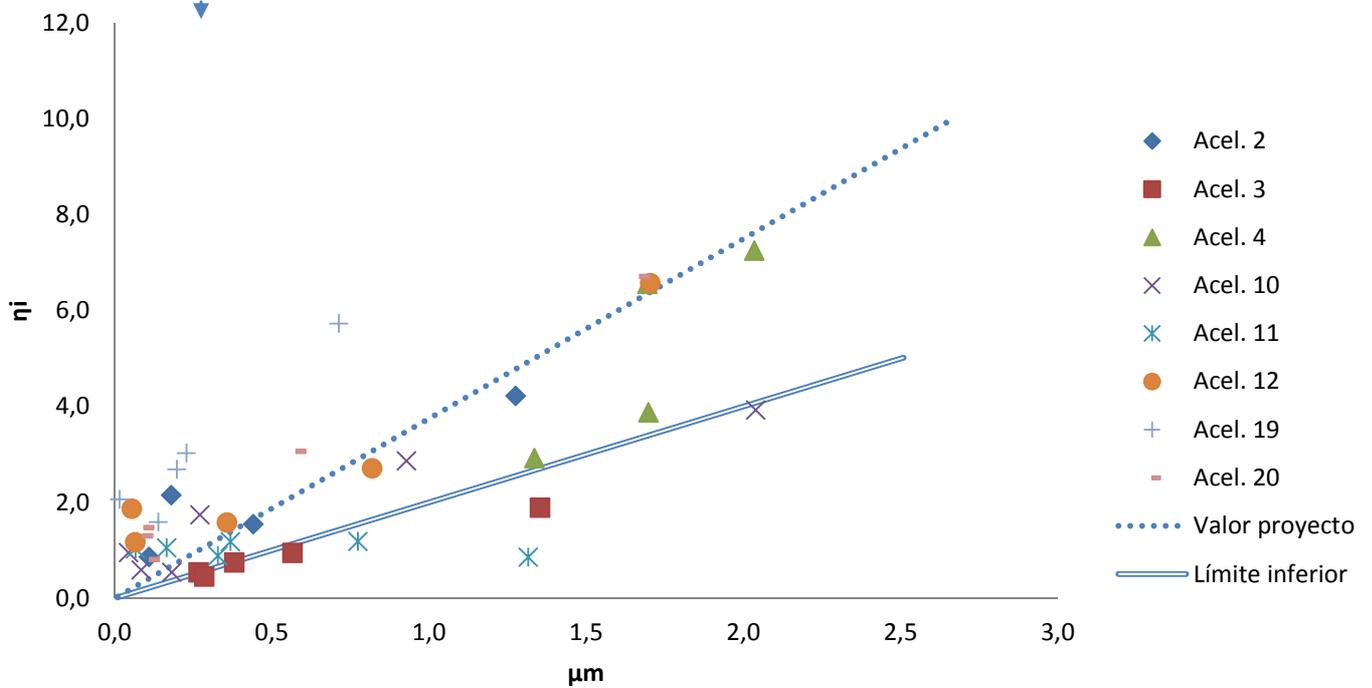


Figura 8.17: "zoom" relación η_i/μ_m . Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS

EDIFICIO DE 9 PLANTAS C.F
Ratio η/μ_m

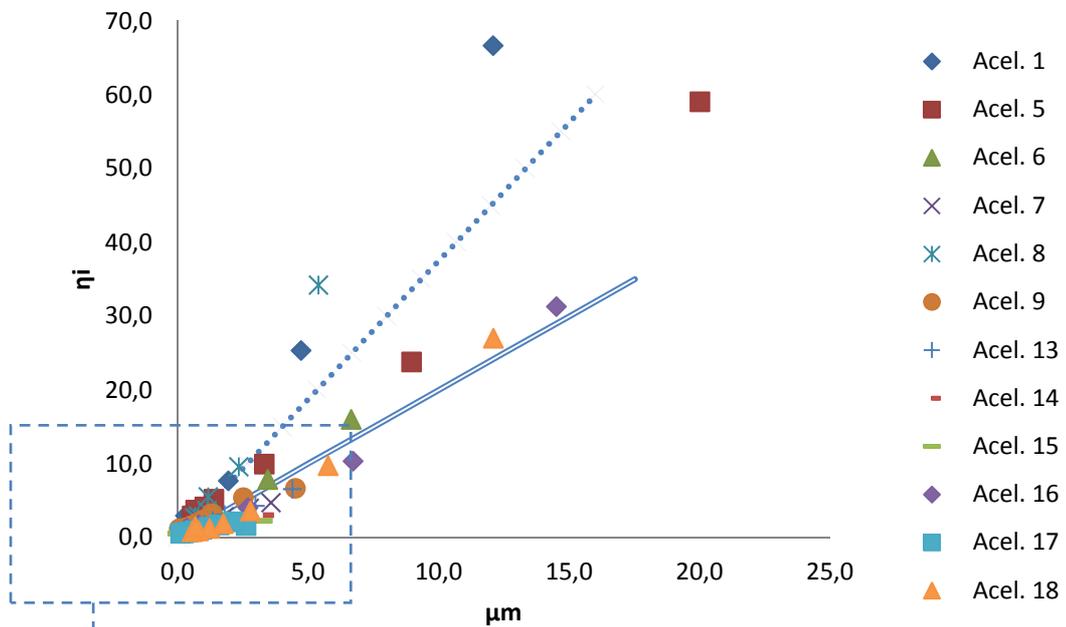


Figura 8.18: Relación η/μ_m . Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

"zoom" zona de origen. Ratio η/μ_m

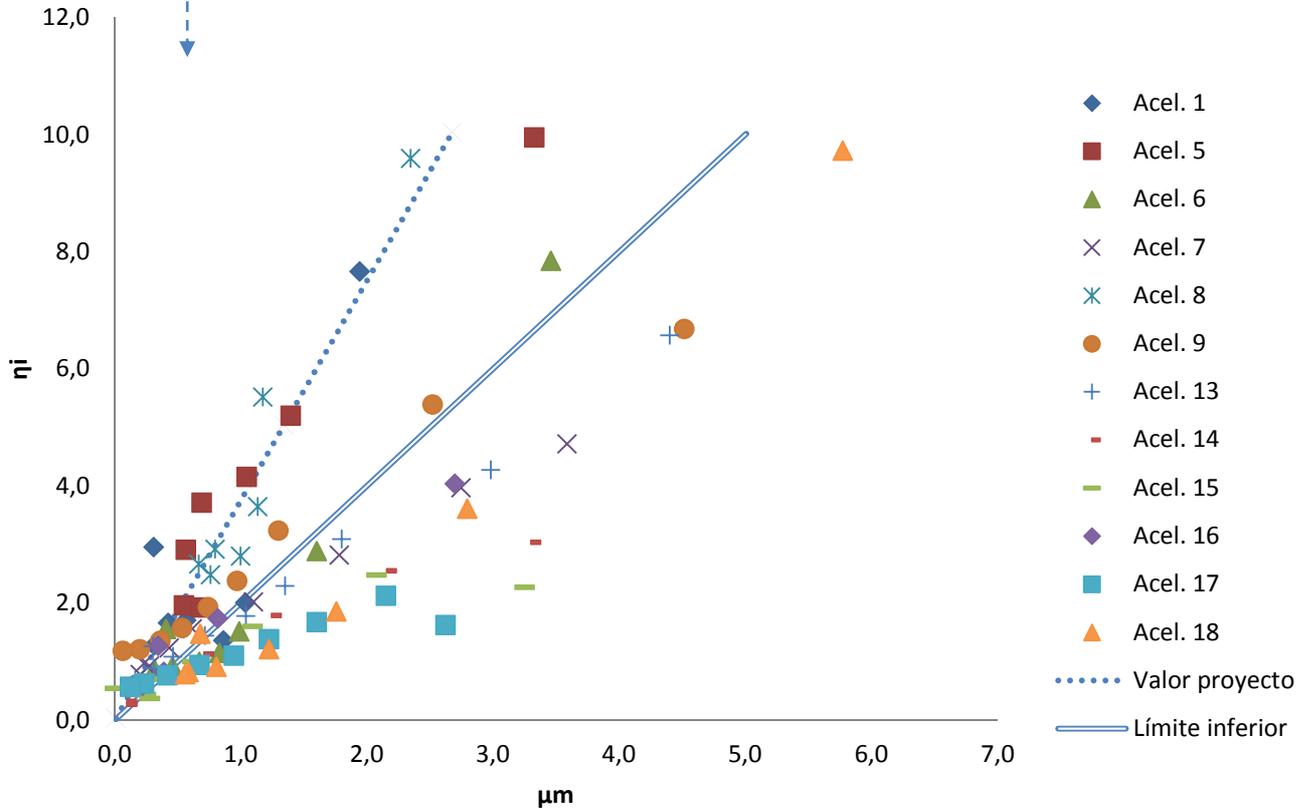


Figura 8.19: "zoom" relación η/μ_m . Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS L.F Ratio η/μ_m

