



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS DE RIGIDIZACIÓN LATERAL DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN ZONA SÍSMICA

Treball realitzat per:

Miguel Roca Belmar

Dirigit per:

Climent Molins Borrel

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, 10/2019

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se tiene como objetivo analizar y comparar cuatro edificios de hormigón armado de 20 pisos con diferentes sistemas de rigidización lateral en zona sísmica. Los cuatro edificios corresponden a uno de pórtico, uno con dos muros en los marcos exteriores, uno con un solo muro en los marcos exteriores y uno con un núcleo en el centro del edificio conectado con vigas de acople. La comparación se basa en los desplazamientos relativos entre pisos y en la cantidad de material a utilizar para evaluar sus respectivos costes.

Cada edificio es modelado en el programa SAP2000 para la obtención de los esfuerzos para su posterior diseño. El diseño se realizó mayoritariamente con las recomendaciones del Eurocódigo 8, puesto que es el código de diseño más común en Europa para solicitaciones sísmicas. Posteriormente, se procedió a las verificaciones de columna fuerte – viga débil, para el dimensionamiento de columnas, y las limitaciones de las derivas entre pisos.

De acuerdo a lo planteado, se realizó la cubicación de los materiales para comparar entre las diferentes tipologías. Se ordenaron los resultados en cuatro grupos: volumen de hormigón, toneladas de acero de refuerzo, coste y kilos de acero por metro cúbico de hormigón. Finalmente, se obtuvo como resultado que el edificio con núcleo en el centro fue el más efectivo en ahorro de material, costes y desempeño sísmico con las derivas más bajas. Por otro lado, se concluyó que la inclusión de un muro adicional no aporta de manera significativa a la resistencia del edificio.

Palabras Clave: Sistemas de rigidización, diseño sísmico, derivas, muros de corte, núcleo central, vigas de acople.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	2
ÍNDICE DE CONTENIDO	3
ÍNDICE DE FIGURAS	5
ÍNDICE DE TABLAS	8
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	10
1.1 Motivación	10
1.2 Objetivos	11
1.3 Metodología	11
1.4 Organización de la tesis	12
CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO	13
2.1 Efectos sísmicos en los edificios. Características de la acción sísmica	13
2.2 Criterio de regularidad estructural	15
2.2.1 Regularidad en planta	15
2.2.2 Regularidad en elevación	16
2.3 Zonificación Sísmica	17
2.4 Perfil del terreno	17
2.5 Factor de importancia	19
2.6 Factor de reducción de fuerzas sísmicas	20
2.7 Estimación del peso	20
2.8 Representación de la acción sísmica	21
2.9 Espectro de diseño para el análisis elástico	22
2.10 Análisis estático lineal	23
2.10.1 Fuerza cortante en la base	23
2.10.2 Distribución de las fuerzas horizontales	24
2.11 Análisis modal espectral	24
2.12 Derivas entre pisos	25
2.13 Limitaciones de las derivas entre pisos	25
2.14 Sistemas de rigidización lateral en edificios	26
2.14.1 Sistema de Pórticos	26
2.14.2 Sistema de Muros	27
2.14.3 Sistema de Núcleo	28
CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS Y ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS	29

3.1 Geometría de los edificios	29
3.2 Propiedades mecánicas de los materiales	32
3.3 Estimación de las cargas	32
3.4 Espectro elástico y espectro de diseño	32
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS	34
4.1 Predimensionamiento	34
4.1.1 Predimensionamiento de vigas	34
4.1.2 Predimensionamiento de columnas	34
4.1.3 Predimensionamiento de losas	35
4.1.4 Predimensionamiento de muros.....	35
4.2 Combinación de cargas	36
4.3 Diseño del edificio de pórticos	37
4.3.1 Diseño del refuerzo de vigas	37
4.3.2 Diseño del refuerzo de columnas.....	42
4.4 Diseño del edificio en base a un muro en los pórticos extremos	49
4.4.1 Diseño del refuerzo de vigas	49
4.4.2 Diseño del refuerzo de columnas.....	52
4.4.3 Diseño del muro de corte	57
4.5 Diseño del edificio en base a dos muros en los pórticos extremos	61
4.5.1 Diseño del refuerzo de vigas	61
4.5.2 Diseño del refuerzo de columnas.....	64
4.5.3 Diseño de los muros de corte.....	69
4.6 Diseño del edificio en base a un núcleo central	73
4.6.1 Diseño del refuerzo de vigas	73
4.6.2 Diseño del refuerzo de columnas.....	76
4.6.3 Diseño del núcleo central	82
4.6.4 Diseño de las vigas de acople	87
4.7 Diseño de la losa maciza	90
4.8 Derivas entre pisos	92
4.9 Cubicación de los edificios.....	96
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES	99
CAPÍTULO 6 BIBLIOGRAFÍA	101

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura (Fuente: Bazán y Meli, 2004)</i>	13
<i>Figura 2. Modelo de un sistema de un grado de libertad (Fuente: Bazán y Meli, 2004)</i>	14
<i>Figura 3. Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración (Fuente: Bazán y Meli, 2004)</i>	14
<i>Figura 4. Sistema de tres grados de Libertad Dinámicos (Fuente: Bazán y Meli, 2004)</i>	15
<i>Figura 5. Formas asimétricas en planta indeseables (Fuente: Edificación, UPC)</i>	16
<i>Figura 6. Formas asimétricas en elevación indeseables (Fuente: Edificación, UPC)</i>	16
<i>Figura 7. Mapa de zonificación sísmica de España (Fuente: NCSE-02)</i>	18
<i>Figura 8. Forma del espectro elástico (Fuente: EC-8)</i>	22
<i>Figura 9. Mecanismos de la respuesta inelástica de un pórtico (Fuente: Priestley et al)</i>	26
<i>Figura 10. Formas de sección más comunes en muros estructurales (Fuente: Priestley et al)</i>	27
<i>Figura 11. Diferentes distribuciones de núcleos para edificios altos (Fuente: Bazán y Meli, 2004)</i>	28
<i>Figura 12. Vista en planta de la edificación</i>	29
<i>Figura 13. Geometría 3D y elevación exterior del edificio en base a pórticos</i>	30
<i>Figura 14. Geometría 3D y elevación exterior del edificio en base a 1 muro exterior</i> ...	30
<i>Figura 15. Geometría 3D y elevación exterior del edificio en base a 2 muros exteriores</i>	31
<i>Figura 16. Geometría 3D y núcleo del edificio en base a núcleo central</i>	31
<i>Figura 17. Espectro de respuesta elástica y de diseño</i>	33
<i>Figura 18. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 3</i>	37
<i>Figura 19. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 13</i>	37
<i>Figura 20. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 3</i>	37
<i>Figura 21. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 13</i>	37
<i>Figura 22. Valores de capacidad de esfuerzos de corte en vigas (Fuente: EC-8)</i>	41
<i>Figura 23. Valores Md Piso 1 Pórtico C</i>	43
<i>Figura 24. Valores Md Piso 7 Pórtico C</i>	43
<i>Figura 25. Valores Md Piso 15 Pórtico C</i>	43
<i>Figura 26. Diagrama de interacción para secciones rectangulares sometidas a flexión o compresión compuesta (Fuente: extraído del libro “Hormigón Armado” – Jiménez et al)</i>	44
<i>Figura 27. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-6</i>	45
<i>Figura 28. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 7-14</i>	45
<i>Figura 29. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 15-20</i>	46
<i>Figura 30. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 2</i>	46
<i>Figura 31. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 7</i>	47
<i>Figura 32. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 15</i>	47
<i>Figura 33. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 11</i>	49
<i>Figura 34. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 7</i>	49
<i>Figura 35. Valores Md Piso 8 Pórtico C</i>	53

Figura 36. Valores Md Piso 13 Pórtico C.....	53
Figura 37. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-8	54
Figura 38. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 9-20	54
Figura 39. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 10	55
Figura 40. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C.....	55
Figura 41. Dimensiones recomendadas para el cabezal del muro (Fuente: EC-8)	57
Figura 42. Leyes de esfuerzos en muro del pórtico externo	58
Figura 43. Diagrama de interacción del muro de corte.....	59
Figura 44. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 10	62
Figura 45. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 7.....	62
Figura 46. Diagrama de momentos en pórticos 2, 5, B y E, piso 14	62
Figura 47. Valores Md Piso 8 Pórtico C.....	65
Figura 48. Valores Md Piso 13 Pórtico C.....	65
Figura 49. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-8	66
Figura 50. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 9-20	66
Figura 51. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 8	67
Figura 52. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C.....	67
Figura 53. Leyes de esfuerzos en los muros del pórtico externo	70
Figura 54. Diagrama de interacción de los muros de corte.....	71
Figura 55. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 11	73
Figura 56. Diagrama de momentos en pórticos, 2, 5, B y E piso 11	73
Figura 57. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 17.....	74
Figura 58. Valores Md Piso 12 Pórtico A	77
Figura 59. Valores Md Piso 20 Pórtico A	77
Figura 60. Valores Md Piso 12 Pórtico C.....	77
Figura 61. Valores Md Piso 20 Pórtico C.....	77
Figura 62. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-12, pórticos 1, 6, A, F	78
Figura 63. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 13-20, pórticos 1, 6, A, F	79
Figura 64. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-12, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E	79
Figura 65. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 13-20, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E	80
Figura 66. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 12	80
Figura 67. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 20	80
Figura 68. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C.....	81
Figura 69. Núcleo central con vigas de acople y sin ellas (Fuente: Manterola)	83
Figura 70. Diagrama de interacción para secciones cajón sometidas a flexión o compresión compuesta (Fuente: extraído del libro “Hormigón Armado” – Jiménez et al)	83
Figura 71. Leyes de esfuerzos en el núcleo central.....	84
Figura 72. Diagrama de interacción del núcleo central	85
Figura 73. Valores de P y M3 del diagrama de interacción, SAP2000.....	85
Figura 74. Vigas de acople con refuerzo diagonal (Fuente: EC-8).....	87
Figura 75. Equilibrio de fuerzas en la estructura con vigas de acople (Fuente: Wight & McGregor).....	88

<i>Figura 76. Derivas entre pisos</i>	<i>92</i>
<i>Figura 77. Comparación metros cúbicos de hormigón.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 78. Comparación toneladas de acero.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 79. Comparación coste en euros</i>	<i>97</i>
<i>Figura 80. Comparación kilos de acero por metro cúbico de hormigón.....</i>	<i>97</i>

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Coeficientes del terreno</i>	19
<i>Tabla 2. Clases de importancia</i>	19
<i>Tabla 3. Valores básicos del factor de comportamiento q_0</i>	20
<i>Tabla 4. Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástico</i> ...	22
<i>Tabla 5. Propiedades mecánicas de los materiales</i>	32
<i>Tabla 6. Cargas permanentes y sobrecargas de uso</i>	32
<i>Tabla 7. Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástico (Fuente: EC-8)</i>	33
<i>Tabla 8. Resumen de dimensiones de elementos estructurales</i>	36
<i>Tabla 9. Geometría de la viga</i>	38
<i>Tabla 10. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F</i>	38
<i>Tabla 11. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D</i>	38
<i>Tabla 12. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas</i>	39
<i>Tabla 13. Acero de refuerzo a cortante en vigas</i>	42
<i>Tabla 14. Verificación columna fuerte, viga débil</i>	42
<i>Tabla 15. Valores adimensionales para introducir en el diagrama</i>	44
<i>Tabla 16. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas</i>	45
<i>Tabla 17. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-6</i>	45
<i>Tabla 18. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 7-14</i>	46
<i>Tabla 19. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 15-20</i>	46
<i>Tabla 20. Acero de refuerzo a cortante en columnas</i>	48
<i>Tabla 21. Geometría de la viga</i>	50
<i>Tabla 22. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F</i>	50
<i>Tabla 23. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D</i>	50
<i>Tabla 24. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas</i>	51
<i>Tabla 25. Acero de refuerzo a cortante en vigas</i>	52
<i>Tabla 26. Verificación columna fuerte, viga débil</i>	52
<i>Tabla 27. Valores adimensionales para introducir en el diagrama</i>	53
<i>Tabla 28. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas</i>	53
<i>Tabla 29. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-8</i>	54
<i>Tabla 30. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 9-20</i>	54
<i>Tabla 31. Acero de refuerzo a cortante en columnas</i>	56
<i>Tabla 32. Características del muro de corte</i>	58
<i>Tabla 33. Comprobación de estado de esfuerzos en muro de corte</i>	59
<i>Tabla 34. Geometría de la viga</i>	62
<i>Tabla 35. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F</i>	63
<i>Tabla 36. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D</i>	63
<i>Tabla 37. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas</i>	63
<i>Tabla 38. Acero de refuerzo a cortante en vigas</i>	64
<i>Tabla 39. Verificación columna fuerte, viga débil</i>	64
<i>Tabla 40. Valores adimensionales para introducir en el diagrama</i>	65
<i>Tabla 41. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas</i>	66
<i>Tabla 42. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-8</i>	66

Tabla 43. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 9-20.....	67
Tabla 44. Acero de refuerzo a cortante en columnas.....	68
Tabla 45. Características de los muros de corte.....	69
Tabla 46. Comprobación de estado de esfuerzos de los muros de corte.....	71
Tabla 47. Geometría de la viga.....	74
Tabla 48. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F.....	74
Tabla 49. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D.....	74
Tabla 50. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas.....	75
Tabla 51. Acero de refuerzo a cortante en vigas.....	76
Tabla 52. Verificación columna fuerte, viga débil.....	76
Tabla 53. Valores adimensionales para introducir en el diagrama.....	78
Tabla 54. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas.....	78
Tabla 55. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-12, pórticos 1, 6, A, F.....	78
Tabla 56. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 13-20, pórticos 1, 6, A, F.....	79
Tabla 57. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-12, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E..	79
Tabla 58. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 13-20, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E	80
Tabla 59. Acero de refuerzo a cortante en columnas.....	82
Tabla 60. Características sección núcleo.....	83
Tabla 61. Cargas y armadura longitudinal del núcleo.....	84
Tabla 62. Comprobación de estado de esfuerzos del núcleo.....	85
Tabla 63. Fuerza cortante basal edificio con núcleo central.....	89
Tabla 64. Distribución de la fuerza cortante basal en cada piso.....	89
Tabla 65. Valores del esfuerzo de corte en cada viga.....	90
Tabla 66. Características viga de acople.....	90
Tabla 67. Mallado de las vigas de acople.....	90
Tabla 68. Cargas gravitatorias sobre losas.....	91
Tabla 69. Armadura de la losa para flexión positiva y negativa.....	91
Tabla 70. Valores de derivas del edificio de pórticos.....	93
Tabla 71. Valores de derivas del edificio de muros (1 por pórtico exterior).....	93
Tabla 72. Valores de derivas del edificio de muros (2 por pórtico exterior).....	94
Tabla 73. Valores de derivas del edificio con núcleo central.....	95
Tabla 74. Cubicaciones de hormigón y acero en cada elemento estructural.....	98

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro. Los sismos siempre han representado una amenaza para las estructuras, las cuales pueden llegar a colapsar o quedar fuera de servicio. Cuando un sismo actúa sobre una edificación, esta responde sufriendo daños en su estructura y para evitar estos daños la Norma de Diseño Sismo-resistente presta atención a los desplazamientos de entre piso restringiéndolas a un máximo permitido. Como resultado a esto, las estructuras requieren de elementos de mayor sección y mayor ductilidad.

Debido a esto, se han desarrollado diferentes tecnologías que permiten disminuir los efectos de los sismos. Entre ellos se encuentra la incorporación de pantallas (o muros de corte), las cuales corresponden a elementos tipo viga en vertical que reciben gran parte de la carga horizontal y otorgan una mayor rigidez a la estructura. Otra opción consiste en crear estructuras con núcleos en su interior que sirven para reducir los efectos del sismo, así como también se pueden usar como lugar de protección de ascensores y escaleras.

Dado que hay varias opciones para mitigar los efectos de un sismo, resulta interesante conocer cómo se comportan los edificios con estas tecnologías, entender las particularidades de cada una de ellas y sus diferencias. La investigación nace de la necesidad de conocer, analizar y comparar el diseño sísmico de una edificación de hormigón armado con tres sistemas de rigidización lateral, un sistema de pórticos, dos sistemas de muros de corte y un sistema de núcleo.

Las normas sísmicas incorporan toda la información para diseñar edificaciones apropiadas estructuralmente, lo que conlleva a la protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo. Este trabajo pretende ilustrar como una guía de comparación el diseño sísmico de cuatro sistemas de rigidización, para determinar cuál propone valores y parámetros más rigurosos respecto a espectros de diseño, fuerzas cortantes y desplazamientos laterales.

1.2 Objetivos

General

Realizar un análisis comparativo y diseño estructural de cuatro edificios de hormigón armado de 20 pisos con diferentes sistemas de rigidización lateral en zona sísmica.

Específicos

- Identificar y utilizar las variables de diseño sismo-resistente según el EC-8.
- Realizar una zonificación sísmica para la obtención de la distribución de fuerzas en los edificios.
- Modelación del sistema estructural tipo pórtico, con muros de corte y con núcleo.
- Comprobar las derivas y desplazamientos en los sistemas estructurales.
- Realizar el análisis comparativo entre los diferentes edificios en base al comportamiento y la cantidad de material a utilizar.

1.3 Metodología

Para el desarrollo de este proyecto se definió un edificio de hormigón armado de 20 pisos con una altura de 71 m y un ancho cuadrado de 35 m. El edificio está destinado al uso de oficinas, tiene regularidad tanto en planta como en elevación y quedará situado en la zona sur de España, ya que corresponde a la zona con mayor sismicidad.