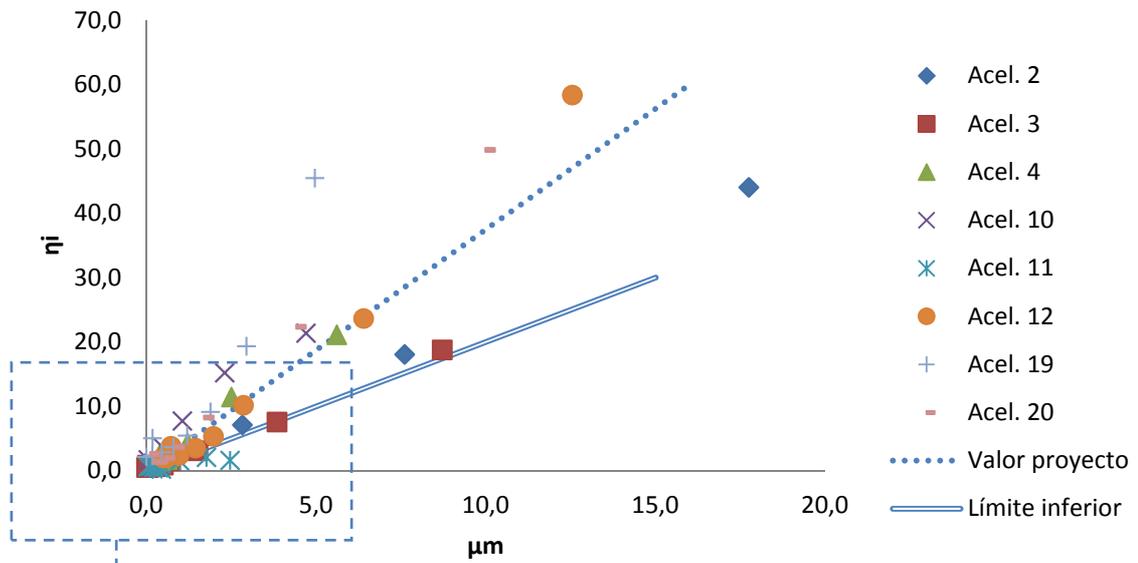


Figura 8.20: Relación η/μ_m . Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

zoom zona de origen. Ratio η/μ_m

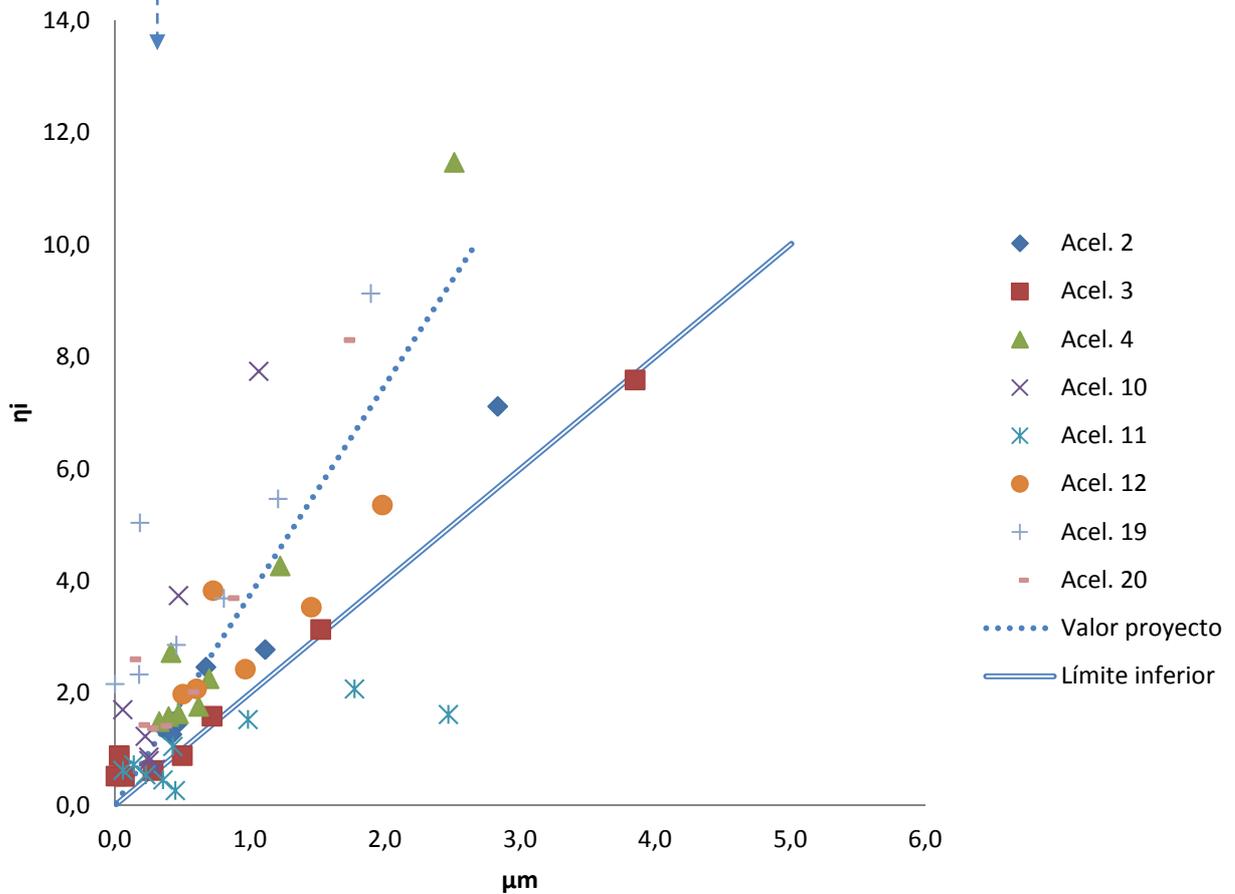


Figura 8.21: "zoom" relación η/μ_m . Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

Como se aprecia de la figura 13 a la figura 21 el valor de proyecto establecido por las relaciones de Akiyama prácticamente no se supera en la mayoría de acelerogramas analizados, sin embargo es cierto que el límite inferior no parece estar tanto a favor de la seguridad, ya que para algunos casos, y en especial los edificios de 6 y 9 plantas con terremotos cercanos a falla, se han obtenido valores inferiores al límite establecido por Akiyama. Hay que tener en cuenta que los análisis realizados por Akiyama contienen parte rígida y parte flexible.

8.2.2 cálculo de desplazamiento máximo relativo mediante expresiones de Akiyama

Una vez que hemos comprobado dicha relación se va a llevar a cabo una regresión lineal calculando el desplazamiento máximo relativo por planta con el valor de proyecto propuesto por Akiyama mediante la relación de Clough, es decir, de la relación antes descrita:

$$\delta_m = (1 + \mu) * \delta_y$$

Y la relación:

$$\eta/\mu_m = 3,75$$

Se despeja para calcular dicho desplazamiento que:

$$\delta_{mi} = \left(1 + \frac{\eta_i}{3,75}\right) * \delta_{yi}$$

Aplicando dicha igualdad, se han realizado los cálculos de desplazamientos relativos por planta para cada estructura, que son los siguientes:

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			
CERCANO A FALLA			d _{max} (mm)
ACEL.	STORY	η_i	
1	3	4,076	19,889
	2	1,789	23,478
	1	1,371	27,952
5	3	0,996	12,060
	2	0,777	19,190
	1	0,878	25,261
6	3	3,250	17,790
	2	1,233	21,121
	1	1,232	27,191
7	3	5,596	23,753
	2	2,947	28,385
	1	3,366	38,841
8	3	1,820	14,156
	2	0,973	20,020
	1	0,711	24,348
9	3	5,892	24,505
	2	3,984	32,782
	1	5,114	48,380

13	3	4,445	20,826
	2	2,460	26,323
	1	3,054	37,140
14	3	3,533	18,509
	2	2,938	28,347
	1	3,793	41,170
15	3	1,383	13,044
	2	1,099	20,552
	1	1,223	27,145
16	3	0,727	11,377
	2	0,572	18,317
	1	0,642	23,974
17	3	4,712	21,506
	2	2,276	25,541
	1	3,560	39,897
18	3	0,819	11,613
	2	0,657	18,679
	1	0,871	25,223

Tabla 8.11: Desplazamientos relaciones de Akiyama. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS			
LEJANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
2	3	0,797	11,555
	2	0,533	18,153
	1	0,552	23,479
3	3	1,410	13,114
	2	1,089	20,509
	1	1,128	26,627
4	3	6,363	25,701
	2	1,832	23,659
	1	1,568	29,026
10	3	1,466	13,256
	2	1,675	22,993
	1	1,800	30,295
11	3	5,295	22,987
	2	3,154	29,263
	1	4,034	42,487
12	3	0,893	11,800
	2	0,811	19,333
	1	0,970	25,761
19	3	7,394	28,322
	2	2,579	26,825
	1	3,119	37,493
20	3	1,574	13,530
	2	1,248	21,185
	1	1,494	28,625

Tabla 8.12: Desplazamientos relaciones de Akiyama. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			
CERCANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
1	6	41,891	64,553
	5	16,283	52,814
	4	5,000	34,567
	3	1,767	27,370
	2	1,645	28,471
	1	5,234	45,562
5	6	8,706	17,617
	5	3,819	19,956
	4	1,756	21,752
	3	1,169	24,403
	2	0,897	24,523
	1	1,347	25,847
6	6	26,028	42,117
	5	8,478	32,237
	4	2,712	25,528
	3	1,684	26,955
	2	1,504	27,723
	1	3,381	36,163
7	6	4,831	12,136
	5	2,682	16,957
	4	1,655	21,353
	3	1,210	24,607
	2	0,986	24,991
	1	1,222	25,213
8	6	66,186	98,915
	5	22,864	70,165
	4	7,223	43,347
	3	3,501	35,972
	2	3,650	39,046
	1	7,078	54,913
9	6	11,744	21,914
	5	6,261	26,394
	4	4,610	33,026
	3	3,526	36,096
	2	2,750	34,300
	1	3,407	36,296

Tabla 8.13: Desplazamientos relaciones de Akiyama (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			
CERCANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
13	6	4,505	11,675
	5	2,433	16,300
	4	1,354	20,162
	3	0,759	22,367
	2	0,600	22,954
	1	0,925	23,710
14	6	3,884	10,797
	5	2,731	17,085
	4	1,819	22,000
	3	1,339	25,244
	2	1,074	25,456
	1	1,147	24,833
15	6	4,682	11,926
	5	2,696	16,995
	4	1,682	21,459
	3	1,179	24,454
	2	0,899	24,532
	1	1,054	24,362
16	6	7,351	15,701
	5	2,928	17,606
	4	1,261	19,794
	3	0,592	21,539
	2	0,361	21,694
	1	0,390	20,994
17	6	3,524	10,289
	5	2,123	15,484
	4	1,537	20,886
	3	1,087	23,993
	2	0,834	24,190
	1	1,106	24,629
18	6	8,560	17,410
	5	3,881	20,118
	4	1,869	22,196
	3	1,036	23,743
	2	0,783	23,922
	1	1,224	25,225

Tabla 8.14: Desplazamientos relaciones de Akiyama (1). Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			
LEJANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
2	6	22,722	37,442
	5	10,455	37,449
	4	4,225	31,503
	3	1,547	26,277
	2	0,865	24,351
	1	2,151	29,928
3	6	4,372	11,488
	5	1,890	14,870
	4	0,948	18,558
	3	0,544	21,302
	2	0,457	22,202
	1	0,747	22,805
4	6	52,765	79,934
	5	19,666	61,734
	4	7,255	43,475
	3	3,880	37,849
	2	2,928	35,237
	1	6,561	52,294
10	6	3,930	10,862
	5	2,871	17,457
	4	1,744	21,702
	3	0,956	23,346
	2	0,594	22,921
	1	0,542	21,768

Tabla 8.15: Desplazamientos relaciones de Akiyama (1). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS			
LEJANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
11	6	0,859	6,519
	5	1,187	13,017
	4	1,185	19,494
	3	1,032	23,720
	2	1,054	25,352
	1	0,888	23,524
12	6	14,552	25,886
	5	6,578	27,230
	4	2,715	25,539
	3	1,583	26,457
	2	1,172	25,970
	1	1,870	28,504
19	6	14,264	25,478
	5	5,735	25,006
	4	3,030	26,786
	3	2,064	28,840
	2	1,595	28,203
	1	2,689	32,656
20	6	13,789	24,806
	5	6,717	27,596
	4	3,067	26,931
	3	1,305	25,076
	2	0,807	24,049
	1	1,477	26,507

Tabla 8.16: Desplazamientos relaciones de Akiyama (2). Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			
CERCANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
1	9	66,647	64,318
	8	25,352	50,691
	7	7,661	33,147
	6	2,009	23,262
	5	1,361	25,216
	4	1,706	30,943
	3	1,664	33,232
	2	1,282	29,369
	1	2,958	32,925

5	9	59,055	57,382
	8	23,777	47,947
	7	9,953	39,804
	6	5,202	36,158
	5	3,717	36,840
	4	2,910	37,771
	3	1,961	35,057
	2	1,925	33,119
	1	4,157	38,811
6	9	15,999	18,044
	8	7,843	20,193
	7	2,887	19,279
	6	1,517	21,273
	5	1,150	24,176
	4	1,001	26,947
	3	0,923	28,683
	2	0,872	26,972
	1	1,559	26,060
7	9	4,718	7,737
	8	3,969	13,446
	7	2,820	19,085
	6	2,023	23,318
	5	1,563	26,212
	4	1,235	28,271
	3	0,926	28,705
	2	0,779	26,432
	1	0,973	23,184
8	9	100,979	95,686
	8	34,215	66,129
	7	9,593	38,757
	6	3,648	29,883
	5	2,801	32,322
	4	2,922	37,840
	3	2,665	39,374
	2	2,485	36,390
	1	5,520	45,498
9	9	6,682	9,531
	8	5,391	15,922
	7	3,240	20,305
	6	2,382	24,768
	5	1,932	28,033
	4	1,578	30,217
	3	1,359	31,361
	2	1,212	28,957
	1	1,185	24,222

Tabla 8.17: Desplazamientos relaciones de Akiyama (1). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			
CERCANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
13	9	6,572	9,431
	8	4,274	13,977
	7	3,094	19,880
	6	2,295	24,419
	5	1,782	27,292
	4	1,442	29,446
	3	1,084	29,675
	2	0,884	27,046
	1	1,263	24,606
14	9	3,038	6,202
	8	2,553	10,978
	7	1,790	16,091
	6	1,129	19,707
	5	0,701	21,960
	4	0,457	23,860
	3	0,320	24,982
	2	0,279	23,515
	1	0,273	19,747
15	9	2,269	5,499
	8	2,479	10,849
	7	1,605	15,554
	6	1,002	19,193
	5	0,699	21,953
	4	0,547	24,368
	3	0,439	25,711
	2	0,440	24,451
	1	0,372	20,232
16	9	31,282	32,007
	8	10,359	24,576
	7	4,038	22,623
	6	1,737	22,165
	5	0,827	22,585
	4	0,589	24,608
	3	0,572	26,532
	2	0,597	25,372
	1	1,270	24,638

17	9	1,626	4,912
	8	2,125	10,233
	7	1,674	15,756
	6	1,387	20,749
	5	1,103	23,945
	4	0,945	26,625
	3	0,769	27,739
	2	0,626	25,540
	1	0,574	21,222
18	9	26,999	28,094
	8	9,725	23,471
	7	3,612	21,385
	6	1,859	22,657
	5	1,214	24,494
	4	0,913	26,446
	3	0,821	28,055
	2	0,785	26,467
	1	1,475	25,645

Tabla 8.18: Desplazamientos relaciones de Akiyama (2). Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			
LEJANO A FALLA			d_{max}(mm)
ACEL.	STORY	η_i	
2	9	44,001	43,628
	8	18,075	38,016
	7	7,117	31,566
	6	2,779	26,374
	5	1,448	25,646
	4	1,333	28,827
	3	1,352	31,314
	2	1,265	29,268
	1	2,466	30,511
3	9	18,754	20,561
	8	7,587	19,746
	7	3,135	19,999
	6	1,589	21,566
	5	0,883	22,857
	4	0,618	24,774
	3	0,516	26,187
	2	0,522	24,931
	1	0,887	22,760