Mediante el programa SAP2000, se realizarán 4 modelos de este edificio correspondientes a 4 sistemas de rigidización. Los sistemas serán un pórtico, muros de corte y núcleo. Por lo tanto, los 4 edificios corresponderán a uno de pórtico, uno con muros dobles en los marcos exteriores, uno con un solo muro en los marcos exteriores y uno con un núcleo en el centro del edificio.

Se definirán las cargas permanentes y sobrecargas de uso de acuerdo con el Eurocódigo 1 (EC-1), y se distribuirá la carga sísmica con el EC-8. Para la obtención de la carga sísmica se debe definir un espectro elástico de acuerdo con la zonificación, el factor de importancia del edificio y el tipo de terreno. Luego, el espectro se debe reducir con el factor de comportamiento (q) para la obtención del espectro de diseño, el cual depende del tipo estructural del edificio y su ductilidad. Obteniendo el período de la estructura se calcula la aceleración a_g para la definición de la fuerza cortante basal, la cual es distribuida en cada piso siguiendo el procedimiento del Eurocódigo 8 (EC-8).

Una vez que las cargas se aplican a los edificios, se procede con el diseño del mismo. Se obtienen las solicitaciones axiales, cortante y momento en cada miembro de la estructura

para su posterior diseño. Algunos diseños de edificios difieren de otros por el hecho de que su tipología es diferente. Por ejemplo, el edificio tipo pórtico solo consiste de vigas, columnas y losas, el de muros requiere del diseño de vigas, columnas, losas y muros, mientras que el último requiere de vigas cortas como conexión en su núcleo, ya que tendrán una abertura en toda su longitud.

Posteriormente, se procede a las verificaciones correspondientes de acuerdo a lo estipulado con la normativa. Dentro de las más importantes están la verificación columna fuerte – viga débil, la cual es un requisito indispensable para la adecuada ductilidad del edificio y para el dimensionamiento de columnas, y las limitaciones de las derivas entre pisos. Una vez que está todo dimensionado y verificado, se realiza la cubicación del volumen de hormigón y las toneladas de acero de refuerzo para comparar entre las diferentes tipologías.

1.4 Organización de la tesis

La presente tesis se encuentra dividida en seis capítulos, los cuales detallan los pasos que se deben seguir para llevar a cabo el proyecto. Producto de esto, los capítulos se pueden describir de la siguiente forma: En el Capítulo 1 se hace una introducción y se exponen los objetivos a realizar. El Capítulo 2 describe los conceptos relacionados con la ingeniería sísmica y los distintos sistemas de rigidización de edificios frente a cargas laterales. El Capítulo 3 menciona la geometría de los edificios y las cargas a las que están sometidos, además de las propiedades mecánicas de los materiales. Posteriormente, el Capítulo 4 describe el análisis y diseño sismorresistente de los edificios considerando el modelamiento de la estructura en SAP2000. El Capítulo 5 expone las conclusiones y comentarios finales de los resultados obtenidos en el trabajo y menciona las líneas de investigación futura asociadas a proyecciones en el área. Finalmente, en el Capítulo 6 se muestra la bibliografía empleada para el desarrollo del trabajo.

CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO

2.1 Efectos sísmicos en los edificios. Características de la acción sísmica

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre la base. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base, como muestra la Figura 1. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. Las primeras resultan en general más críticas. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino que dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

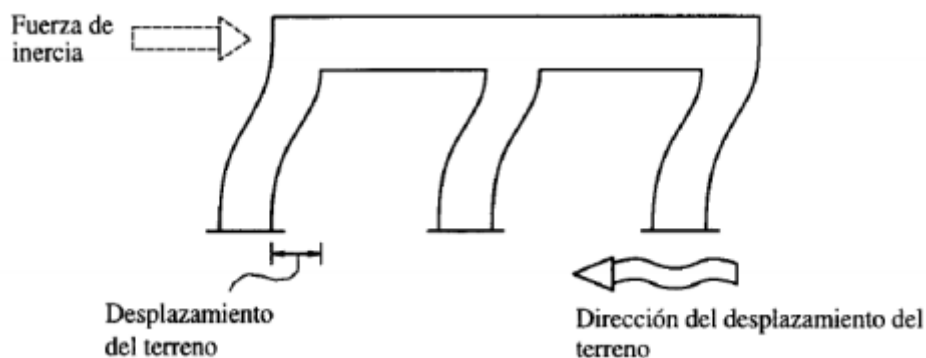


Figura 1. Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura (Fuente: Bazán y Meli, 2004)

Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento, detallado en la Figura 2. Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se representan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio dominante del suelo.

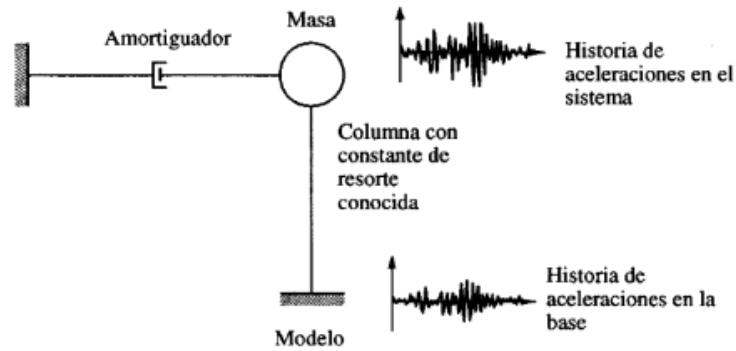


Figura 2. Modelo de un sistema de un grado de libertad (Fuente: Bazán y Meli, 2004)

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

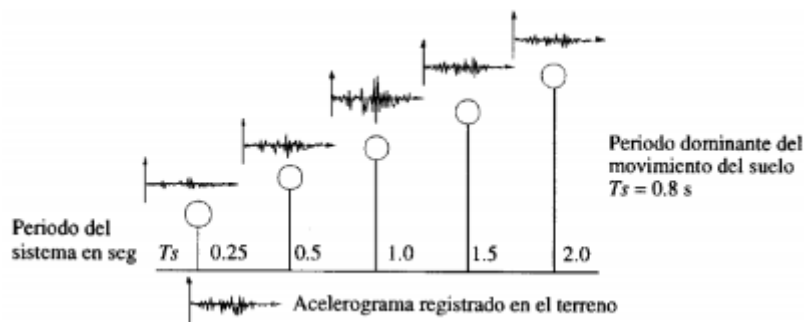


Figura 3. Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración (Fuente: Bazán y Meli, 2004)

De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores (Bazán y Meli, 2004).

El comportamiento de los principales materiales y sistemas estructurales importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia. La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir

efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento (Bazán y Meli, 2004).

En edificios es generalmente aceptable suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, si un marco o muro está ligado a un piso rígido, su desplazamiento lateral en este nivel depende solamente de los valores que adquieran los 3 grados de libertad (axil, cortante y momento). Por otro lado, en vista de que la mayor parte de las masas están directamente soportadas por los pisos, es también aceptable suponer que todas las masas están concentradas en los mismos, de manera que las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales, en dos ejes horizontales perpendiculares y del momento de inercia de dicha masa por aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto permite efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso (Bazán y Meli, 2004).

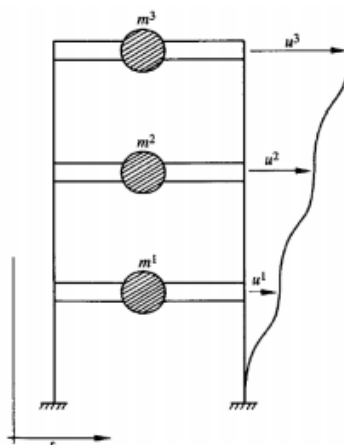


Figura 4. Sistema de tres grados de Libertad Dinámicos (Fuente: Bazán y Meli, 2004)

2.2 Criterio de regularidad estructural

El EC-8 establece algunos aspectos para clasificar los edificios como regulares o irregulares, según se tenga o no algún tipo de irregularidad en elevación o en planta. Los tipos de irregularidades que podemos encontrar son piso blando, irregularidad de masa, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad en los sistemas resistentes, tipo torsional, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma, entre otras.

2.2.1 Regularidad en planta

Reduce la excentricidad entre el centro de masa (punto de aplicación de la acción sísmica) y el centro de rigidez (punto de reacción de la estructura frente a la solicitación). Por el contrario, la asimetría de la planta tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio. Por ello, deben evitarse formas como las indicadas en la Figura 5.

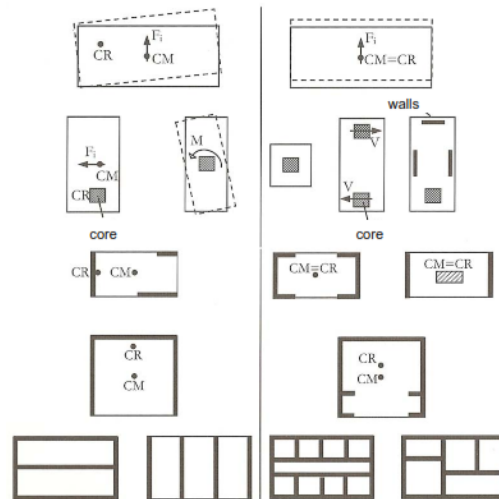


Figura 5. Formas asimétricas en planta indeseables (Fuente: Edificación, UPC)

Dentro de las soluciones para los problemas de las plantas asimétricas están la simetría y uniformidad de la estructura en las dos direcciones del edificio, usar una forma compacta, evitar formas demasiado esbeltas o mediante elementos estructurales exteriores que ligen las distintas partes del edificio y que lo vuelvan más simétrico.

2.2.2 Regularidad en elevación

La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio. La Figura 6 indica formas para evitar las reducciones bruscas en el tamaño de la planta de los pisos superiores.



Figura 6. Formas asimétricas en elevación indeseables (Fuente: Edificación, UPC)

Para explicar el significado de cada uno de los parámetros que intervienen en el análisis, se tomaron los conceptos del Eurocódigo 8 (EC-8) y de la Normativa de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).

2.3 Zonificación Sísmica

La mayoría de normas de diseño sismorresistente del mundo, buscan que las estructuras no sufran daño ante sismos leves, resistan sismos moderados con daño reparable en elementos no estructurales, y resistan sismos severos sin colapsar, aunque con daño estructural importante. Porque dar protección completa a las estructuras, frente a todos los sismos, no es económicamente factible.

El sismo de diseño es representado en las normas por un factor que representa la aceleración pico efectiva en la base rocosa asociada a las probabilidades, y se obtiene de mapas de zonificación, ilustrado en la Figura 7. En la norma NCSE-02, este factor es representado por el parámetro a_b . Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido expresada en relación al valor de la gravedad g .

2.4 Perfil del terreno

La geología del lugar y las características del suelo tienen una gran influencia en el movimiento del terreno, ya que la aceleración en la base rocosa del emplazamiento de una obra, se ve modificada al pasar por los estratos de suelo hasta llegar a la cimentación de la estructura. Esto se debe a que el suelo actúa como un filtro, de modo que ajusta algunas características de la onda a sus propiedades dinámicas, con efectos de amplificación o atenuación de los movimientos, en combinación con otros factores, como el espesor del suelo y las características de amplitud y frecuencia de los movimientos originales.

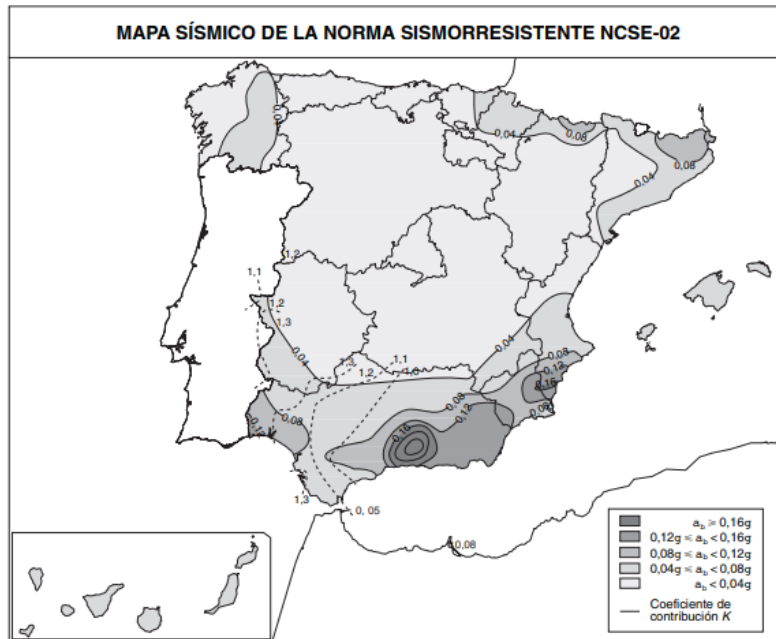


Figura 7. Mapa de zonificación sísmica de España (Fuente: NCSE-02)

En la NCSE-02, la influencia del suelo en el movimiento sísmico está representado por el coeficiente de amplificación del terreno (S), cuyo valor depende del rango en el que se encuentre a_b .

- Para $\rho * a_b \leq 0,1g$:

$$S = \frac{C}{1,25} \quad (1)$$

- Para $0,1g \leq \rho * a_b \leq 0,4g$:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \quad (2)$$

- Para $0,4g \leq \rho * a_b$:

$$S = 1,0 \quad (3)$$

siendo:

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo. Para construcciones de importancia normal $\rho=1,0$.

C : Coeficiente del terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación.

Tabla 1 Coeficientes del terreno

Tipo de terreno	Coefficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s > 750$ m/s.

- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} < V_s < 750$ m/s.

- Terreno tipo III: Suelo granular de compactación media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $200 \text{ m/s} < V_s < 400$ m/s.

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $V_s < 200$ m/s.

2.5 Factor de importancia

A pesar de la multiplicidad de objetivos de desempeños y lo complicado que resulta tratar de satisfacerlos, los códigos sólo consideran un Factor de Importancia (γ_I) que modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso en que se encuentre la edificación. Así se le otorga un nivel de desempeño más confiable a la estructura, asumiendo que esto se consigue reduciendo las demandas de ductilidad del sistema para sismos raros o muy raros. En general, cuánto más importante sea el uso para el cual esté destinada la estructura, mayor será el valor de este coeficiente, aumentando así su resistencia.

En el EC-8, los edificios son clasificados en cuatro clases de importancia, dependiendo de las consecuencias de colapso para la vida humana, su importancia para la seguridad pública y la protección civil en el momento posterior al terremoto, además de consecuencias sociales y económicas de colapso.

Tabla 2. Clases de importancia

Clase de importancia	Edificios
I	Edificios de menor importancia para la seguridad pública.
II	Edificios ordinarios, no pertenecientes a las otras categorías.
III	Edificios cuya resistencia sísmica es de importancia desde el punto de vista de las consecuencias asociadas al colapso.
IV	Edificios cuya integridad durante sismos es de vital importancia para la protección civil.

Los valores recomendados por el EC-8 para las clases de importancia I, II, III y IV son 0,8, 1,0, 1,2 y 1,4 respectivamente.

2.6 Factor de reducción de fuerzas sísmicas

El factor de reducción de fuerzas sísmicas, o factor de comportamiento, refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados. En el EC-8 el factor de comportamiento es representado por q y depende del sistema estructural y del tipo de ductilidad del material.

$$q = q_0 \cdot k_w > 1,5 \quad (4)$$

donde

q_0 : Valor básico del factor de comportamiento, depende del sistema estructural.

k_w : Factor que refleja el modo de falla predominante en sistemas estructurales con muros.

Tabla 3. Valores básicos del factor de comportamiento q_0

Sistema Estructural	DCM (ductilidad media)	DCH (ductilidad alta)
Pórticos, dual, muros acoplados	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Muros desacoplados	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema flexible torsionalmente	2,0	3,0
Sistema de péndulo invertido	1,5	2,0

2.7 Estimación del peso

El peso propio de la estructura se define como la suma de todos los elementos estructurales, es decir, la carga permanente y un porcentaje de la sobrecarga de uso de la estructura, la cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

donde:

$G_{k,j}$ representa las cargas permanentes.

$Q_{k,i}$ representa la sobrecarga de uso.

$\psi_{2,i}$ representa el coeficiente de combinación cuasipermanente, cuyos valores se encuentran tabulados en el Eurocódigo 0 (EC-0).

2.8 Representación de la acción sísmica

El movimiento de un sismo en un punto dado de la superficie se representa por un espectro elástico de aceleración. Para las componentes horizontales de la acción sísmica, el espectro elástico ($S_e(T)$), en función del período (T), se define mediante las siguientes expresiones:

- Para $0 \leq T \leq T_B$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (6)$$

- Para $T_B \leq T \leq T_C$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (7)$$

- Para $T_C \leq T \leq T_D$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (8)$$

- Para $T_D \leq T \leq 4s$:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (9)$$

donde:

a_g : aceleración de diseño del terreno ($a_g = \gamma_1 a_b$).

S : coeficiente de amplificación del terreno.

η : factor de corrección de amortiguamiento con un valor de referencia de 1 para un 5% de amortiguamiento viscoso.

T_B : Límite inferior del período para el tramo de aceleración constante.

T_C : Límite superior del período para el tramo de aceleración constante.

T_D : Valor del período que define el comienzo del tramo de desplazamiento constante del espectro.