4	9	21,127	22,729
	8	11,472	26,515
	7	4,270	23,295
	6	2,256	24,258
	5	1,765	27,211
	4	1,629	30,506
	3	1,583	32,736
	2	1,495	30,610
	1	2,723	31,769
10	9	21,372	22,952
	8	15,238	33,074
	7	7,743	33,386
	6	3,741	30,259
	5	1,708	26,930
	4	0,860	26,143
	3	0,642	26,960
	2	0,798	26,545
	1	1,231	24,450

Tabla 8.19: Desplazamientos relaciones de Akiyama (1). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 9 PLANTAS			
LEJANO A FALLA			d _{max} (mm)
ACEL.	STORY	η_i	
11	9	1,618	4,905
	8	2,077	10,149
	7	1,532	15,344
	6	1,052	19,396
	5	0,724	22,075
	4	0,625	24,810
	3	0,544	26,360
	2	0,455	24,542
	1	0,263	19,698
12	9	58,346	56,734
	8	23,633	47,696
	7	10,169	40,433
	6	5,357	36,784
	5	3,535	35,943
	4	2,426	35,028
	3	2,079	35,777
	2	1,982	33,452
	1	3,830	37,205

19	9	45,476	44,975
	8	19,332	40,205
	7	9,132	37,420
	6	5,466	37,225
	5	3,690	36,710
	4	2,862	37,500
	3	2,333	37,340
	2	2,163	34,511
	1	5,038	43,135
20	9	49,849	48,971
	8	22,383	45,519
	7	8,301	35,005
	6	3,695	30,072
	5	2,021	28,474
	4	1,416	29,301
	3	1,375	31,459
	2	1,432	30,244
	1	2,601	31,173

Tabla 8.20: Desplazamientos relaciones de Akiyama (2). Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

8.2.3 comparación de desplazamientos obtenidos mediante relaciones de Akiyama frente a desplazamientos reales

Una vez definidos los desplazamientos obtenidos mediante las relaciones de Akiyama, en las siguientes gráficas se puede ver estos desplazamientos comparados con los desplazamientos obtenidos mediante el programa IDARC definidos como desplazamientos plásticos. La línea de puntos representa una línea de 45º definida como valor esperado, ya que a mayor igualdad entre desplazamientos, más cerca de esta línea estará la nube de puntos, al igual que se pudo ver en la comparación entre los desplazamientos elásticos y los desplazamientos obtenidos en IDARC.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS C.F Comparación de desplazamientos (cm)

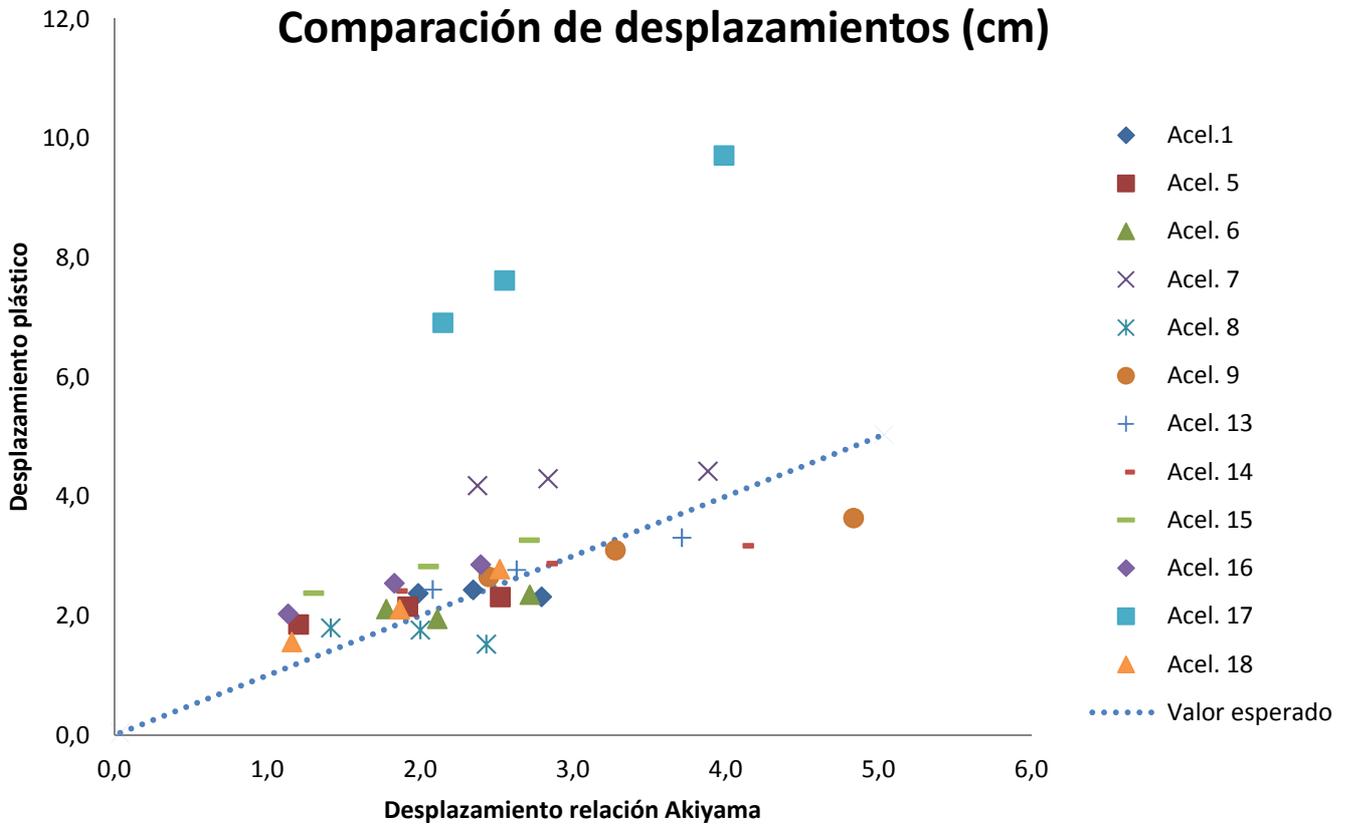


Figura 8.22: Comparación de desplazamientos. Edificio de 3 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 3 PLANTAS L.F Comparación de desplazamientos (cm)

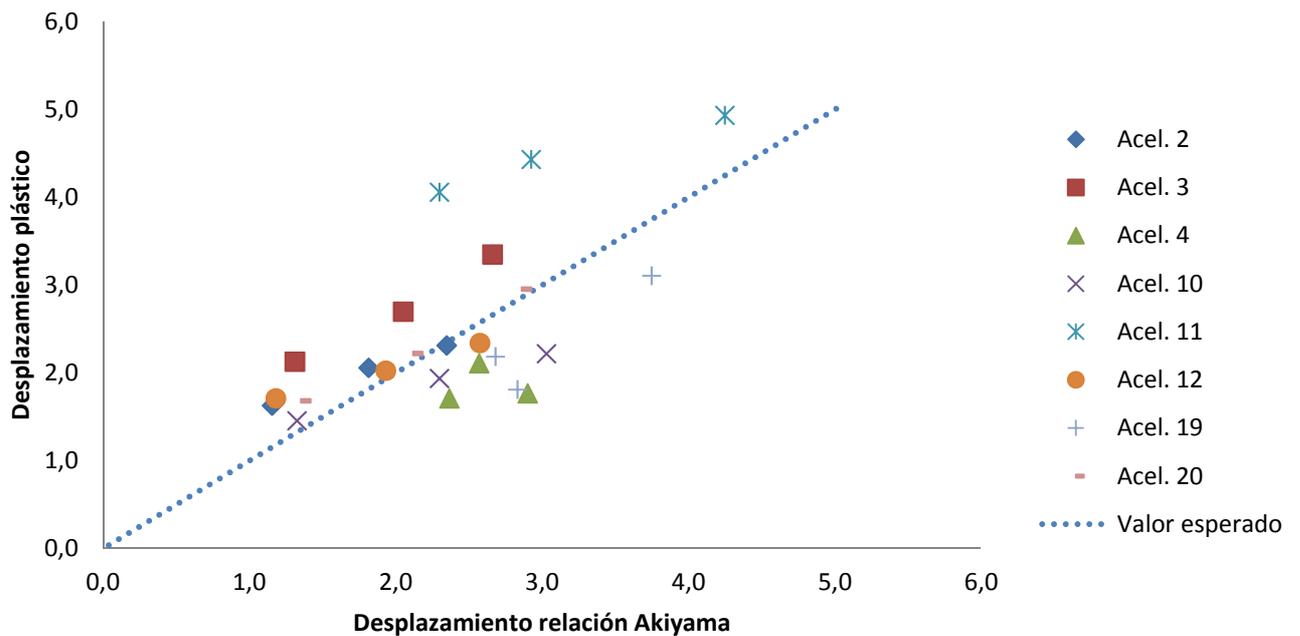


Figura 8.23: Comparación de desplazamientos. Edificio de 3 plantas. Lejano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS C.F Comparación de desplazamientos (cm)

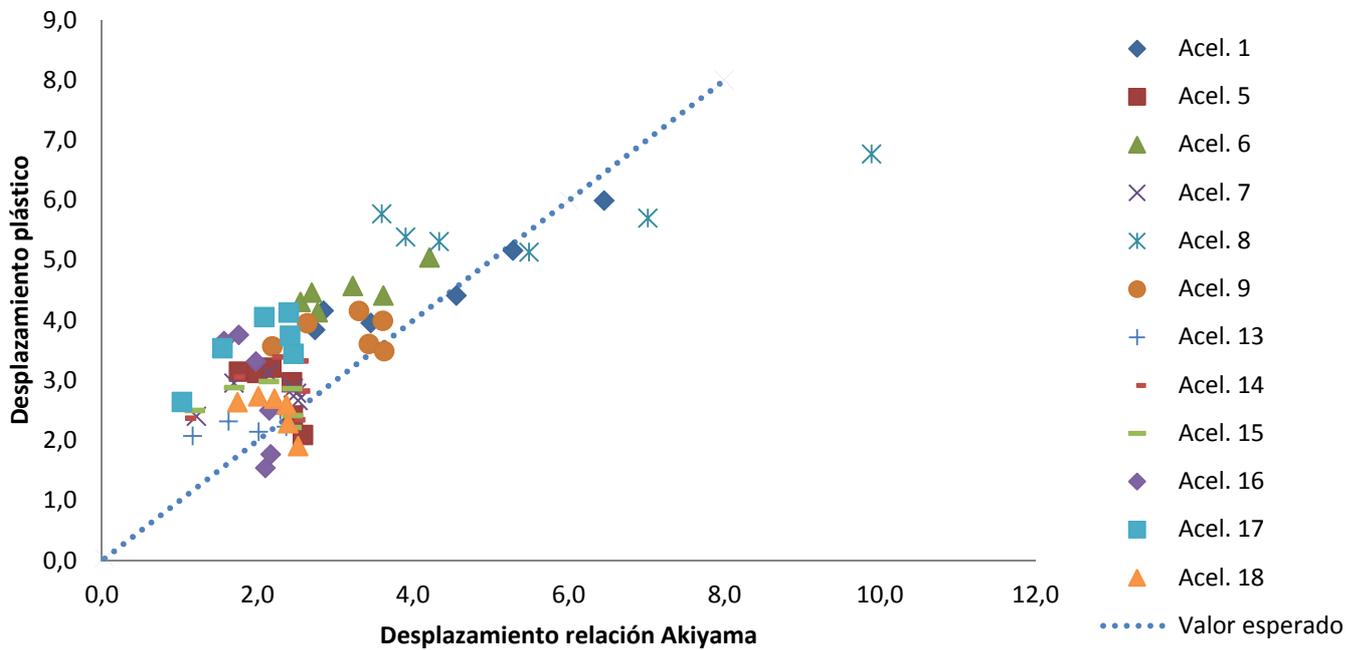


Figura 8.24: Comparación de desplazamientos. Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

EDIFICIO DE 6 PLANTAS L.F Comparación de desplazamientos (cm)

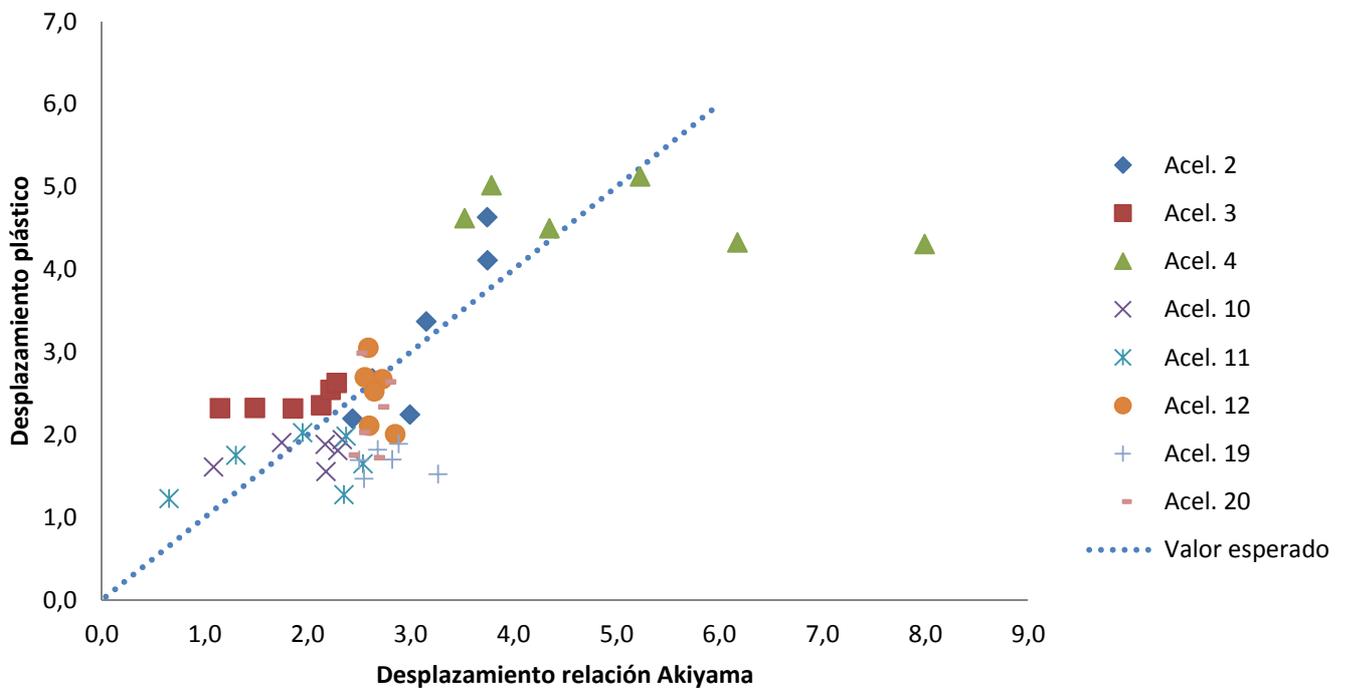


Figura 8.25: Comparación de desplazamientos. Edificio de 6 plantas. Lejano a falla.