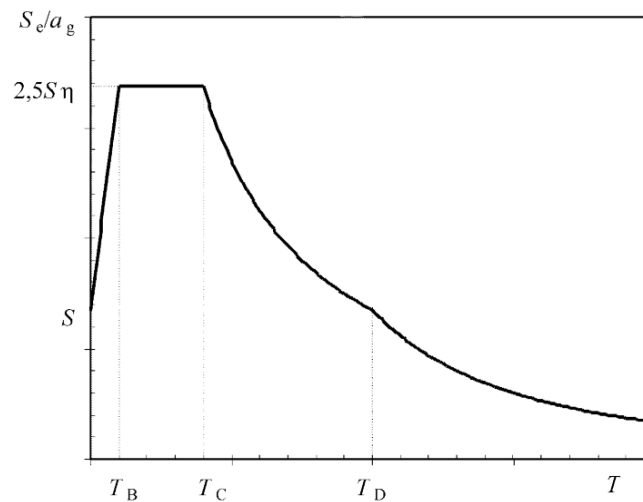


Figura 8. Forma del espectro elástico (Fuente: EC-8)

Tabla 4. Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástico

Tipo de suelo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,15	0,15	0,5	2,0
C	1,2	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

2.9 Espectro de diseño para el análisis elástico

La capacidad que tienen las estructuras de resistir acciones sísmicas en el rango no lineal permite diseñarlas para resistir fuerzas mucho menores que las correspondientes a las de la respuesta elástica. Para evitar el análisis inelástico en el diseño, se toma en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente a través del comportamiento dúctil de sus elementos. Esto se lleva a cabo reduciendo el espectro elástico a un espectro de diseño mediante el factor de comportamiento q .

Para las componentes horizontales de la acción sísmica, el espectro de diseño ($S_d(T)$), en función del período (T), se define mediante las siguientes expresiones:

- Para $0 \leq T \leq T_B$:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (10)$$

- Para $T_B \leq T \leq T_C$:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (11)$$

- Para $T_C \leq T \leq T_D$:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (12)$$

- Para $T_D \leq T \leq 4s$:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (13)$$

2.10 Análisis estático lineal

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en los centros de masas de cada nivel de la edificación, en dos direcciones ortogonales. Estas fuerzas se obtienen distribuyendo en cada nivel, la fuerza cortante en la base de la estructura, calculada a partir de los parámetros definidos anteriormente.

Este método de análisis se aplica a edificios cuya respuesta no se vea afectada por la contribución de modos de vibración mayores que el fundamental en cada dirección. Este requerimiento se satisface si se cumplen las siguientes condiciones:

a) El período fundamental de vibración T_1 (ambas direcciones) es menor que los siguientes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

b) Se cumplen las condiciones de regularidad en elevación.

2.10.1 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total (F_b) en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (14)$$

donde:

m: masa total del edificio.

λ : factor de corrección, cuyo valor será $\lambda=0,85$ si $T_1 < 2T_C$ y el edificio tiene más de 2 pisos, o $\lambda=1,0$ en otro caso.

2.10.2 Distribución de las fuerzas horizontales

Cuando la forma del modo fundamental se aproxima linealmente, incrementando las fuerzas horizontales desde la base hacia arriba, cada fuerza F_i se puede estimar con la siguiente expresión:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (15)$$

donde:

z_i, z_j : corresponden a las alturas de masas m_i, m_j por encima del nivel de aplicación de la sollicitación sísmica.

2.11 Análisis modal espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral, que consiste en la aplicación de las fuerzas sísmicas a la estructura, deducidas en base a un espectro de aceleraciones. Este método implica el uso simultáneo de modos de vibrar, pero en la mayoría de códigos se establece como requisito que se considere al menos un número de modos, tal que se garantice que el 90% de las masas efectivas de la estructura participen en el cálculo de la respuesta, para cada dirección horizontal principal.

La respuesta hallada para cada modo, debe ser combinada luego por algún criterio de combinación, como la combinación cuadrática completa (CQC siglas en inglés) o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC). El EC-8 establece un método para combinar las respuestas que consiste en determinar si los modos de vibración son independientes entre sí, si los períodos T_i y T_j (con $T_j < T_i$) satisfacen la condición:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (16)$$

Si las respuestas modales se consideran independientes entre sí, el máximo valor de la acción sísmica se puede calcular como:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (17)$$

donde:

E_E : Acción sísmica en consideración.

E_{Ei} : Acción sísmica debida al modo de vibración i .

Si la expresión (16) no se cumple, se pueden adoptar procedimientos más sofisticados para la combinación de las respuestas modales, como el método de combinación cuadrática completa (CQC).

2.12 Derivas entre pisos

El desplazamiento lateral relativo (o también llamados derivas entre pisos) es la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, producidos por la aplicación sobre la estructura de las sollicitaciones sísmicas, incluyendo las deformaciones por traslación directa y traslación por torsión, y se determina como:

$$d_{ri} = d_i - d_{i-1} \quad (18)$$

donde:

d_{ri} : deriva del piso i .

d_i, d_{i-1} : desplazamientos laterales en los niveles i e $i-1$, respectivamente.

Si se realiza un análisis lineal, los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de diseño se calcularán en función de las deformaciones elásticas del sistema estructural mediante la siguiente expresión simplificada:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (19)$$

donde:

d_s : desplazamiento de un punto del sistema estructural inducido por la acción sísmica.

q_d : factor de comportamiento del desplazamiento, asumido igual a q .

d_e : desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, determinado por análisis lineal.

2.13 Limitaciones de las derivas entre pisos

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que los siguientes límites:

a) Para edificios con elementos no estructurales de material frágil.

$$d_r v \leq 0,005h \quad (20)$$

b) Para edificios con elementos no estructurales de material dúctil.

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (21)$$

c) Para edificios con elementos no estructurales fijados de tal manera que no interfieren con las deformaciones, o sin elementos no estructurales.

$$d_r v \leq 0,010h \quad (22)$$

donde:

h: altura del piso.

v: factor de reducción que depende de la importancia de clase (0,4 para edificios clase III y IV, y 0,5 para edificios clase I y II).

2.14 Sistemas de rigidización lateral en edificios

2.14.1 Sistema de Pórticos

El mecanismo deseado de deformación inelástica para pórticos involucra la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, combinados con rótulas plásticas en las partes superior e inferior de las columnas. Este mecanismo, donde la viga se plastifica antes que la columna proporcione el mayor número de lugares para disipar energía (Priestley et al).

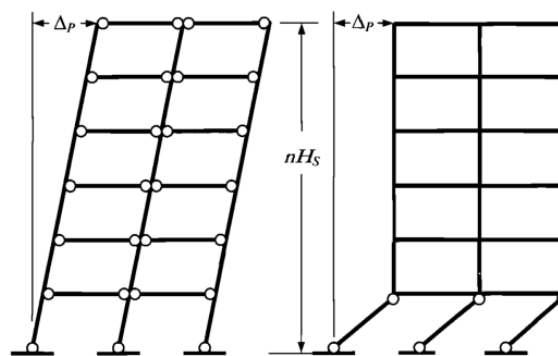


Figura 9. Mecanismos de la respuesta inelástica de un pórtico (Fuente: Priestley et al)

La resistencia a flexión en las columnas debe ser lo suficientemente alta para asegurar que la viga plastifique antes que la columna, de lo contrario, esto podría provocar un mecanismo en las columnas como se muestra en la Figura 9. La falla en una sola columna puede resultar en el colapso total del edificio, mientras que la falla en una viga es menos improbable que sea crítica (Priestley et al).

Para asegurar esto, el EC-8, Artículo 4.4.2.3(4), provee de una expresión para que la capacidad resistente a flexión de la columna sea mayor que la de la viga.

$$\Sigma M_{RC} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} \quad (23)$$

donde:

ΣM_{RC} : Suma de todos los valores de los momentos de resistencia de las columnas en el nodo.

ΣM_{Rb} : Suma de todos los valores de los momentos de resistencia de las vigas en el nodo.

2.14.2 Sistema de Muros

Los edificios en los cuales su mecanismo para resistir las fuerzas laterales consiste de muros de corte, en general, tienen un buen desempeño contra los sismos. Algunas de las formas más comunes se muestran en la Figura 10.

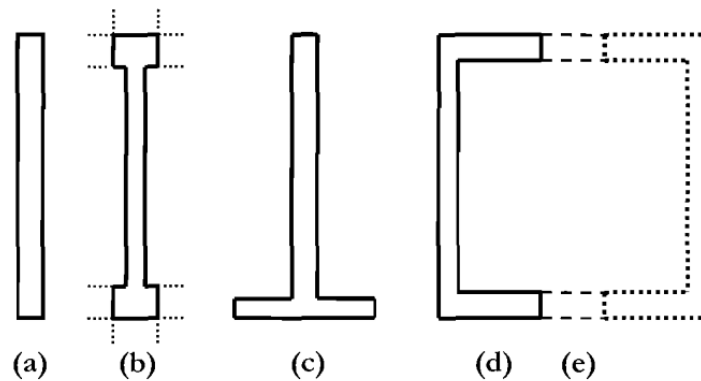


Figura 10. Formas de sección más comunes en muros estructurales (Fuente: Priestley et al)

Para la sección rectangular, el refuerzo a flexión debe distribuirse uniformemente a lo largo de su longitud, o concentrarlo en los extremos. Las secciones dotadas con extremos más anchos se usan para otorgarles una mayor ductilidad. Estos extremos quedan sometidos a compresión, lo que podría reducir su capacidad de momento en la dirección del pórtico y provocar su plastificación. Finalmente, la sección C es común cuando los muros encierran un núcleo de servicio o escaleras, y a menudo se combina

con otro muro con la misma sección puesto simétricamente en el lado opuesto, conectados con vigas acopladoras (Priestley et al).

2.14.3 Sistema de Núcleo

Un núcleo es una viga en voladizo a gran escala cuya sección es normalmente cerrada y se construye a lo largo de toda la altura del edificio. Los núcleos proporcionan rigidez y resistencia muy significativa contra fuerzas laterales. Un aspecto importante es que la ubicación del núcleo en planta sea simétrica para que no se presenten torsiones en la respuesta ante cargas laterales. El núcleo se colocará normalmente en el centro del edificio.

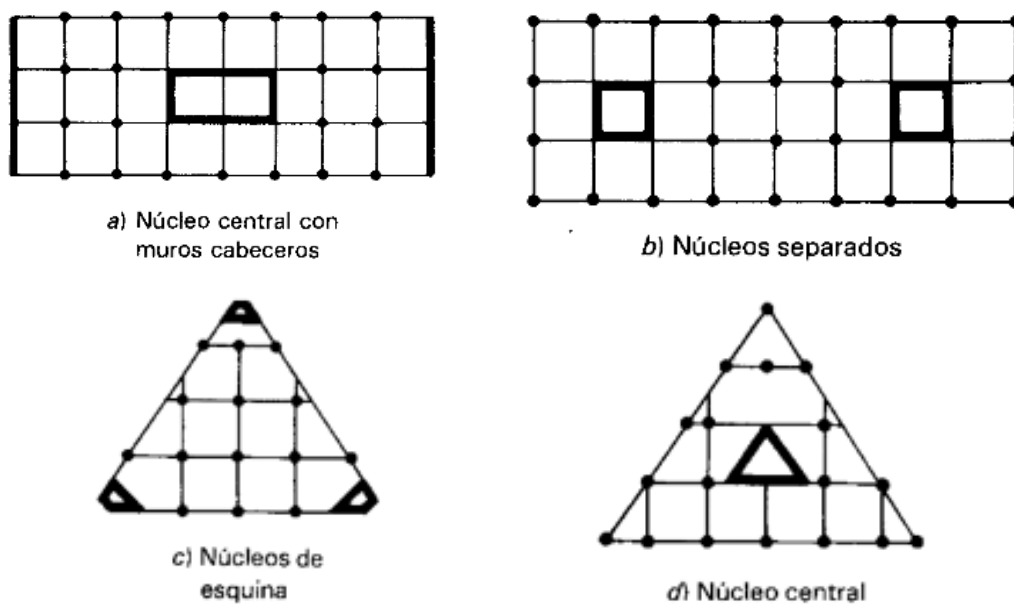


Figura 11. Diferentes distribuciones de núcleos para edificios altos (Fuente: Bazán y Meli, 2004)

CAPÍTULO 3 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS Y ESTIMACIÓN DE LAS CARGAS

3.1 Geometría de los edificios

Se trata de una edificación de hormigón armado de 20 pisos destinada a uso de oficinas, de 71 m de altura y un ancho cuadrado de 35 m. Las vigas tienen un largo de 7 m, mientras que las columnas tienen un largo de 4,5 m para el primer piso y de 3,5 m para los pisos superiores. Los sistemas de rigidización que se consideraron fueron un sistema en base a pórticos, dos en base a muros estructurales en el marco exterior (de uno y dos muros por lado) y uno en base a un núcleo en el centro.

Para modelarlos se empleó el programa SAP2000 (versión 20). El SAP2000 es un programa comercial de cálculo de estructuras basado en el método de los elementos finitos, con interfaz gráfica 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras. En este sentido, se usaron elementos tipo *frame* para las vigas, columnas y muros. Las siguientes figuras muestran una vista en planta y en 3D para los cuatro casos mencionados.

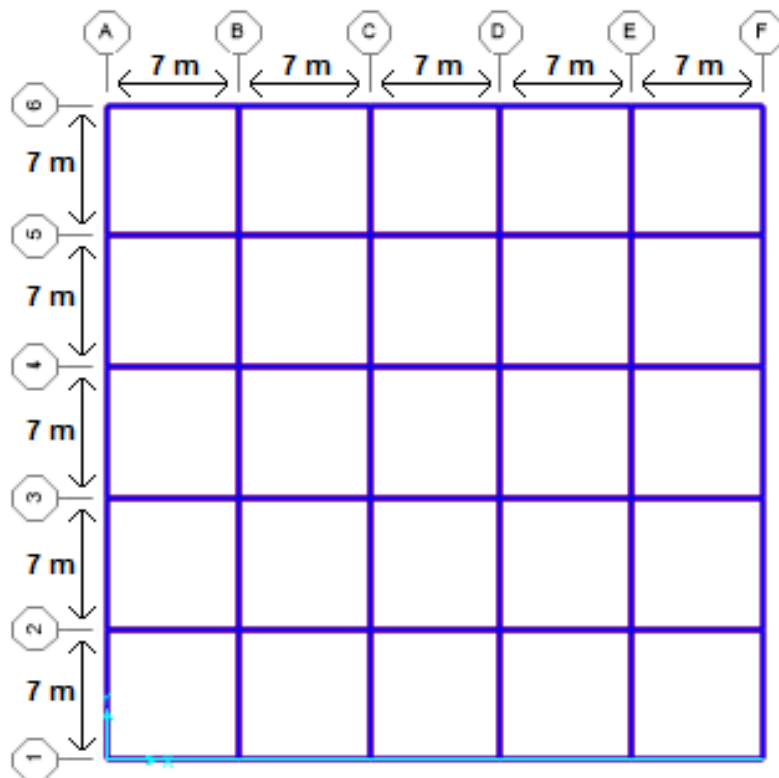


Figura 12. Vista en planta de la edificación

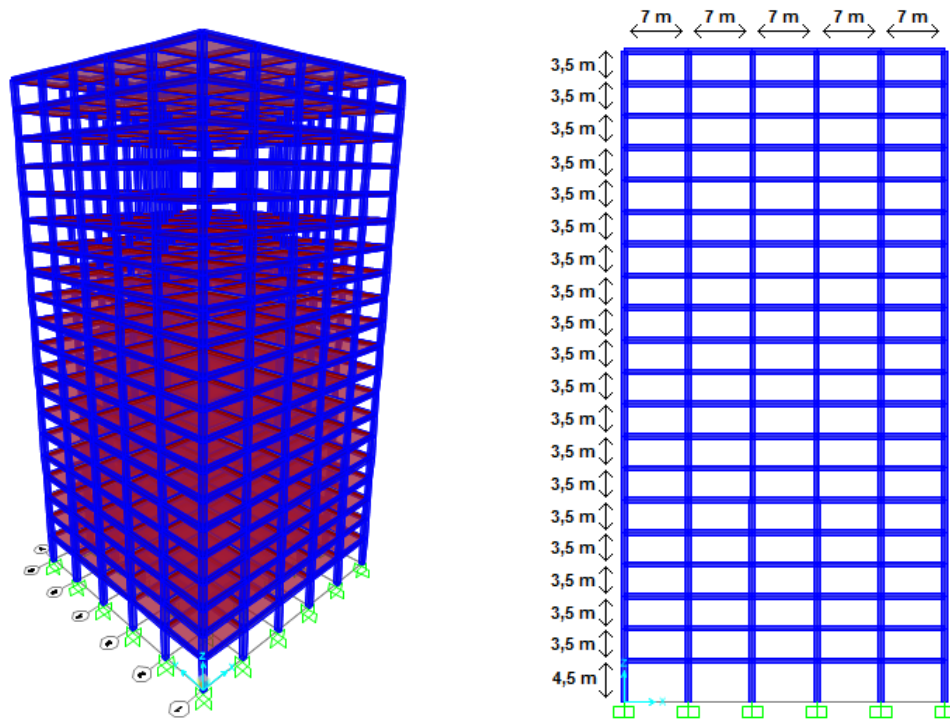


Figura 13. Geometría 3D y elevación exterior del edificio en base a pórticos

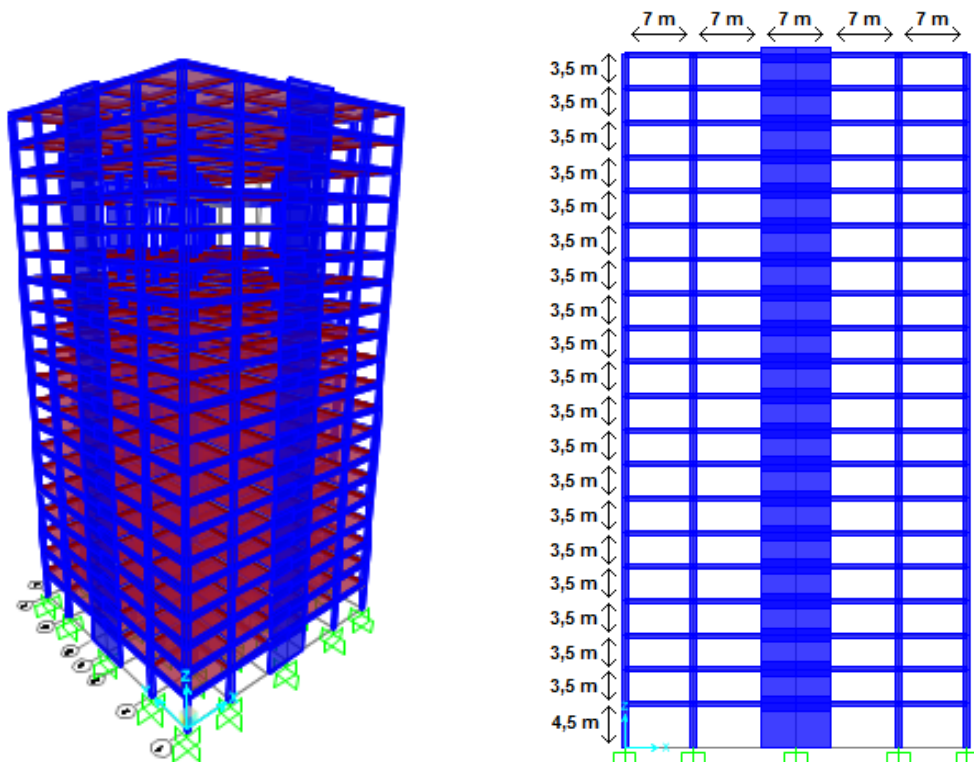


Figura 14. Geometría 3D y elevación exterior del edificio en base a 1 muro exterior