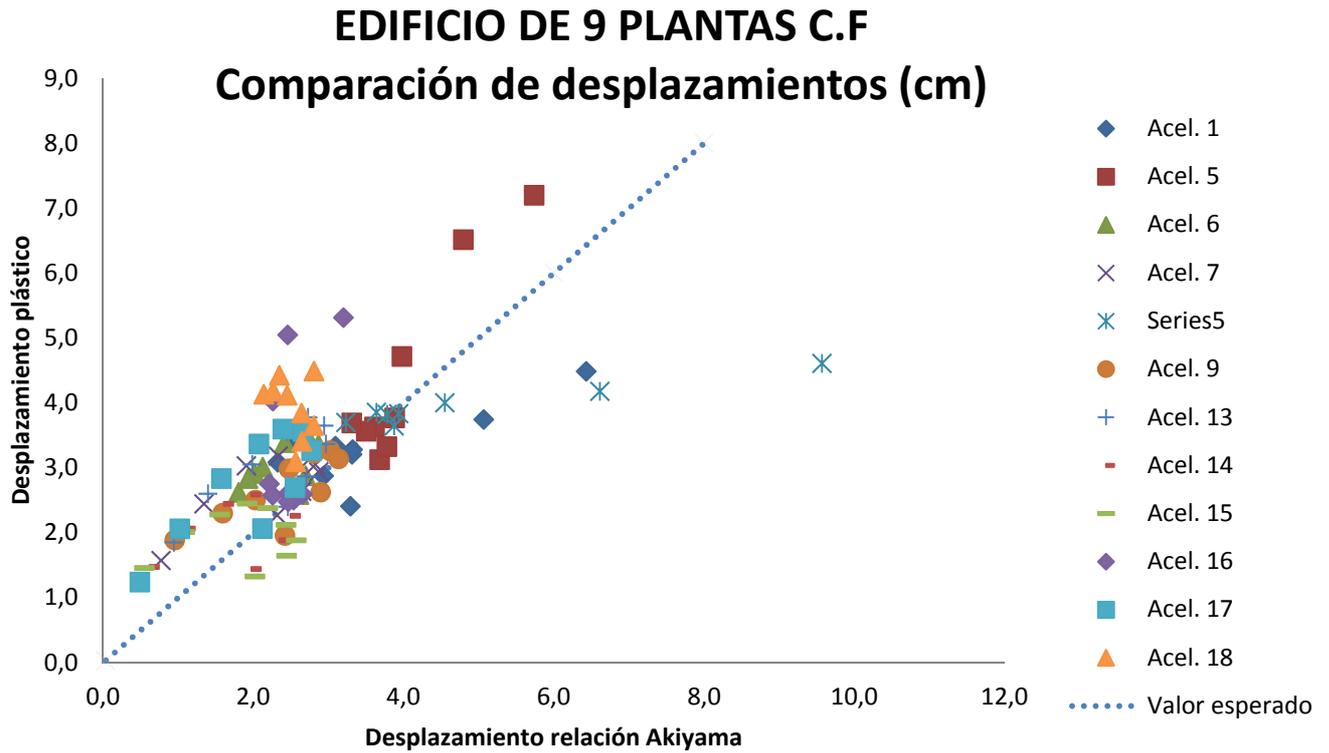


Figura 8.26: Comparación de desplazamientos. Edificio de 9 plantas. Cercano a falla.

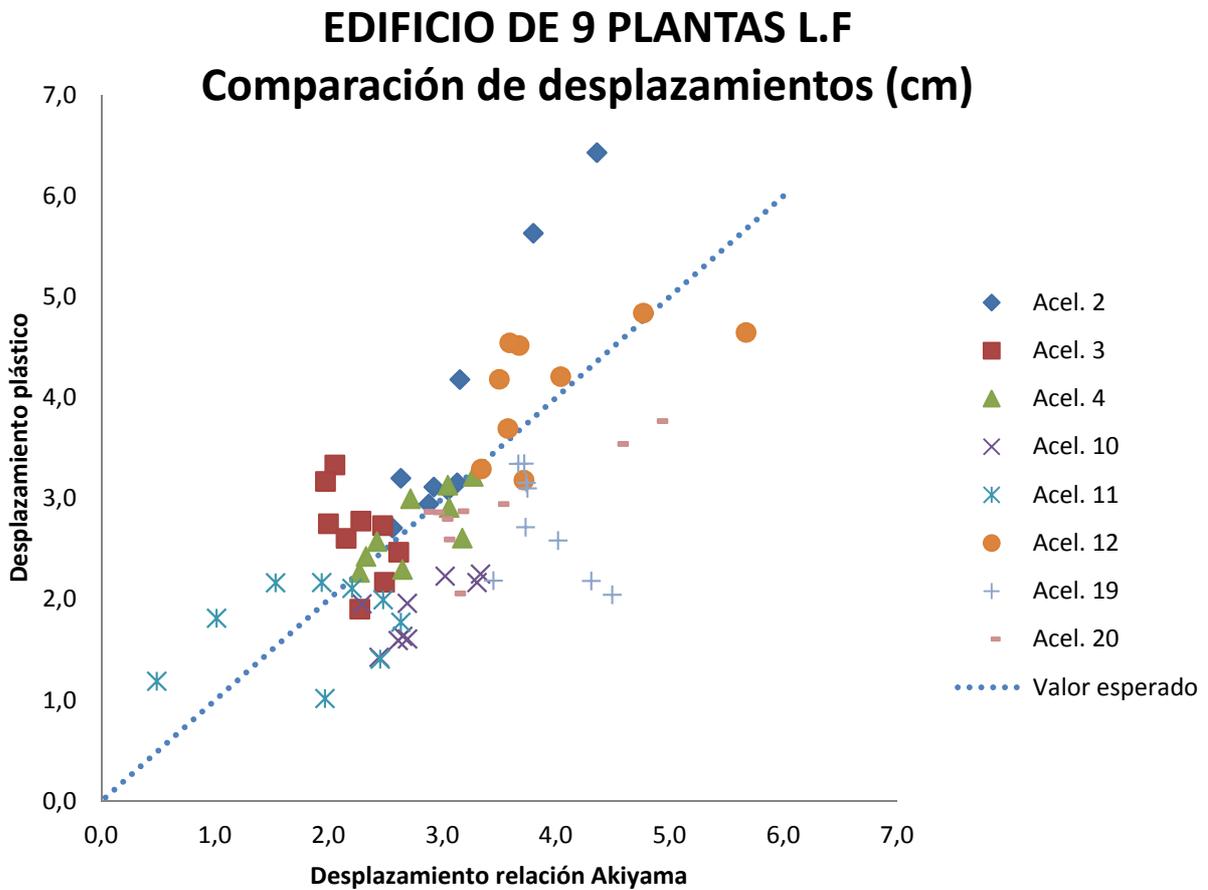


Figura 8.27: Comparación de desplazamientos. Edificio de 9 plantas. Lejano a falla.

A la vista de los resultados se puede comprobar cómo la aproximación entre los desplazamientos obtenidos mediante IDARC y los desplazamientos obtenidos mediante las relaciones de Akiyama entre η/μ_m son muy próximos entre ellos, teniendo ciertas variaciones para algunos terremotos, pero siendo estas aceptables, a la vista de los datos obtenidos en las relaciones η/μ_m para este trabajo.

Además, se incluye una gráfica comparativa como ejemplo de la diferencia entre los desplazamientos elásticos obtenidos para el edificio de 6 plantas con los terremotos cercanos a falla, y los desplazamientos obtenidos mediante las relaciones propuestas por Akiyama para el mismo caso. Adjuntándose la figura 9 para una mejor comparación entre ambos.

8.2.4 desplazamientos en régimen elástico frente a desplazamientos obtenidos mediante relaciones de Akiyama

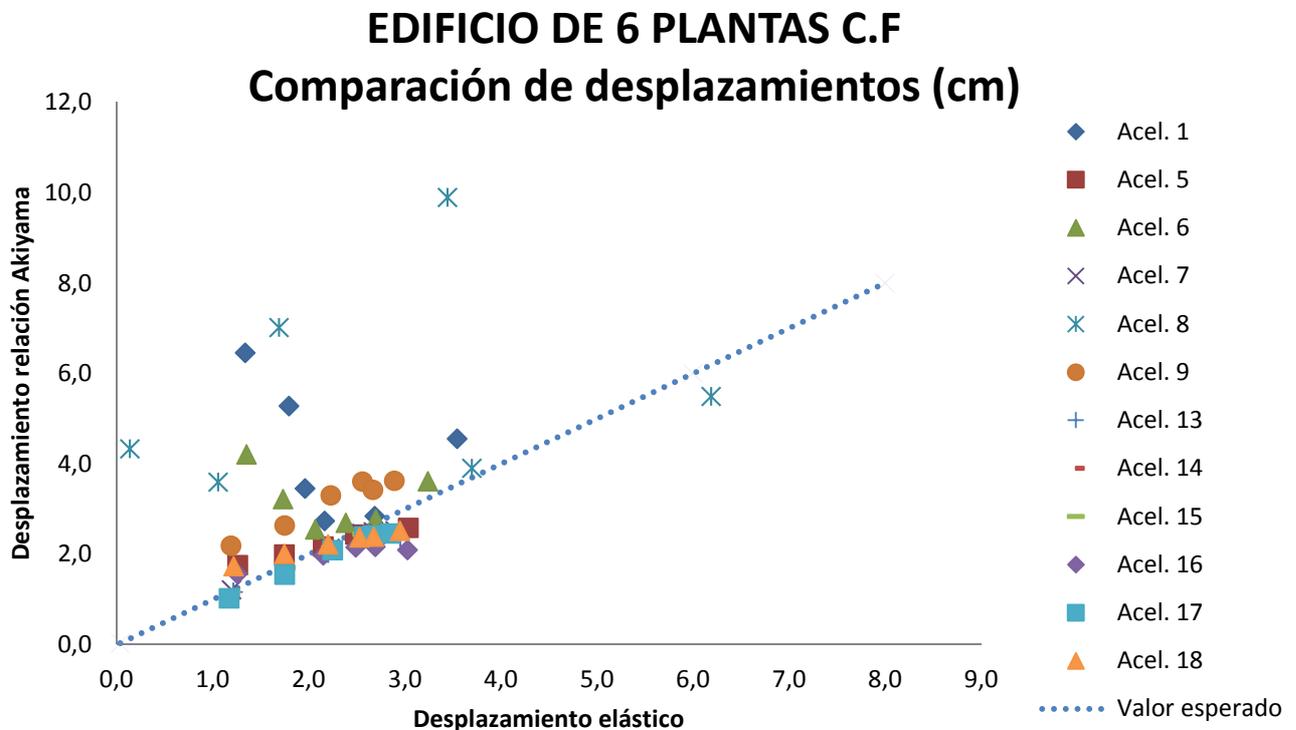


Figura 8.28: Comparación de desplazamientos. Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