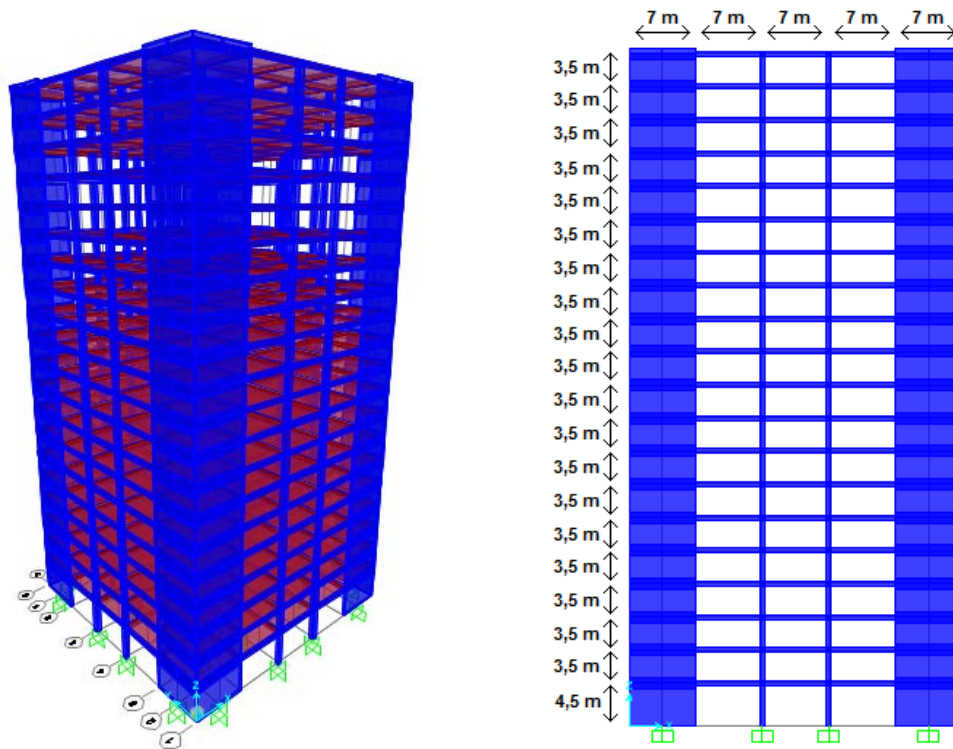


Figura 15. Geometría 3D y elevación exterior del edificio en base a 2 muros exteriores

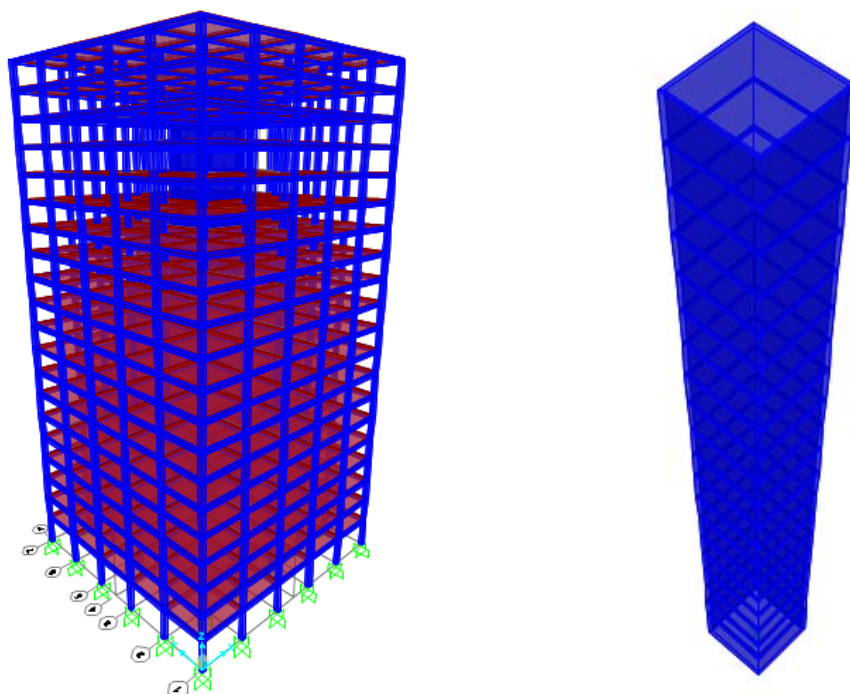


Figura 16. Geometría 3D y núcleo del edificio en base a núcleo central

3.2 Propiedades mecánicas de los materiales

A continuación, se definen las resistencias mecánicas y las deformaciones del hormigón y del acero.

Tabla 5. Propiedades mecánicas de los materiales

Características mecánicas del hormigón	Características mecánicas del acero
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
$\gamma_c = 1,3$	$\gamma_s = 1,0$
$f_{cd} = 26,92 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$
$E_{co} = 34000 \text{ MPa}$	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
$\epsilon_{co} = 0,002$	$\epsilon_{sy} = 0,0021$
$\epsilon_{cu} = 0,0035$	$\epsilon_{su} = 0,10$
$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$	$\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

3.3 Estimación de las cargas

A continuación, se muestran las cargas permanentes y sobrecargas que actúan sobre las losas. Dado que se trata de un edificio de oficinas, de acuerdo al EC-1, la sobrecarga de uso será de 3 kN/m² para pisos intermedios y de 1 kN/m² para la azotea. Por otro lado, la carga permanente se obtendrá como la suma del peso de la losa (espesor 25 cm) con el peso de un contrapiso liviano de 5 cm de espesor y 1700 kg/m³, más 0,1 kN/m² de instalaciones.

Tabla 6. Cargas permanentes y sobrecargas de uso

	Sobrecarga q (kN/m ²)	Peso losa (kN/m ²)	Contrapiso liviano (kN/m ²)	Carga permanente (kN/m ²)
Pisos intermedios	3	6,25	0,95	7,2
Azotea	1	6,25	0,95	7,2

3.4 Espectro elástico y espectro de diseño

Primero se debe realizar una zonificación sísmica del lugar donde estará el edificio. Éste quedara situado en el municipio español de Escúzar, provincia de Granada, dado que es una zona de alta sismicidad cuya aceleración sísmica básica es $a_b = 0,25$ (NCSE-02, Anexos). Se ha supuesto construcción de importancia normal ($\rho = 1,0$), terreno tipo III (C = 1,6) y clase de importancia III (factor importancia: $\gamma_I = 1,2$). De esta manera, el factor del terreno es:

- Para $0,1g \leq 1,0 * 0,25g \leq 0,4g$:

$$S = \frac{1,6}{1,25} + 3,33 \cdot \left(1,0 \cdot \frac{0,25}{9,8} - 0,1\right) \cdot \left(1 - \frac{1,6}{1,25}\right) = 1,35$$

Tabla 7. Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástico
(Fuente: EC-8)

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

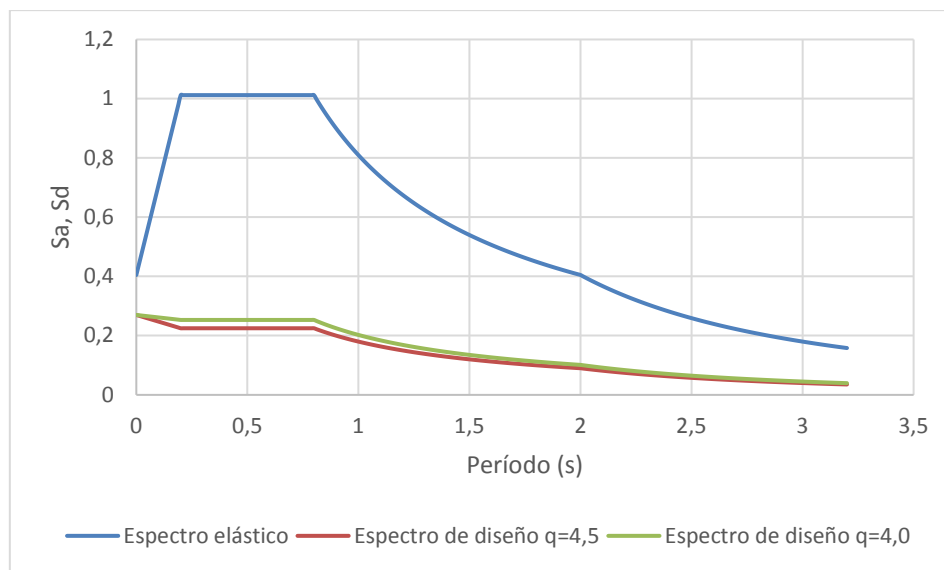


Figura 17. Espectro de respuesta elástica y de diseño

En la Figura 17 se pueden ver los espectros de respuesta elástica y de diseño. Los valores del factor de comportamiento a usar serán $q = 4,5$, para los casos de pórtico y núcleo, y $q = 4,0$ para los casos de muros de corte. Cuando los edificios no presentan regularidad en planta, los valores de α_u/α_1 a utilizar se deben calcular por la media entre el valor del cuadro anterior y el valor 1. Pero como este edificio es regular tanto en planta como en elevación, los valores de $\alpha_u/\alpha_1 = 1$.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

4.1 Predimensionamiento

4.1.1 Predimensionamiento de vigas

$$h_{viga} = \frac{L_{libre}}{12} \quad (24)$$

$$L_{libre} = 7 \text{ m}$$

$$h_{viga} = 0,58 \text{ m}$$

Se emplea $h_{viga} = 60 \text{ cm}$

$$b_{viga} = \frac{h_{viga}}{2} \text{ a } \frac{2 \cdot h_{viga}}{3} \quad (25)$$

$$b_{viga} = 30 \text{ cm a } 40 \text{ cm}$$

Se emplea $b_{viga} = 40 \text{ cm}$

4.1.2 Predimensionamiento de columnas

De acuerdo a la normativa EHE-08, el esfuerzo axial de compresión de cálculo reducido, debido a la situación sísmica, debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \geq 0,1 \quad (26)$$

Para el caso del pórtico, $N_d = 9868 \text{ kN}$:

$$A_c \leq \frac{9868 \cdot 10^3}{0,1 \cdot 26,92} = 3,66 \text{ m}^2$$

Se emplea: $A_c = 0,36 \text{ m}^2$, $a = b = 60 \text{ cm}$

4.1.3 Predimensionamiento de losas

De acuerdo a la normativa EHE-08, el espesor mínimo de una losa se obtiene de:

$$e_{losa} = \frac{L_{libre}}{32} = 0,22 \text{ m} \quad (27)$$

Se emplea: $e_{losa} = 25 \text{ cm}$

4.1.4 Predimensionamiento de muros

El predimensionamiento se hará con la ecuación de Chai y Eleyer (1999), la cual representa la inestabilidad del muro como función de la tensión axial del acero en los extremos de los muros.

$$\frac{h_w}{b_{cr}} = \frac{1}{0,7\sqrt{\epsilon_{sm} - 0,005}} \quad (28)$$

donde:

h_w : altura libre del muro

b_{cr} : ancho crítico del muro

ϵ_{sm} : deformación máxima del acero por tracción máxima

Para el estado límite de servicio y el control de daño, la deformación del acero se limita en el rango $0,01 < \epsilon_{sm} < 0,08$ (Priestley et al). Se emplea un valor de $\epsilon_{sm} = 0,03$ y altura $h_w = 4,5 \text{ m}$.

$$\frac{450}{b_{cr}} = \frac{1}{0,7\sqrt{0,03 - 0,005}} \cong 9$$

$$b_{cr} = 50 \text{ cm}$$

Tabla 8. Resumen de dimensiones de elementos estructurales

Elemento	Dimensiones
Viga	60 cm x 40 cm
Columna	60 cm x 60 cm
Losa	25 cm
Muro	50 cm

4.2 Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas en estado límite último que se programaron en el SAP2000 fueron:

Combinación gravitacional:

$$S_{d1} = 1,35 \cdot (G_0 + G_1) + 1,5 \cdot Q$$

$$S_{d2} = 1,0 \cdot (G_0 + G_1) + 1,5 \cdot Q$$

$$S_{d3} = 1,35 \cdot (G_0 + G_1)$$

$$S_{d4} = 1,0 \cdot (G_0 + G_1)$$

Combinación sísmica:

$$S_{d5} = 1,0 \cdot (G_0 + G_1) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot E$$

$$S_{d6} = 1,0 \cdot (G_0 + G_1) + 1,0 \cdot E$$

donde:

Sd: carga de diseño (Nd, Md, Vd)

G₀, G₁: carga permanente

Q: sobrecarga de uso (3 kN/m² para pisos intermedios y de 1 kN/m² para la azotea)

E: carga sísmica

4.3 Diseño del edificio de pórticos

4.3.1 Diseño del refuerzo de vigas

Diseño a flexión

Para comenzar con el diseño a flexión de las vigas, se toman los resultados del diagrama de momentos. Dada la geometría simétrica del edificio, se considerarán dos pórticos para el diseño de las vigas, el pórtico exterior (pórticos 1, 6, A y F) y el pórtico interior (con los valores más desfavorables, pórticos 3, 4, C y D).

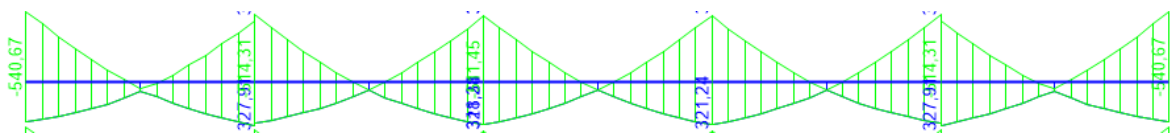


Figura 18. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 3

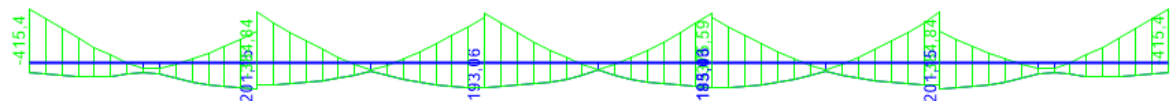


Figura 19. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 13

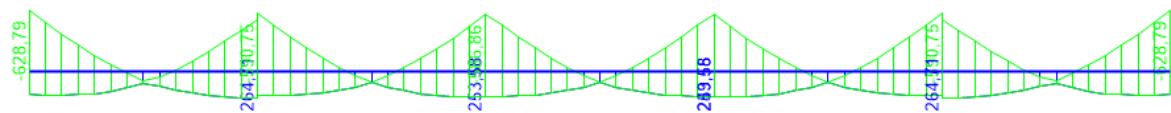


Figura 20. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 3

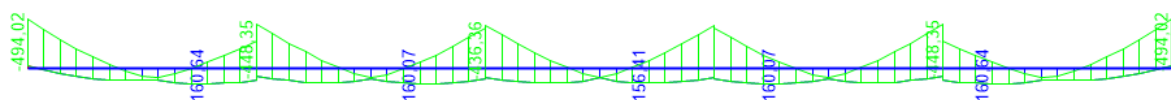
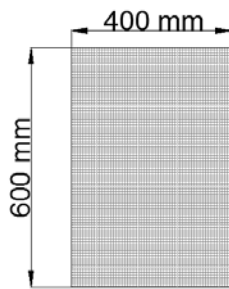


Figura 21. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 13

Teniendo los valores de los momentos flectores obtenidos en el programa, se procede a realizar el cálculo de la armadura de refuerzo. Se usará la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (29)$$

Tabla 9. Geometría de la viga



Sección (m)	
b	0,4
h	0,6
d	0,55
Recubrimiento	0,05

Armadura mínima a flexión

Se deberá proveer armadura a flexión mayor o igual a la armadura mínima ($A_{s,min}$).

$$A_{s,min} = \max\{A_{s,min}^{mec}, A_{s,min}^{geom}\} \quad (30)$$

$$A_{s,min}^{mec} = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 516,92 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}^{geom} = A_c \cdot \frac{2,8}{1000} = 672 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima será igual a $A_{s,min} = 672 \text{ mm}^2$. A continuación, se muestran las tablas con los valores de los momentos considerados para el cálculo del refuerzo a flexión:

Tabla 10. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F

Pisos	Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+
1-12	540,7	333,29		219	540,7	333,29
13-20	415,4	212		119	415,4	212

Tabla 11. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D

Pisos	Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
	M-	M+	M-	M+	M-	M+
1-12	629	321		242	629	321
13-20	504	252		233	504	252

Tabla 12. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas

Pórtico	Pisos	Ubicación Md viga	Md (kNm)	As,req (mm ²)	As,min (mm ²)	As (mm ²)	Barras	Mu (kNm)
1, 6, A, F	1-12	Ext. Izquierdo	-540,7	2163,8	672	2375,0	5φ20+4φ16	593,3
			333,29	1281,2	672	1545,7	3φ20+3φ16	399
		Centro		672	672	804,2	4φ16	204,7
			219	825	672	1206,4	6φ16	270,7
		Ext. Derecho	-540,7	2163,8	672	2375,0	5φ20+4φ16	593,3
			333,29	1281,2	672	1545,7	3φ20+3φ16	399
	13-20	Ext. Izquierdo	-415,4	1621,5	672	1746,7	3φ20+4φ16	443,2
			212	798	672	1206,4	6φ16	270,7
		Centro		672	672	804,2	4φ16	204,7
			119	672	672	804,2	4φ16	270,7
		Ext. Derecho	-415,4	1621,5	672	1746,7	3φ20+4φ16	443,2
			212	798	672	1206,4	6φ16	270,7
3, 4, C, D 2, 5, B, E	1-12	Ext. Izquierdo	-629	2565	672	2689,2	6φ20+4φ16	665,7
			321	1231,2	672	1363,4	6φ16+2φ10	335,4
		Centro		672	672	804,2	4φ16	204,7
			242	915,4	672	1206,4	6φ16	335,4
		Ext. Derecho	-629	2565	672	2689,2	6φ20+4φ16	665,7
			321	1231,2	672	1363,4	6φ16+2φ10	335,4
	13-20	Ext. Izquierdo	504	2002	672	2060,9	4φ20+4φ16	519
			252	955	672	1206,4	6φ16	270,7
		Centro		672	672	804,2	4φ16	204,7
			233	880	672	1206,4	6φ16	270,7
		Ext. Derecho	504	2002	672	2060,9	4φ20+4φ16	519
			252	955	672	1206,4	6φ16	270,7

Diseño a cortante

Se tiene que verificar el agotamiento por la biela de compresión y calcular la armadura transversal necesaria para resistir el agotamiento por tracción. Para ello, se deben verificar las siguientes expresiones:

$$V_d \leq V_{u1} \quad (31)$$

$$V_d \leq V_{u2} \quad (32)$$

donde:

V_{u1} : esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

V_{u2} : esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \cdot b \cdot d = 1528,15 \text{ kN} \quad (33)$$

Agotamiento por tracción en el alma ($\theta=45^\circ$, $\alpha=90^\circ$):

$$A_{90} = \frac{V_{su}}{z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot f_{yd}} \quad (34)$$

donde:

A_{90} : área por unidad de longitud de las armaduras transversales que forman un ángulo de 90° con la directriz de la pieza

V_{su} : contribución de la de la armadura transversal a la resistencia a esfuerzo cortante

z : brazo mecánico (se aproxima a $z = 0,9 d$)

Armadura mínima

La armadura transversal deberá ser mayor o igual a:

$$A_{90} \geq \frac{f_{ct,m} \cdot b \cdot \sin \alpha}{7,5 \cdot f_{yd}} = \frac{3,21 \cdot 400 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 343 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (35)$$

donde:

$f_{ct,m}$: resistencia a tracción media del hormigón

Separación máxima

La separación, s , de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}, 24d_{bw}, 225,8d_{bL} \right\} = 150 \text{ mm} \quad (36)$$

donde:

d_{bw} : diámetro de los estribos

d_{bL} : diámetro de la armadura longitudinal

h : profundidad de la viga

Para obtener el esfuerzo cortante, se hará uso de factores de sobrerresistencia para asegurar el orden correcto de plastificación.

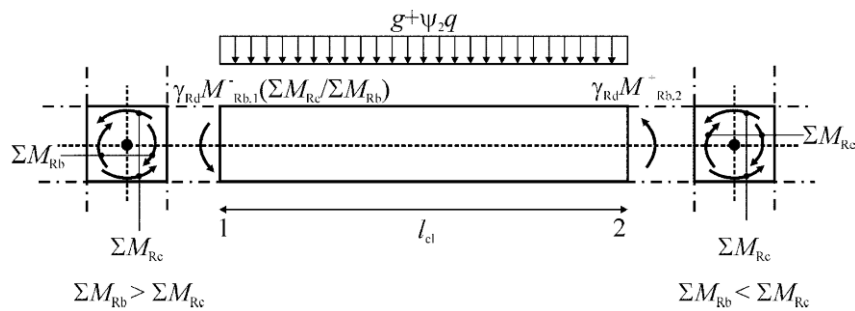


Figura 22. Valores de capacidad de esfuerzos de corte en vigas (Fuente: EC-8)

$$V_d = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rb}^- + M_{Rb}^+}{L} + \frac{(g + \psi_2 \cdot q) \cdot L}{2} \quad (37)$$

donde:

γ_{Rd} : factor de sobrerresistencia (igual a 1,3)

M_{Rb}^- y M_{Rb}^+ : capacidad resistente a momentos en los extremos de la viga

L : longitud donde actúan las cargas distribuidas

A continuación, en la Tabla 13 se muestran los valores de los esfuerzos cortantes considerados en cada pórtico. Se ha considerado un diseño de estribos para los pórticos 1-6 (A-F), 2-5 (B-E) y 3-4 (C-D).

Tabla 13. Acero de refuerzo a cortante en vigas

Pórticos	Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
1-6 (A-F)	340,59	1528,15	1376	1428	2φ10	343	110	150	353,43
2-5 (B-E)	367,48	1528,15	1485	1570,8	2φ10	343	100	150	388,77
3-4 (C-D)	367,48	1528,15	1485	1570,8	2φ10	343	100	150	388,77

4.3.2 Diseño del refuerzo de columnas

Columna fuerte – Viga débil

Como se mencionó anteriormente, se deberán diseñar las columnas con tal de que la viga plastifique antes que la columna con el concepto de columna fuerte – viga débil. En las tablas siguientes se muestra el equilibrio de momentos en los nodos para obtener los Md de las columnas.

Tabla 14. Verificación columna fuerte, viga débil

Columna 3C, Piso 3

		Mu columna		
		865,41		
Mu viga	665,7	Nodo	665,7	Mu viga
		865,41		
		Mu columna		

$$1,3 * \Sigma Mu,v \quad 1730,82 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1730,82$$

Columna 1C, Piso 3

		Mu columna		
		771,29		
Mu viga	593,3	Nodo	593,3	Mu viga
		771,29		
		Mu columna		

$$1,3 * \Sigma Mu,v \quad 1542,58 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1542,58$$

Columna 3C, Piso 13

		Mu columna		
		674,7		
Mu viga	519	Nodo	519	Mu viga
		674,7		
		Mu columna		

$$1,3 * \Sigma Mu,v \quad 1349,4 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1349,4$$

Columna 1C, Piso 13

		Mu columna		
		576,16		
Mu viga	443,2	Nodo	443,2	Mu viga
		576,16		
		Mu columna		

$$1,3 * \Sigma Mu,v \quad 1152,32 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1152,32$$

Se ha decidido diseñar 3 columnas de 60 cm, 55 cm y 50 cm para los pisos del 1 al 6, del 7 al 14 y del 15 al 20, respectivamente. Se deben comparar los valores Md obtenidos del programa con los obtenidos del análisis columna fuerte – viga débil, y elegir el mayor.

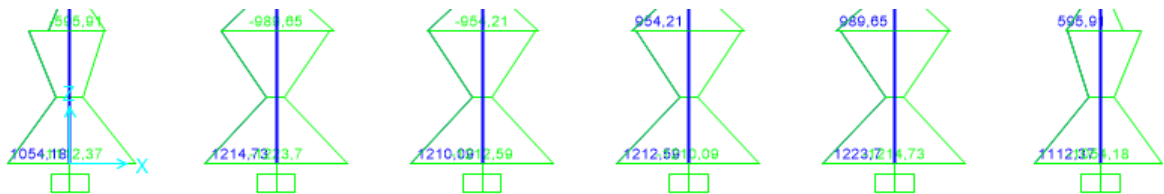


Figura 23. Valores Md Piso 1 Pórtico C

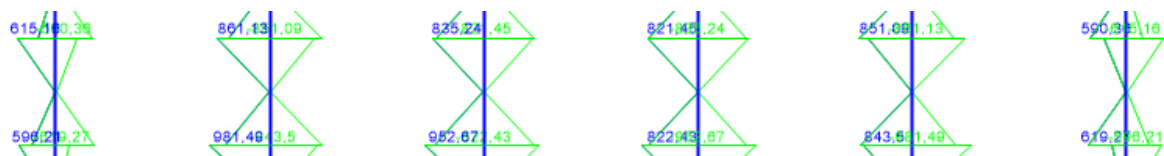


Figura 24. Valores Md Piso 7 Pórtico C

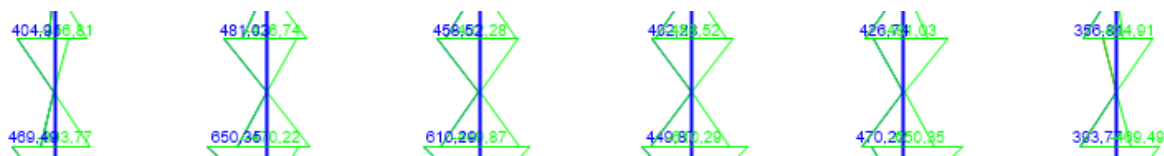


Figura 25. Valores Md Piso 15 Pórtico C

Diseño a flexión compuesta

A continuación, se procede a calcular el área del acero de refuerzo longitudinal utilizando el Abaco de diagrama de interacción adimensional propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

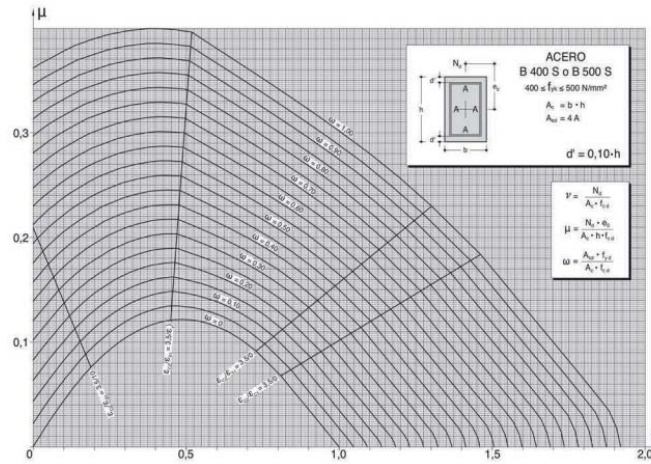


Figura 26. Diagrama de interacción para secciones rectangulares sometidas a flexión o compresión compuesta (Fuente: extraído del libro “Hormigón Armado” – Jiménez et al)

Tabla 15. Valores adimensionales para introducir en el diagrama

Pisos	Esfuerzo	Valor	Adimensional	ω
1-6	Md col (kNm)	1212	0,2	0,5
	Nd col (kN)	9868	1	
7-14	Md col (kNm)	981	0,29	0,9
	Nd col (kN)	6836	1	
15-20	Md col (kNm)	674,7	0,2	0,3
	Nd col (kN)	2926	0,43	

Armadura mínima en columnas

Se deberá proveer armadura longitudinal mayor o igual a la armadura mínima ($A_{s,min}$).

$$A_{s,min} = A_c \cdot \frac{4}{1000} \quad (38)$$

Armadura máxima en columnas

Según la recomendación del EC-2 Artículo 9.5.2, se deberá proveer armadura longitudinal menor a la armadura máxima ($A_{s,max}$).

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (39)$$

Tabla 16. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas

Pisos	Ancho (cm)	Área (m2)	Armadura (mm2)	Espaciado (cm)	As,min (mm2)	As,max (mm2)
1-6	60	0,36	20φ25	9817,48	7,5	1440
7-14	55	0,302	24φ25	11780,97	4,17	1210
15-20	50	0,25	16φ20	5026,55	7,5	1000

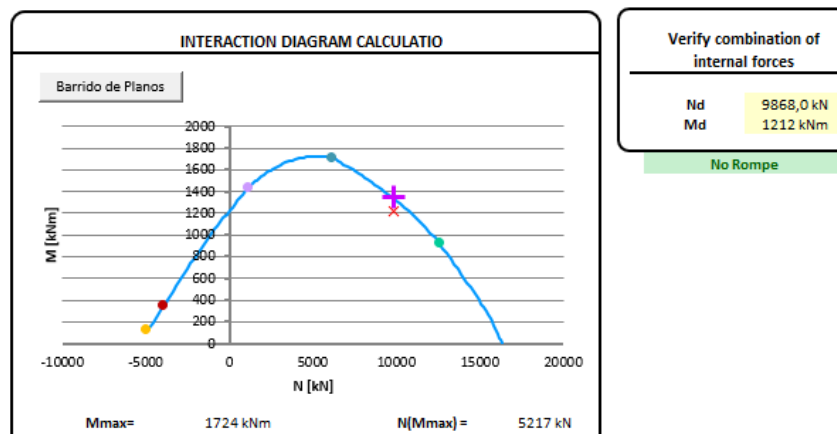


Figura 27. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-6

Tabla 17. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-6

N comparación	9868 kN
M verificación	1344 kNm
No Rompe	

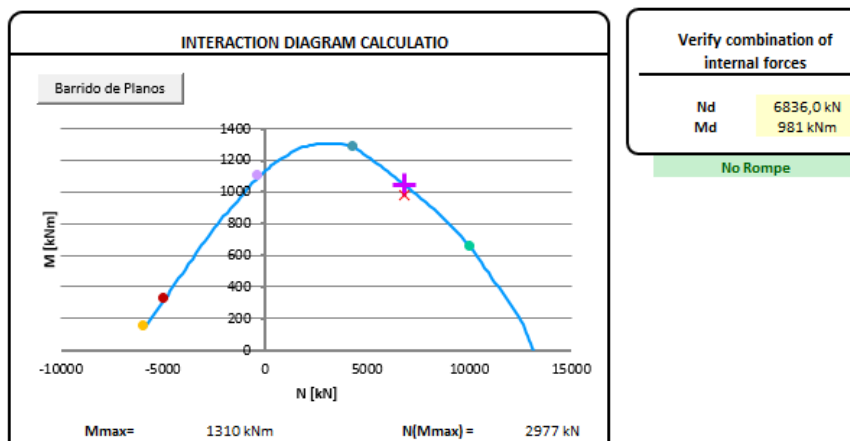


Figura 28. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 7-14

Tabla 18. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 7-14

N comparación	6836 kN
M verificación	1041 kNm
No Rompe	

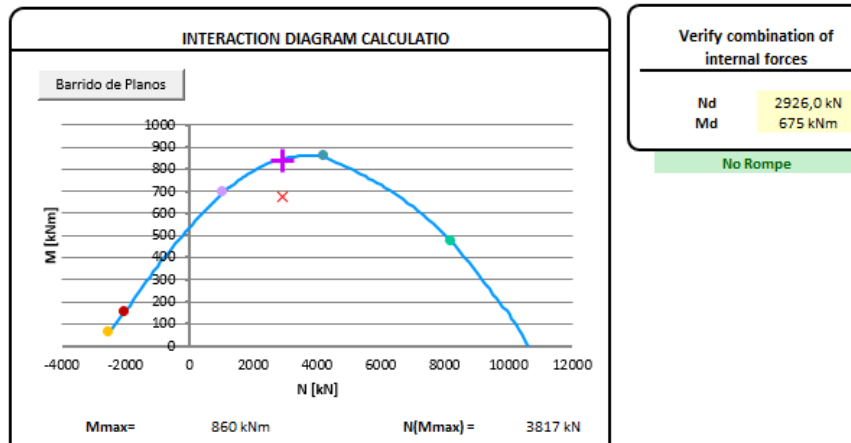


Figura 29. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 15-20

Tabla 19. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 15-20

N comparación	2926 kN
M verificación	836 kNm
No Rompe	

Diseño a cortante en columnas

Se debe determinar el máximo esfuerzo de corte multiplicando el momento resistente de la columna con el factor de sobrerresistencia para luego dividirlo por la altura de la columna. Este valor se debe comparar con el obtenido en el programa para escoger el de mayor valor.