Edificio de 6 plantas C.F. Comparación de desplazamientos (cm)

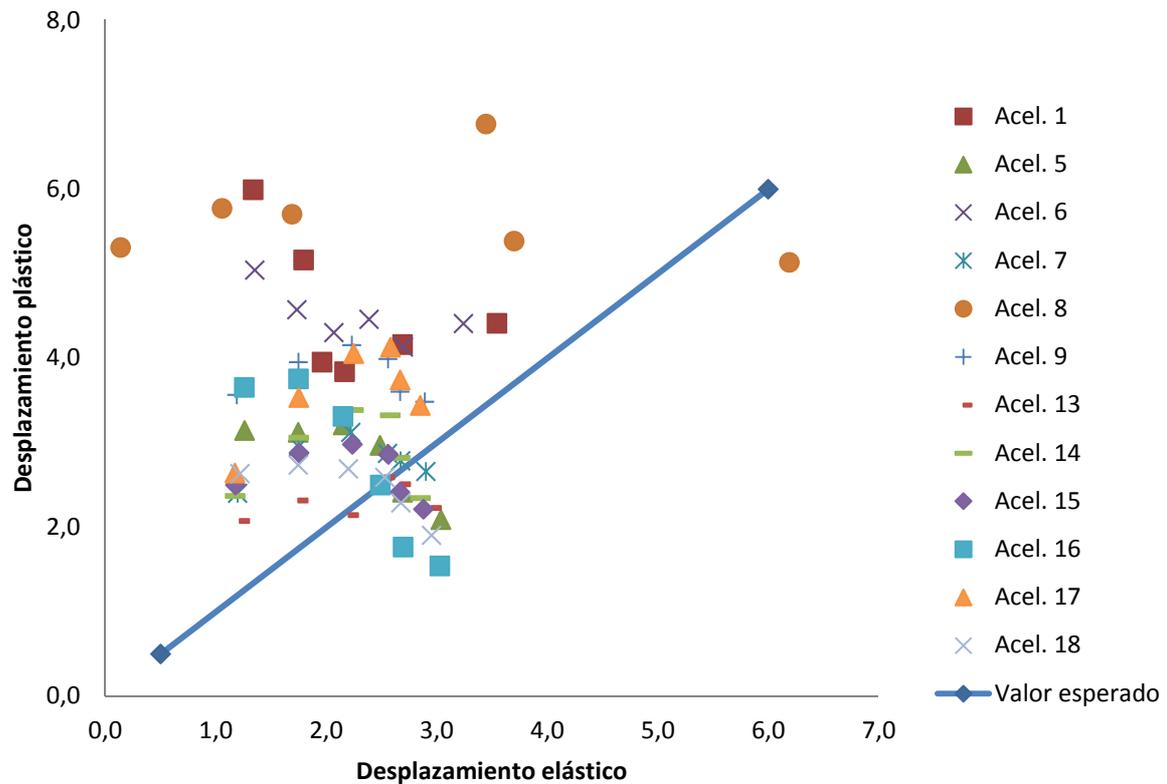


Figura 8.29=8.9: Comparación de desplazamientos. Edificio de 6 plantas. Cercano a falla.

A la vista de los resultados se puede comprobar cómo las relaciones de Akiyama permiten una mayor aproximación a la respuesta que se obtiene mediante un análisis modal en régimen elástico, aun partiendo dichas relaciones de los datos obtenidos por el programa IDARC.

Por lo que sería interesante establecer una correlación actual en el trabajo de Veletsos y Newmark en el que se añadiesen este tipo de relaciones. Y a partir de estas poder obtener una aproximación mejor para la respuesta real del elemento que se esté analizando.

8.3 Comparación de desplazamientos en régimen elástico con desplazamientos inelásticos máximos por planta totales

Pese a que la comparación que se va a definir se desvía un poco de los apartados anteriores, cabe citarla ya que los resultados hallados presentan un carácter curioso.

Si se analizan los resultados de desplazamientos obtenidos en régimen elástico y los máximos totales por planta (no desplazamientos máximos entre planta) y a partir de estos obtenemos los desplazamientos entre plantas relativos obtenemos los siguientes resultados, exponiéndose como ejemplo el edificio de 9 plantas:

Comparación de desplazamientos C.F. Edificio de 9 plantas

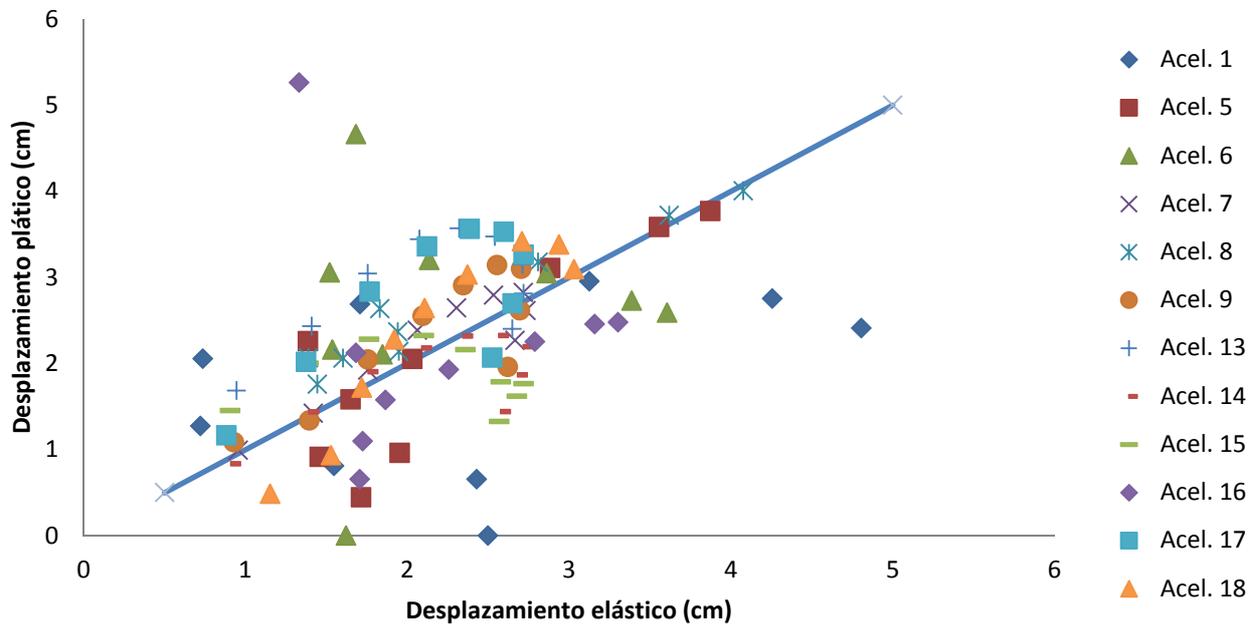


Figura 8.30: Comparación de desplazamientos elásticos frente a desplazamientos plásticos totales.

Como se observa, la aproximación de resultados es mayor que los calculados para el apartado anterior, pero esto no quiere decir que sean correctos, ya que para este caso no se tiene en cuenta el factor tiempo en los desplazamientos fuera del régimen elástico.

Dicho de otra forma, los desplazamientos obtenidos en este apartado no serían los máximos que se dan en la estructura a lo largo de un acelerograma cualquiera, ya que un desplazamiento entre planta puede ser máximos sin que los desplazamientos en las plantas que intervienen lo sean. Esto puede llevar a un error posterior de cálculo y a una consideración de los desplazamientos inferior a la real.

Este aspecto se comentará en las conclusiones.

9. CONCLUSIONES

Pese a las conclusiones citadas en el apartado anterior, en el actual se reúnen todas las conclusiones extraídas de este trabajo.

La primera conclusión que se extrae es que para la comprobación de dichos desplazamientos ha sido necesaria no solo la definición completa de las estructuras a tratar sino también una modelización y análisis detallado de las mismas, por lo cual hacer esto para cada caso que nos encontremos podría resultar algo tedioso, de ahí las reglas de simplificación que se aportan en la norma NCSE- 02 o por las relaciones de Akiyama vistas. A efectos de comparación en este trabajo, era necesario describir con la mayor exactitud posible dichas estructuras, para poder obtener unos datos contrastables con los que trabajar.

Una vez realizados los cálculos y análisis oportunos se han obtenido tanto los desplazamientos en régimen elásticos, como los desplazamientos reales a los que se ve sometido cada edificio para cada terremoto.

La primera forma de predecir los desplazamientos máximos que sufrirían las estructuras es la empleada por la norma NCSE – 02 mediante las igualdades que proponen Veletsos y Newmark. Estas igualdades se han debatido en el apartado anterior para cada edificio y de los resultados se han extraído las siguientes conclusiones:

La igualdad dada por el segundo caso ($v_{max,elpl} = v_{max,el}$) comprende unos periodos que van desde los 0,5s hasta los 3,33s.

Como se ha visto a lo largo del trabajo este rango de periodos ha sido suficiente para englobar las tres tipologías de estructuras que se han expuesto, siendo estas de 3, 6 y 9 plantas. Los periodos fundamentales que se obtienen en este trabajo pueden variar para cada edificio, pero el hecho de que un mismo caso englobe la mayor parte de edificios que se construyen sugiere que una división para este caso daría una mejor aproximación a la hora de calcular los desplazamientos máximos reales para una estructura.

Es decir, en el apartado anterior se ha podido comprobar como para el edificio de 3 plantas, la igualdad $v_{max,elpl} = v_{max,el}$ se satisface para la gran mayoría de casos, incluso dichas predicciones se quedan a favor de la seguridad con lo que es una buena aproximación.

Sin embargo, cuanto más nos alejamos de los periodos bajos se van encontrando mas dispersiones en cuanto a la igualdad arriba descrita, para el edificio de 6 plantas se aprecia como la gran mayoría de resultados exceden el valor que se esperaba. Esto puede indicar la anteriormente mencionada división entre un rango tan grande de periodos. Y para periodos más altos aplicar por ejemplo un factor de corrección de los desplazamientos, al menos para que alrededor de un 80% se vean sino iguales, a favor de la seguridad.

En los resultados obtenidos para el edificio de 9 plantas, se aprecia la misma dispersión que para el edificio de 6 plantas. Por lo que sería sugerente aplicar dicho factor de corrección.

Este factor no debería ser aplicado en su caso de forma lineal para todos los desplazamientos, ya que lo que sí se observa, sobre todo en los edificios de 6 y 9 plantas es que los desplazamientos de las plantas inferiores si se ajustan bastante a la igualdad $v_{max,elpl} =$

$v_{max,el}$. Por lo que multiplicar todas las plantas por el mismo valor supondría un incremento excesivo en dichas plantas inferiores.

Esto es de tal modo que, por ejemplo, para el edificio de 9 plantas, la mayoría de terremotos cumplen dicha igualdad hasta la planta tercera. Esto sugiere que si dicho factor fuese a aplicarse, debería tener una forma igual a la del primer modo de vibración. Siendo su valor mayor en la última planta.

Por otra parte se ha calculado dicha respuesta máxima utilizando las relaciones entre η/μ_m propuestas por Akiyama.

La relación que propone Akiyama η/μ_m ha sido comprobada para este trabajo, y se ha visto como el valor de proyecto implantado por este, cumple mayoritariamente con los terremotos analizados, superándose dicho valor en muy pocas veces, como es lógico ya que englobar todas las respuestas podría suponer un incremento en los resultados obtenidos.

Si es cierto que el límite inferior establecido por Akiyama en algunos análisis como es el caso del edificio de 6 plantas, es un poco superior a los resultados obtenidos.

Una vez que se han aplicado dichas relaciones y se han calculado los desplazamientos mediante este procedimiento se ha podido comprobar como para el edificio de 3 plantas, la aproximación obtenida por el mismo es mejor que la establecida por la igualdad que se ha tratado anteriormente. Así mismo pese a que se aprecia una diferencia un poco mayor para periodos elevados, la aproximación de los desplazamientos sigue siendo mucho mejor que la aplicada por el primer procedimiento.

Como penúltima comparativa se ha decidido ver brevemente la relación entre el desplazamiento calculado en régimen elástico mediante análisis modal espectral y el desplazamiento calculado mediante relaciones de Akiyama, y compararlo con el mismo caso pero enfrentando los desplazamientos en régimen elástico frente a los desplazamientos obtenidos por IDARC.

Se puede ver como para el primer caso se consigue una mejor aproximación. Y quizás esas diferencias que se aprecian pueden ser las que den al procedimiento de Akiyama una mejor aproximación a la respuesta real de la estructura.

El apartado 8.3 de este trabajo recoge la comparación entre los desplazamientos obtenidos en régimen elástico y los desplazamientos entre plantas obtenidos a través de los desplazamientos máximos que se dan en cada planta, como se ha comentado anteriormente, los desplazamientos entre plantas obtenidos de esta forma, no tienen por qué ser necesariamente los máximos, pero si se analizasen las hipótesis bajo estos desplazamientos, se podrían tomar como válidas, lo cual presentaría un error en los resultados.



9.1 Trabajos futuros

En relación a los trabajos futuros que podría desembocar este trabajo sería conseguir una mejor generalización de los datos obtenidos, es decir, realizar un análisis en diferentes tipos de suelo, ya que para este trabajo se ha escogido un suelo de tipo medio.

Así mismo se podrían analizar diferentes tipologías de estructuras, variando aún más el rango de periodos y ver como se ven afectados, tanto dentro del caso flexible como para otros casos en relación a las divisiones que realizan Veletsos y Newmark.

Otro avance sobre este trabajo sería conseguir una optimización en la predicción de los desplazamientos máximos, estableciendo los citados factores de corrección anteriormente de manera que con una variación ligera en los procedimientos establecidos se consiguiesen resultados más próximos a los reales.



10. BIBLIOGRAFÍA

- [1] *Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*, Centro de publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de fomento, Madrid, España, 2002.
- [2] *IDARC 2D Versión 6.1 Usher's Guide*, University of Buffalo, Buffalo, Estados Unidos, Febrero 2006
- [3] Benavent-Climent, Amadeo. *Estructuras sismorresistentes*. Madrid: MAIA Ediciones, 2010.
- [4] Akiyama, Hiroshi. *Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético*. Barcelona: Editorial Reverté, S.A.,2003
- [5] Reinhorn, A.M. , Kunnath, S.K. Efficient Modeling Scheme for Transient Analysis of Inelastic RC Structures. *Microcomputers in Civil Engineering*, vol. 10, pp. 97-110 ,1995.
- [6] Benavent-Climent, A., Pujades, L.G. y López-Almansa, F. Design energy input spectra for moderate-seismicity regions. *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 1151-1172, 2002
- [7] Calavera Ruíz, José. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios*. Madrid: INTEMAC, 1984-1985
- [8] Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M. , Willford, M.R. *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*. National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce,2010
- [9] Benavent-Climent,A., Bravo Pareja, R., Morillas Romero, L., Donaire Ávila, J., Escolano Margarit, D., Escobedo Ruiz, A. *Prácticas de Estructuras IV: Cálculo estructural de un edificio y ejercicios de hormigón pretensado*. España, Grupo Editorial Universitario, Colección Arquitectura.
- [10]Inel, M., Ozmen, H.B. Eddects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforce concrete buildings. *Engineering Structures*, vol. 28, pp. 1494-1502, 2006
- [11]Benavent-Climent, A. An energy-based method for seismic retrofit of existing frames using hysteretic dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol.31, pp. 1385-1396, 2011
- [12]*Código Técnico de la Edificación: DB SE-AE (Seguridad estructural – Acciones en la edificación)*. Ley 38/1999 de 5 de noviembre de Ordenación de la Edificación (LOE). Ministerio de economía y competitividad, Madrid, España.
- [13]EHE – 08 , Centro de publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de fomento, Madrid, España, 2008.