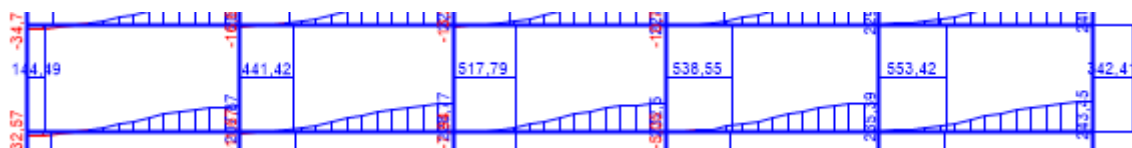


Figura 30. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 2

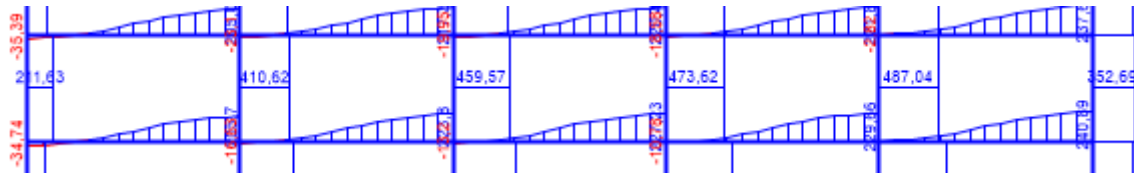


Figura 31. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 7

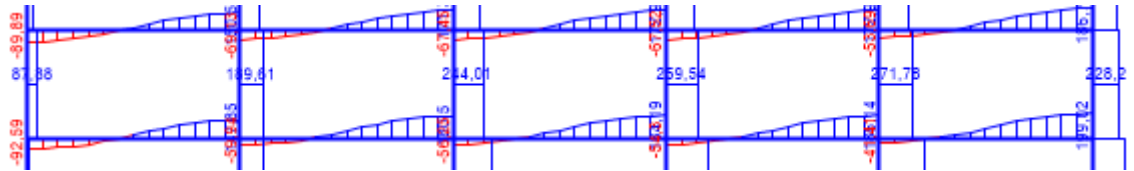


Figura 32. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 15

Columnas pisos 1-6:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 1344}{3,5} = 499 \text{ kN} < 553 \text{ kN}$$

Columnas pisos 7-14:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 1041}{3,5} = 387 \text{ kN} < 487 \text{ kN}$$

Columnas pisos 15-20:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 836}{3,5} = 310 \text{ kN} > 271 \text{ kN}$$

Separación máxima en columnas

La separación, s , de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175,8d_{bL} \right\} \quad (40)$$

Longitud crítica en columnas

La longitud donde se desarrollará la plastificación, y en donde se dispondrán los estribos, se calcula de la siguiente manera:

$$L_{cr} = \max\{h_c, l_c/6, 0.45\} \quad (41)$$

donde:

h_c : dimensión más grande de la sección (en m)

l_c : longitud de la columna (en m)

Los estribos principales se dispondrán en una longitud de 0,75 m desde los extremos. Aplicando la misma expresión para el cálculo de armadura transversal en vigas, se tiene que:

Tabla 20. Acero de refuerzo a cortante en columnas

Pisos	Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
1-6	553	2292	2234	2262	2φ12	514	100	160	560
7-14	487	1563	2405	3393	3φ12	429	100	160	687
15-20	310	1563	1531	1570	2φ10	429	100	160	318

Verificación del confinamiento de las columnas

Para asegurar una adecuada ductilidad en los extremos de las columnas, se debe verificar la siguiente expresión:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu v_d \cdot \epsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (42)$$

donde:

α : factor de confinamiento efectivo

ω_{wd} : cuantía volumétrica de estribos confinados en las zonas críticas

μ : valor de coeficiente de ductilidad en curvatura ($\mu = 2q - 1$)

v_d : esfuerzo axial adimensional

ϵ_{sy} : deformación unitaria del acero correspondiente al límite elástico

b_c, b_0 : ancho de la sección y ancho del hormigón confinado, respectivamente

$\mu\phi$	8
vd	0,43
ξ_{sy}	0,0021
bc	600
b0	500

ω_{wd}	0,34
h0	500
bi	100
α_n	0,87
α_s	0,81
α	0,702

$$30\mu(vd)\xi_{sy} * bc / b0 = 0,035 \quad 0,23 < \alpha * \omega_{wd} \quad 0,24$$

4.4 Diseño del edificio en base a un muro en los pórticos extremos

4.4.1 Diseño del refuerzo de vigas

Diseño a flexión

Se toman los resultados del diagrama de momentos del programa. Dada la geometría simétrica del edificio, se considerarán dos pórticos para el diseño de las vigas, el pórtico exterior (pórticos 1, 6, A y F) y el pórtico interior (con los valores más desfavorables, pórticos 3, 4, C y D). Debido a la poca variación en altura de los valores, se diseñará solo una viga por pórtico.



Figura 33. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 11

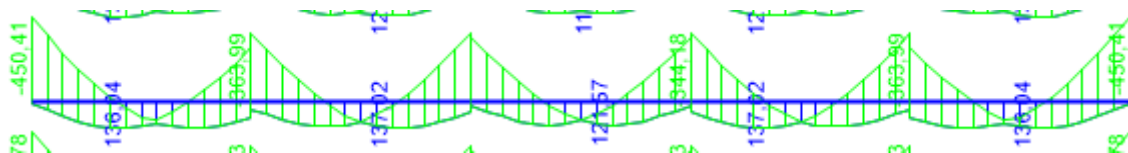
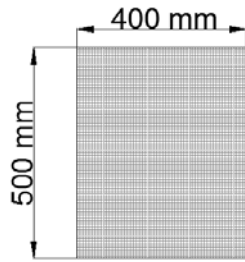


Figura 34. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 7

Tabla 21. Geometría de la viga



Sección (m)	
b	0,4
h	0,5
d	0,45
Recubrimiento	0,05

Armadura mínima a flexión

$$A_{s,min}^{mec} = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 430,77 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}^{geom} = A_c \cdot \frac{2,8}{1000} = 560 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima será igual a $A_{s,min} = 560 \text{ mm}^2$. A continuación, se muestran las tablas con los valores de los momentos considerados para el cálculo del refuerzo a flexión:

Tabla 22. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F

Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
M-	M+	M-	M+	M-	M+
555,95	343		138,7	555,95	343

Tabla 23. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D

Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
M-	M+	M-	M+	M-	M+
450	87		276	450	87

Se puede ver una reducción de los valores con respecto a los correspondientes al edificio de pórticos. Esto se debe al aporte de los muros de corte frente a las cargas sísmicas, lo que deja a las demás estructuras menos solicitadas.

Tabla 24. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas

Pórtico	Ubicación Md viga	Md (kNm)	As,req (mm ²)	As,min (mm ²)	As (mm ²)	Barras	Mu (kNm)
1, 6, A, F	Ext. Izquierdo	-555,95	2906,8	560	3003,4	7φ20+4φ16	588,1
		343	1668	560	2035,8	2φ20+7φ16	395,3
	Centro		560	560	804,2	4φ16	166,6
		138,7	637,4	560	1432,6	2φ20+4φ16	271,8
	Ext. Derecho	-555,95	2906,8	560	3003,4	7φ20+4φ16	588,1
		343	1668	560	2035,8	2φ20+7φ16	395,3
3, 4, C, D	Ext. Izquierdo	-450	2264,5	560	2664	4φ20+7φ16	511,9
		87	560	560	804,2	4φ16	166,6
2, 5, B, E	Centro		560	560	804,2	4φ16	166,6
		276	1316	560	1633,6	2φ20+5φ16	322,8
Ext. Derecho	-450	2264,5	560	2664	4φ20+7φ16	511,9	
	87	560	560	804,2	4φ16	166,6	

Diseño a cortante

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \cdot 400 \cdot 450 = 1250 \text{ kN}$$

Armadura mínima

$$A_{90} \geq \frac{f_{ct,m} \cdot b \cdot \sin \alpha}{7,5 \cdot f_{yd}} = \frac{3,21 \cdot 400 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 343 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Separación máxima

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}, 24d_{bw}, 225,8d_{bL} \right\} = 125 \text{ mm}$$

A continuación, en la Tabla 25 se muestran los valores de los esfuerzos cortantes considerados en cada pórtico. Se ha considerado un diseño de estribos para los pórticos 1-6 (A-F), 2-5 (B-E) y 3-4 (C-D).

Tabla 25. Acero de refuerzo a cortante en vigas

Pórticos	Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
1-6 (A-F)	338,66	1250	1672	1809	2φ12	343	125	125	366,3
2-5 (B-E)	310,36	1250	1533	1570,8	2φ10	343	100	125	318
3-4 (C-D)	310,36	1250	1533	1570,8	2φ10	343	100	125	318

4.4.2 Diseño del refuerzo de columnas

Columna fuerte – Viga débil

En las tablas siguientes se muestra el equilibrio de momentos en los nodos para obtener los Md de las columnas.

Tabla 26. Verificación columna fuerte, viga débil

Columna 1C, Piso 8

		Mu columna		
		764,5		
Mu viga	588,1	Nodo	588,1	Mu viga
		764,5		
		Mu columna		

$$1,3 \cdot \Sigma Mu,v \quad 1529 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1529$$

Columna 3C, Piso 8

		Mu columna		
		665		
Mu viga	511,9	Nodo	511,9	Mu viga
		665		
		Mu columna		

$$1,3 \cdot \Sigma Mu,v \quad 1330 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1330$$

Se ha decidido diseñar 2 columnas de 55 cm y 50 cm para los pisos del 1 al 8 y del 9 al 20, respectivamente. Se deben comparar los valores Md obtenidos del programa con los obtenidos del análisis columna fuerte – viga débil, y elegir el mayor.

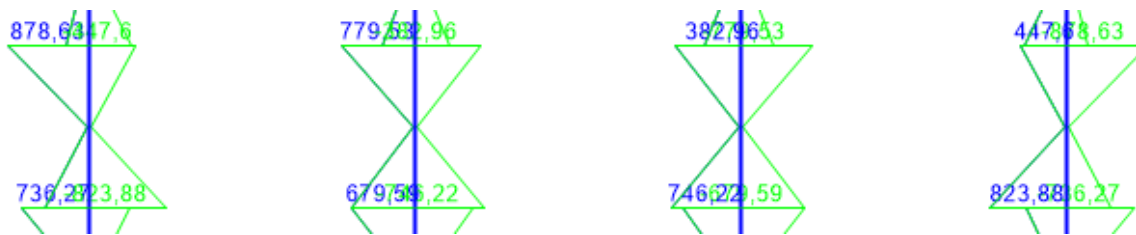


Figura 35. Valores Md Piso 8 Pórtico C



Figura 36. Valores Md Piso 13 Pórtico C

Diseño a flexión compuesta

A continuación, se procede a calcular el área del acero de refuerzo longitudinal utilizando el Abaco de diagrama de interacción adimensional propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

Tabla 27. Valores adimensionales para introducir en el diagrama

Pisos	Esfuerzo	Valor	Adimensional	ω
1-8	Md col (kNm)	879	0,26	0,9
	Nd col (kN)	8287	1,2	
9-20	Md col (kNm)	764,5	0,22	0,5
	Nd col (kN)	5641	0,84	

Tabla 28. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas

Pisos	Ancho (cm)	Área (m ²)	Armadura (mm ²)	Espaciado (cm)	As,min (mm ²)	As,max (mm ²)
1-8	55	0,302	24 ϕ 25	4,17	1210	12100
9-20	50	0,25	20 ϕ 20	5,5	1000	10000

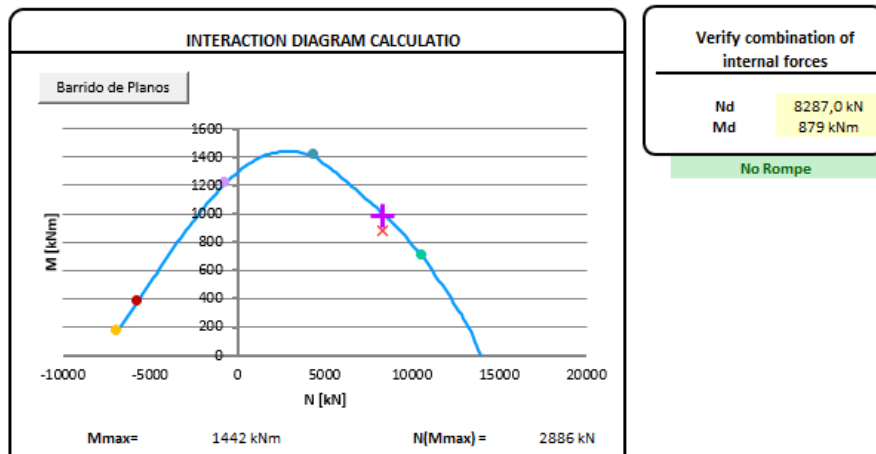


Figura 37. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-8

Tabla 29. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-8

N comparación	8287 kN
M verificación	988,69 kNm
No Rompe	

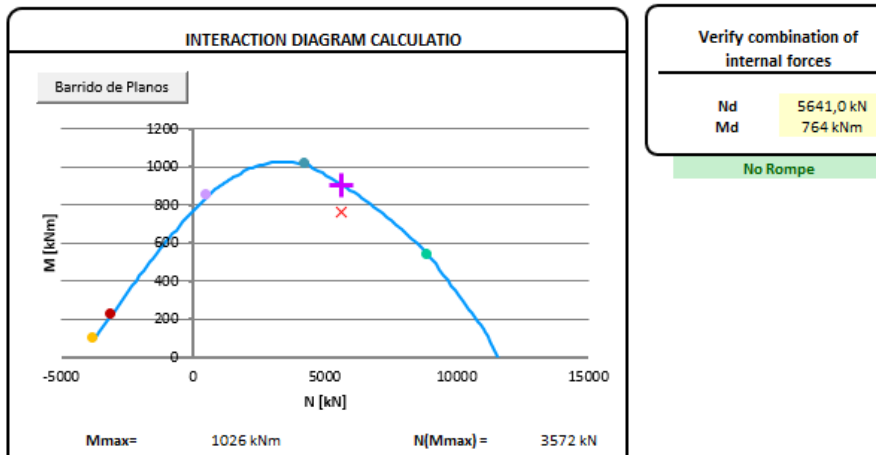


Figura 38. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 9-20

Tabla 30. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 9-20

N comparación	5641 kN
M verificación	902,38 kNm
No Rompe	

Diseño a cortante en columnas

Dada la uniformidad de los valores con la altura, solo se realizará un tipo de diseño para todas las columnas, usando los valores del pórtico más solicitado.

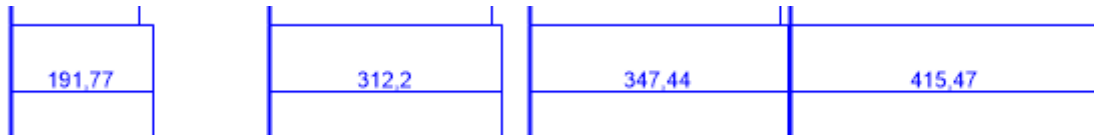


Figura 39. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 10

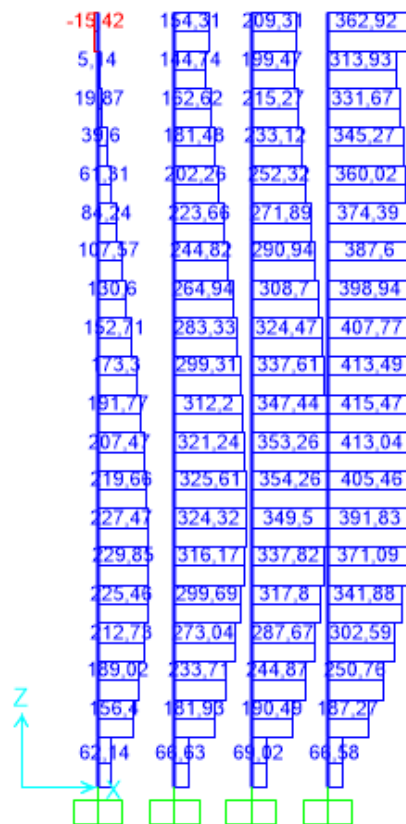


Figura 40. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C

Columnas pisos 1-8:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 988,69}{3,5} = 367 \text{ kN} < 415,47 \text{ kN}$$

Columnas pisos 9-20:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 902,38}{3,5} = 335 \text{ kN} < 415,47 \text{ kN}$$

Separación máxima en columnas

La separación, s, de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175, 8d_{bL} \right\} = 160 \text{ mm}$$

Longitud crítica en columnas

$$L_{cr} = \max \{ h_c, l_c/6, 0.45 \} = 0,75 \text{ m}$$

Los estribos principales se dispondrán en una longitud de 0,75 m desde los extremos. Aplicando la misma expresión para el cálculo de armadura transversal en vigas, se tiene que:

Tabla 31. Acero de refuerzo a cortante en columnas

Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
415,47	1563	2052	2262	2φ12	429	100	160	458

Verificación del confinamiento de las columnas

μφ	7
vd	0,84
εsy	0,0021
bc	500
b0	400

ωwd	0,47
h0	400
bi	66,67
αn	0,89
αs	0,77
α	0,68

$$30\mu(vd)\epsilon_{sy} \cdot bc/b0 - 0,035 \quad 0,27 \quad < \quad \alpha \cdot \omega wd \quad 0,32$$

4.4.3 Diseño del muro de corte

Se busca que los muros estructurales tengan una buena ductilidad, con el propósito que puedan absorber y disipar la mayor cantidad de energía proveniente de los sismos. Al inicio se definió el ancho del muro en 500 mm, pero dejarlo con este valor lo haría demasiado robusto y rígido. Por lo tanto, para dotarle de una adecuada ductilidad, se tomará un ancho en el alma igual a 300 mm y 500 en los cabezales.

De acuerdo al EC-8, Artículo 5.4.1.2.3, para muros de ductilidad alta se recomienda un espesor mayor que:

$$b_w \geq \max\{0.15, h_s/20\} \quad (43)$$

$$b_w \geq \max\left\{0.15, \frac{4,5}{20}\right\} = 0,225 \text{ m}$$

Por otro lado, la longitud del cabezal queda definida en el Artículo 5.4.1.2.3 con los parámetros que se muestran en la Figura 41.

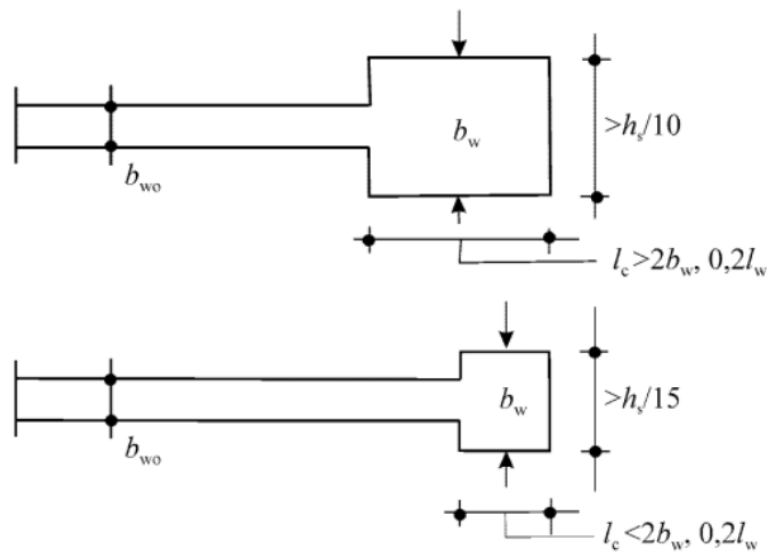


Figura 41. Dimensiones recomendadas para el cabezal del muro (Fuente: EC-8)

$$b_w \geq \frac{h_s}{10} = \frac{4500}{10} = 450 \text{ mm}$$

$$l_c = 2 \cdot b_w = 2 \cdot 500 = 1000 \text{ mm}$$

Diseño a flexión compuesta

A continuación, se procede a calcular el área del acero de refuerzo longitudinal utilizando el Abaco de diagrama de interacción adimensional propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

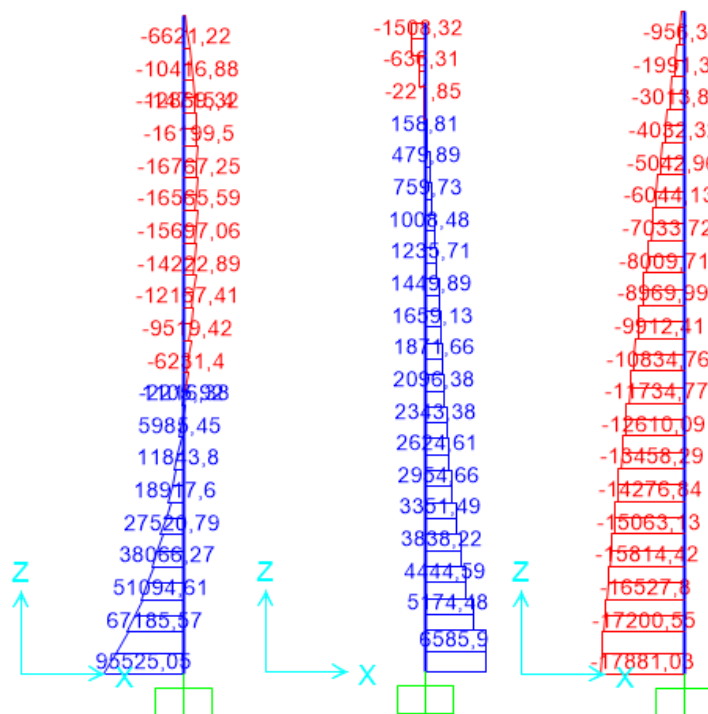
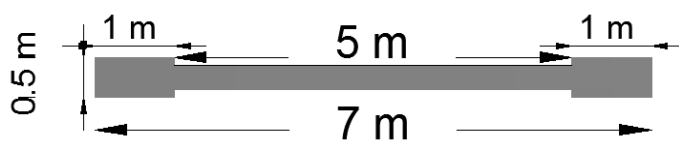


Figura 42. Leyes de esfuerzos en muro del pórtico externo

Tabla 32. Características del muro de corte



Sección Muro Corte (m)	
h	4,5
b	0,3
bw	0,5
lc	1
L	7
Area	2,5

Cargas		Adimensional
Nd (kN)	17881	0,27
Md (kNm)	95525	0,20

Armadura longitudinal por lado	
ω	0,35
$A_{tot,req}$ (mm ²)	47115,38
$A_{s,req}$ (mm ²)	11778,85
A_s (mm ²)	11780,97
Barras por lado	24 ϕ 25

De este modo, se distribuirán 24 barras de 25 mm a cada lado del muro y en los cabezales. Al igual que en las columnas, se debe verificar que la estructura armada sea capaz de resistir las cargas máximas.

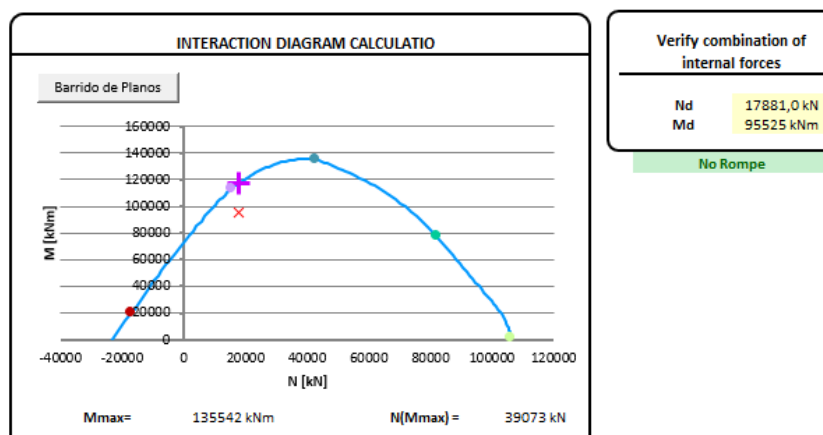


Figura 43. Diagrama de interacción del muro de corte

Tabla 33. Comprobación de estado de esfuerzos en muro de corte

N comparación	17881 kN
M verificación	105036 kNm
No Rompe	

Comprobación del acero vertical de acuerdo al EC-2, Artículo 9.6.2, los cuales deben de oscilar dentro de los parámetros recomendados.

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 2,5 \cdot 10^6 = 5000 \text{ mm}^2 \quad (44)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 2,5 \cdot 10^6 = 100000 \text{ mm}^2 \quad (45)$$

$$A_s = 47124 \text{ mm}^2$$

Diseño a esfuerzo cortante

Se realizará el diseño por cortante para una fuerza de corte de $V_d = 6586 \text{ kN}$.

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_d} \cdot V_d = 1,2 \cdot \frac{105036}{95525} \cdot 6586 = 8690 \text{ kN} \quad (46)$$

$$A_s = \frac{V_{sd}}{0,9d \cdot f_{yd}} = \frac{8690 \cdot 1000}{0,9 \cdot 6800 \cdot 500} = 2820 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) 26,92 \cdot 300 \cdot 6800 = 14168 \text{ kN} > V_{sd}$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{3,21 \cdot 300 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 256,8 \text{ mm}^2/\text{m} < A_s$$

Separación máxima en muros

La separación, s , de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175, 8d_{bL} \right\} = 175 \text{ mm} \quad (47)$$

De esta manera, las barras de los estribos serán de 12 mm espaciadas cada 8 cm.

$$A_s = \frac{2 \cdot 113}{80} = 2830 \text{ mm}^2/\text{m} > 2820 \text{ mm}^2/\text{m}$$

El área de la armadura horizontal del muro, de acuerdo con el EC-2, Artículo 9.6.3, debe ser mayor al 25% del refuerzo vertical.

$$A_{s,h} \geq 0,25 \cdot A_s \quad (48)$$

$$4,5 \cdot 2830 \geq 0,25 \cdot 47124$$

$$12735 \text{ mm}^2 \geq 11781 \text{ mm}^2$$

Verificación del confinamiento de los muros

Para asegurar una adecuada ductilidad en los extremos de los muros, se debe verificar la siguiente expresión:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu(v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (49)$$

donde:

ω_v : cuantía mecánica vertical

$\mu\phi$	7
v_d	0,27
ω_v	0,35
ϵ_{sy}	0,0021
b_c	500
b_0	400

ω_{wd}	0,39
h_0	900
b_i	66,67
α_n	0,95
α_s	0,88
α	0,83

$$30\mu(v_d + \omega_v)\epsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad 0,30 \quad < \quad \alpha \cdot \omega_{wd} \quad 0,32$$

4.5 Diseño del edificio en base a dos muros en los pórticos extremos

4.5.1 Diseño del refuerzo de vigas

Diseño a flexión

Se toman los resultados del diagrama de momentos del programa. Dada la geometría simétrica del edificio, se considerarán dos pórticos para el diseño de las vigas, el pórtico exterior (pórticos 1, 6, A y F) y el pórtico interior (con los valores más desfavorables, pórticos 3, 4, C y D). Debido a la poca variación en altura de los valores, se diseñará solo una viga por pórtico.

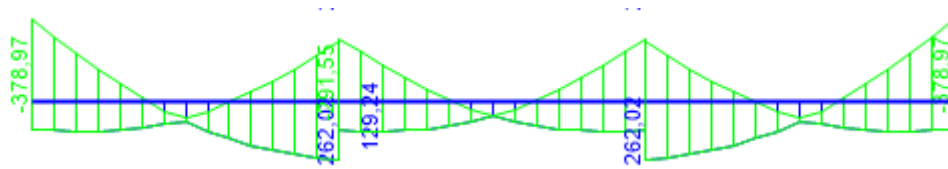


Figura 44. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 10

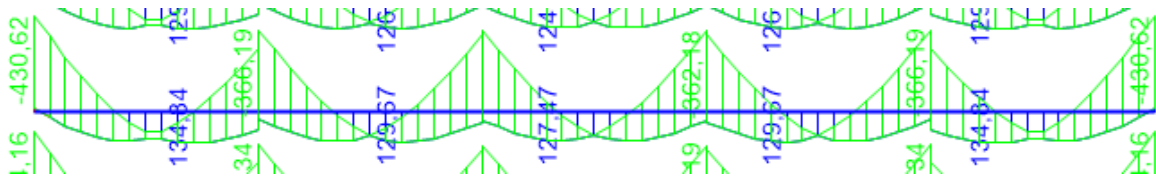


Figura 45. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 7

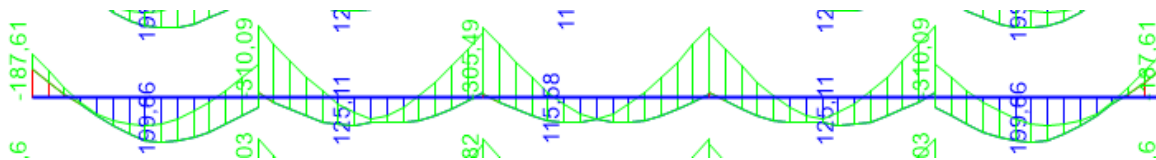
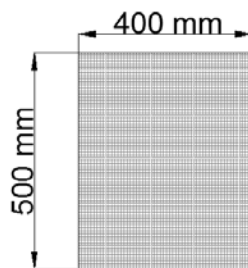


Figura 46. Diagrama de momentos en pórticos 2, 5, B y E, piso 14

Tabla 34. Geometría de la viga



Sección (m)	
b	0,4
h	0,5
d	0,45
Recubrimiento	0,05

Armadura mínima a flexión

$$A_{s,min}^{mec} = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 430,77 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}^{geom} = A_c \cdot \frac{2,8}{1000} = 560 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima será igual a $A_{s,min} = 560 \text{ mm}^2$. A continuación, se muestran las tablas con los valores de los momentos considerados para el cálculo del refuerzo a flexión:

Tabla 35. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F

Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
M-	M+	M-	M+	M-	M+
378	262		160	378	262

Tabla 36. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D

Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
M-	M+	M-	M+	M-	M+
430	78		285	430	78

En esta ocasión, los valores se reducen aún más con la introducción de un muro adicional, con respecto a los edificios anteriores. Esto conlleva a una leve reducción de la armadura a flexión en las vigas.

Tabla 37. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas

Pórtico	Ubicación Md viga	Md (kNm)	As,req (mm ²)	As,min (mm ²)	As (mm ²)	Barras	Mu (kNm)
1, 6, A, F	Ext. Izquierdo	-378	1858	560	2060,9	4φ20+4φ16	418,1
		262	1244	560	1363,4	6φ16+2φ10	271,8
	Centro		560	560	804,2	4φ16	166,6
		160	739	560	804,2	4φ16	166,6
	Ext. Derecho	-378	1858	560	2060,9	4φ20+4φ16	418,1
		262	1244	560	1363,4	6φ16+2φ10	271,8
3, 4, C, D	Ext. Izquierdo	-430	2149,4	560	2375	5φ20+4φ16	476,5
		78	560	560	804,2	4φ16	166,6
2, 5, B, E	Centro		560	560	804,2	4φ16	166,6
		285	1362	560	1363,4	6φ16+2φ10	322,8
Ext. Derecho	Derecho	-430	2149,4	560	2375	5φ20+4φ16	476,5
		78	560	560	804,2	4φ16	166,6

Diseño a cortante

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) 26,92 \cdot 400 \cdot 450 = 1250 \text{ kN}$$

Armadura mínima

$$A_{90} \geq \frac{f_{ct,m} \cdot b \cdot \sin \alpha}{7,5 \cdot f_{yd}} = \frac{3,21 \cdot 400 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 343 \text{ mm}^2/m$$

Separación máxima

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}, 24d_{bw}, 225,8d_{bL} \right\} = 125 \text{ mm}$$

A continuación, en la Tabla 38 se muestran los valores de los esfuerzos cortantes considerados en cada pórtico. Se ha considerado un diseño de estribos para los pórticos 1-6 (A-F), 2-5 (B-E) y 3-4 (C-D).

Tabla 38. Acero de refuerzo a cortante en vigas

Pórticos	Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm2/m)	Ast (mm2/m)	Barras	Amin (mm2/m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
1-6 (A-F)	275,5	1250	1360	1570,8	2φ10	343	100	125	318
2-5 (B-E)	297,2	1250	1468	1570,8	2φ10	343	100	125	318
3-4 (C-D)	297,2	1250	1468	1570,8	2φ10	343	100	125	318

4.5.2 Diseño del refuerzo de columnas

Columna fuerte – Viga débil

En las tablas siguientes se muestra el equilibrio de momentos en los nodos para obtener los Md de las columnas.

Tabla 39. Verificación columna fuerte, viga débil

Columna 1C, Piso 8

		Mu columna		
		543,5		
Mu viga	418,1	Nodo	418,1	Mu viga
		543,5		
		Mu columna		

$$1,3 \cdot \Sigma Mu,v \quad 1087 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 1087$$

Columna 3C, Piso 8

		Mu columna		
		619,5		
Mu viga	476,5	Nodo	476,5	Mu viga
		619,5		
		Mu columna		

1,3*ΣMu,v 1239 < ΣMu,c 1239

Se ha decidido diseñar 2 columnas de 55 cm y 50 cm para los pisos del 1 al 8 y del 9 al 20, respectivamente. Se deben comparar los valores Md obtenidos del programa con los obtenidos del análisis columna fuerte – viga débil, y elegir el mayor.



Figura 47. Valores Md Piso 8 Pórtico C



Figura 48. Valores Md Piso 13 Pórtico C

Diseño a flexión compuesta

A continuación, se procede a calcular el área del acero de refuerzo longitudinal utilizando el Abaco de diagrama de interacción adimensional propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

Tabla 40. Valores adimensionales para introducir en el diagrama

Pisos	Esfuerzo	Valor	Adimensional	ω
1-8	Md col (kNm)	772,4	0,17	0,55
	Nd col (kN)	9557	1,2	
9-20	Md col (kNm)	633,3	0,19	0,45
	Nd col (kN)	5674	0,84	

Tabla 41. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas

Pisos	Ancho (cm)	Área (m ²)	Armadura (mm ²)	Espaciado (cm)	As,min (mm ²)	As,max (mm ²)
1-8	55	0,302	20φ25	6,5	1210	12100
9-20	50	0,25	16φ20	8	1000	10000

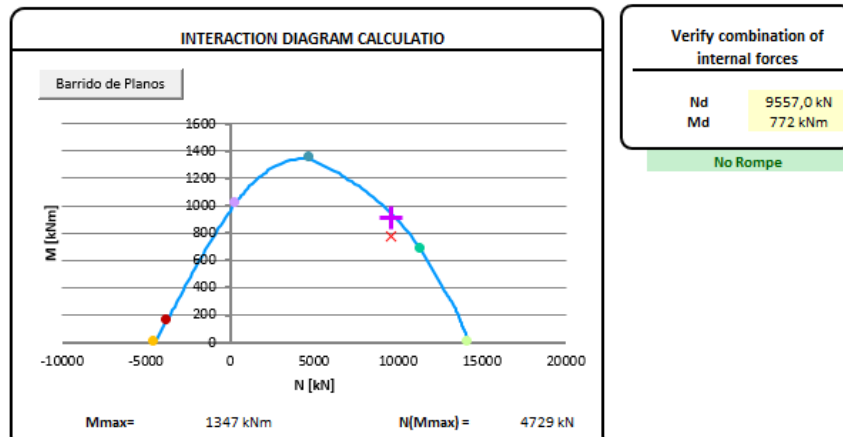


Figura 49. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-8

Tabla 42. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-8

N comparación	9557 kN
M verificación	914,48 kNm
No Rompe	

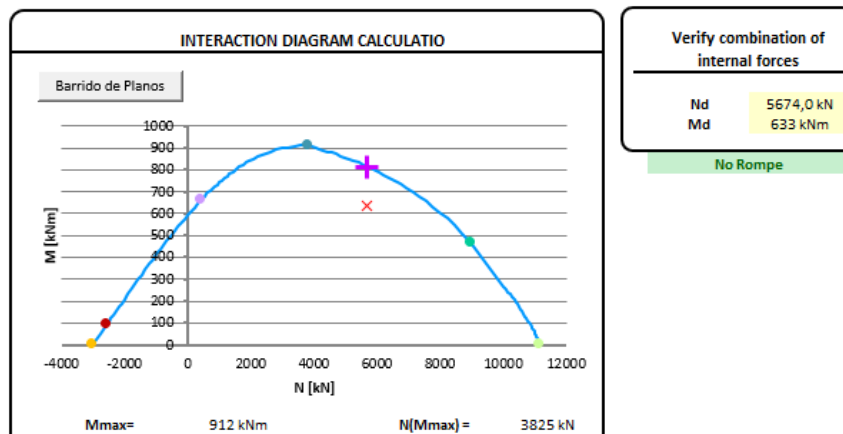


Figura 50. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 9-20

Tabla 43. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 9-20

N comparación	5674 kN
M verificación	812,14 kNm
No Rompe	

Diseño a cortante en columnas

Dada la uniformidad de los valores con la altura, solo se realizará un tipo de diseño para todas las columnas, usando los valores del pórtico más solicitado.

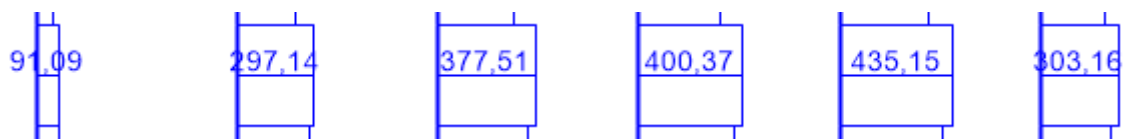


Figura 51. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 8

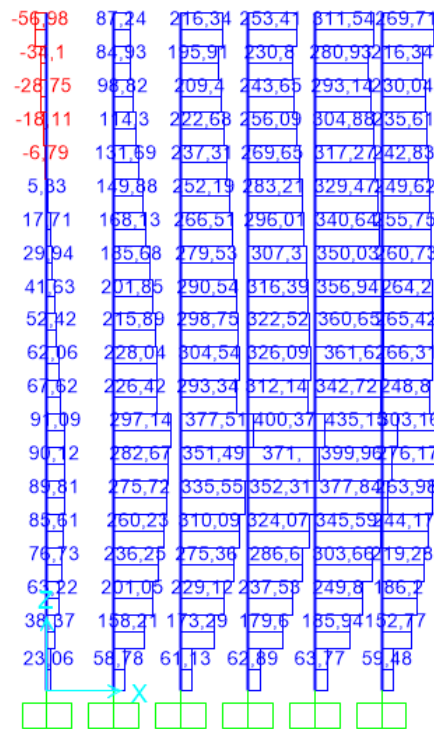


Figura 52. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C

Columnas pisos 1-8:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 914,48}{3,5} = 340 \text{ kN} < 435 \text{ kN}$$

Columnas pisos 9-20:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 812,14}{3,5} = 302 \text{ kN} < 435 \text{ kN}$$

Separación máxima en columnas

La separación, s, de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175, 8d_{bL} \right\} = 160 \text{ mm}$$

Longitud crítica en columnas

$$L_{cr} = \max \{ h_c, l_c/6, 0.45 \} = 0,75 \text{ m}$$

Los estribos principales se dispondrán en una longitud de 0,75 m desde los extremos. Aplicando la misma expresión para el cálculo de armadura transversal en vigas, se tiene que:

Tabla 44. Acero de refuerzo a cortante en columnas

Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
435	1563	2148	2262	2φ12	429	100	160	458

Verificación del confinamiento de las columnas

μφ	7
vd	0,84
εsy	0,0021
bc	500
b0	400

ωwd	0,37
h0	400
bi	100,00
αn	0,83
αs	0,77
α	0,64

$$30\mu(vd)\epsilon_{sy} \cdot bc/b0 - 0,035 \quad 0,20 \quad < \quad \alpha \cdot \omega wd \quad 0,23$$

4.5.3 Diseño de los muros de corte

Para este caso, se tomará un ancho en el alma igual a 300 mm y un ancho de 450 mm en los cabezales.

De acuerdo al EC-8, Artículo 5.4.1.2.3, para muros de ductilidad alta se recomienda un espesor mayor que:

$$b_w \geq \max\{0.15, h_s/20\}$$

$$b_w \geq \max\left\{0.15, \frac{4,5}{20}\right\} = 0,225 \text{ m}$$

Dimensiones recomendadas para el cabezal del muro:

$$b_w \geq \frac{h_s}{10} = \frac{4500}{10} = 450 \text{ mm}$$

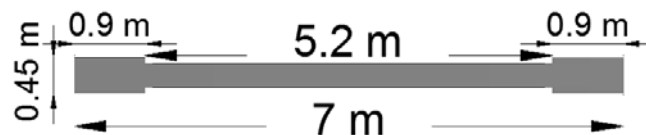
$$l_c = 2 \cdot b_w = 2 \cdot 450 = 900 \text{ mm}$$

Diseño a flexión compuesta

A continuación, se procede a calcular el área del acero de refuerzo longitudinal utilizando el Abaco de diagrama de interacción adimensional propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

Tabla 45. Características de los muros de corte

Sección Muro Corte (m)	
h	4,5
b	0,3
b _w	0,45
l _c	0,9
L	7
Area	2,37



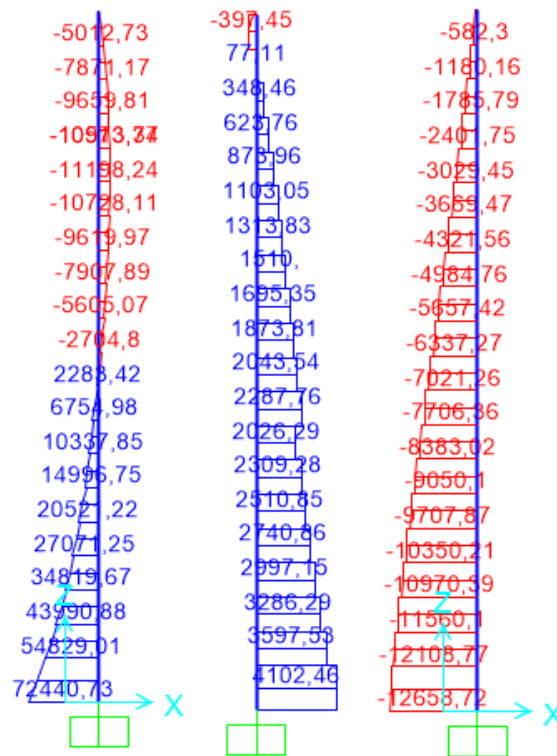


Figura 53. Leyes de esfuerzos en los muros del pórtico externo

Cargas		Adimensional
Nd (kN)	12654	0,2
Md (kNm)	72440	0,16

Armadura longitudinal por lado	
ω	0,25
Atot,req (mm ²)	31903,8
As,req (mm ²)	7976
As (mm ²)	8168,14
Barras por lado	26 ϕ 20

De este modo, se distribuirán 26 barras de 20 mm a cada lado del muro y en los cabezales. Al igual que en las columnas, se debe verificar que la estructura armada sea capaz de resistir las cargas máximas.

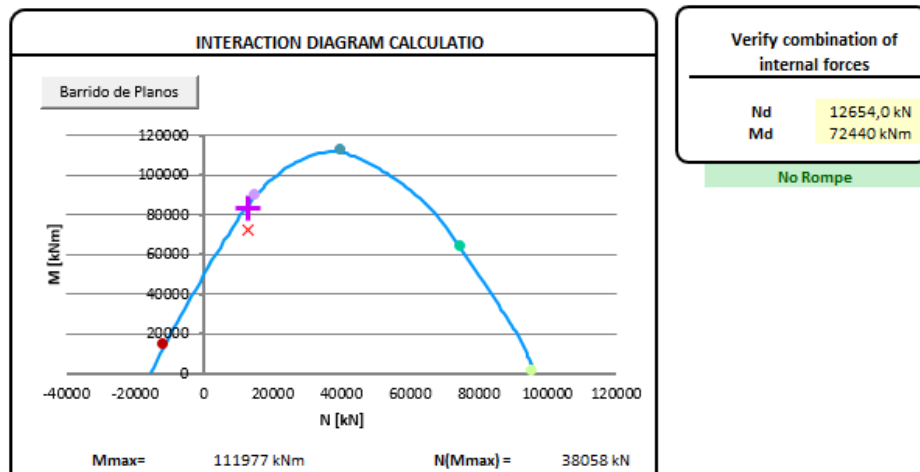


Figura 54. Diagrama de interacción de los muros de corte

Tabla 46. Comprobación de estado de esfuerzos de los muros de corte

N comparación	12654 kN
M verificación	83406 kNm
No Rompe	

Comprobación del acero vertical de acuerdo al EC-2, Artículo 9.6.2, los cuales deben de oscilar dentro de los parámetros recomendados.

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 2,37 \cdot 10^6 = 4740 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 2,37 \cdot 10^6 = 94800 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 32672,56 \text{ mm}^2$$

Diseño a esfuerzo cortante

Se realizará el diseño por cortante para una fuerza de corte de $V_d = 4103 \text{ kN}$.

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_d} \cdot V_d = 1,2 \cdot \frac{83406}{72440} \cdot 4103 = 5669 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{V_{sd}}{0,9d \cdot f_{yd}} = \frac{5669 \cdot 1000}{0,9 \cdot 6800 \cdot 500} = 1853 \text{ mm}^2/m$$

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) 26,92 \cdot 300 \cdot 6800 = 14168 \text{ kN} > V_{sd}$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{3,21 \cdot 300 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 256,8 \text{ mm}^2/m < A_s$$

Separación máxima en muros

La separación, s , de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175, 8d_{bL} \right\} = 160 \text{ mm}$$

De esta manera, las barras de los estribos serán de 12 mm espaciadas cada 12 cm.

$$A_s = \frac{2 \cdot 113}{120} = 1885 \text{ mm}^2/m > 1853 \text{ mm}^2/m$$

El área de la armadura horizontal del muro, de acuerdo con el EC-2, Artículo 9.6.3, debe ser mayor al 25% del refuerzo vertical.

$$A_{s,h} \geq 0,25 \cdot A_s$$

$$4,5 \cdot 1885 \geq 0,25 \cdot 32672,56$$

$$8483 \text{ mm}^2 \geq 8168 \text{ mm}^2$$

Verificación del confinamiento de los muros

$\mu\phi$	7
νd	0,20
$\omega\nu$	0,26
ϵ_{sy}	0,0021
b_c	450
b_0	350

ω_{wd}	0,37
h_0	800
b_i	87,50
α_n	0,88
α_s	0,77
α	0,68

$$30\mu(\nu d + \omega d)\epsilon_{sy} * b_c / b_0 - 0,035 \quad 0,22 \quad < \quad \alpha * \omega_{wd} \quad 0,25$$

4.6 Diseño del edificio en base a un núcleo central

4.6.1 Diseño del refuerzo de vigas

Diseño a flexión

Se toman los resultados del diagrama de momentos del programa. Dada la geometría simétrica del edificio, se considerarán dos pórticos para el diseño de las vigas, el pórtico exterior (pórticos 1, 6, A y F) y el pórtico interior (con los valores más desfavorables, pórticos 3, 4, C y D). Debido a la poca variación en altura de los valores, se diseñará solo una viga por pórtico.

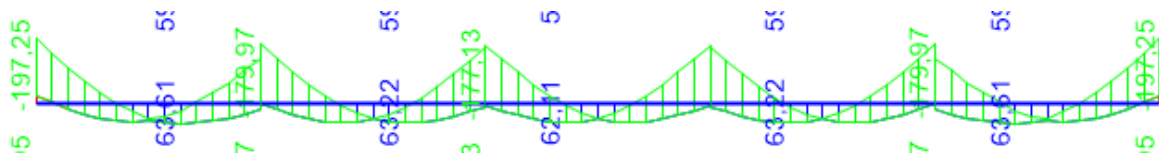


Figura 55. Diagrama de momentos en pórticos 1, 6, A y F, piso 11

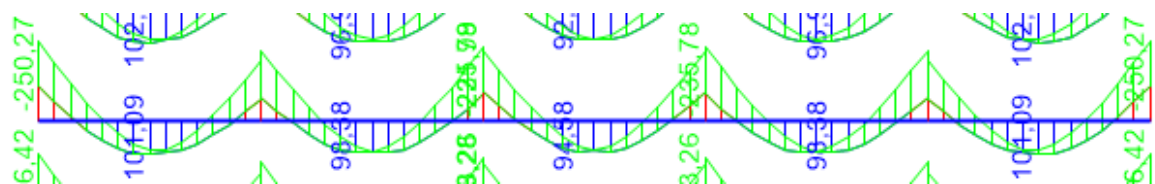


Figura 56. Diagrama de momentos en pórticos 2, 5, B y E, piso 11

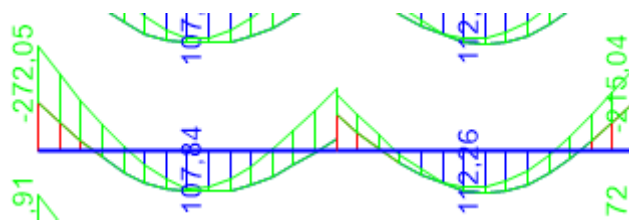
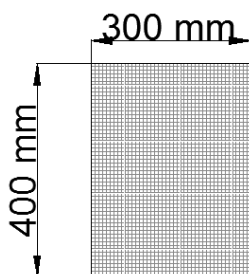


Figura 57. Diagrama de momentos en pórticos 3, 4, C y D, piso 17

Tabla 47. Geometría de la viga



Sección (m)	
b	0,3
h	0,4
d	0,35
Recubrimiento	0,05

Armadura mínima a flexión

$$A_{s,min}^{mec} = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 258,43 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}^{geom} = A_c \cdot \frac{2,8}{1000} = 336 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima será igual a $A_{s,min} = 336 \text{ mm}^2$. A continuación, se muestran las tablas con los valores de los momentos considerados para el cálculo del refuerzo a flexión:

Tabla 48. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 1, 6, A y F

Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
M-	M+	M-	M+	M-	M+
197	0		89	197	0

Tabla 49. Momentos aplicados sobre las vigas (kNm), pórticos 3, 4, C y D

Ext. Izquierdo		Centro		Ext. Derecho	
M-	M+	M-	M+	M-	M+
272	0		180	272	0

Se puede observar que las vigas no tienen momentos positivos en los extremos con la introducción de un núcleo en el centro del edificio. A diferencia de los casos anteriores,

se dispondrá de armadura mínima en los extremos de las vigas para momento positivo, junto con la reducción de la sección de la viga.

Tabla 50. Acero de refuerzo a flexión y momento resistente en vigas

Pórtico	Ubicación Md viga	Md (kNm)	As,req (mm ²)	As,min (mm ²)	As (mm ²)	Barras	Mu (kNm)
1, 6, A, F	Ext. Izquierdo	-197	1268	336	1432	2φ20+4φ16	226,2
			336	336	402	2φ16	68,4
	Centro	89	336	336	402	2φ16	68,4
			534	336	804	4φ16	133
Ext. Derecho	-197	1268	336	336	1432	2φ20+4φ16	226,2
			336	336	402	2φ16	68,4
3, 4, C, D	Ext. Izquierdo	-272	1860	336	2060	4φ20+4φ16	310
			336	336	402	2φ16	68,4
2, 5, B, E	Centro	180	336	336	402	2φ16	68,4
			1144	336	1432	2φ20+4φ16	226,2
	Ext. Derecho	-272	1860	336	2060	4φ20+4φ16	310
			336	336	402	2φ16	68,4

Diseño a cortante

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) 26,92 \cdot 300 \cdot 350 = 729 \text{ kN}$$

Armadura mínima

$$A_{90} \geq \frac{f_{ct,m} \cdot b \cdot \sin \alpha}{7,5 \cdot f_{yd}} = \frac{3,21 \cdot 300 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 257 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Separación máxima

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}, 24d_{bw}, 225,8d_{bL} \right\} = 100 \text{ mm}$$

A continuación, en la Tabla 51 se muestran los valores de los esfuerzos cortantes considerados en cada pórtico. Dada la similitud en los valores de Vd de los pórticos, se ha considerado un diseño de un estribo de 10 mm para cada pórtico espaciados cada 10 cm.

Tabla 51. Acero de refuerzo a cortante en vigas

Pórticos	Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
1-6 (A-F)	193,7	729	1230	1570,8	2φ10	257	100	100	247,4
2-5 (B-E)	224,8	729	1427	1570,8	2φ10	257	100	100	247,4
3-4 (C-D)	224,8	729	1427	1570,8	2φ10	257	100	100	247,4

4.6.2 Diseño del refuerzo de columnas

Columna fuerte – Viga débil

En las tablas siguientes se muestra el equilibrio de momentos en los nodos para obtener los Md de las columnas.

Tabla 52. Verificación columna fuerte, viga débil

Columna 1C, Piso 8

		Mu columna		
		294,06		
Mu viga	226,2	Nodo	226,2	Mu viga
		294,06		
		Mu columna		

$$1,3 \cdot \Sigma Mu,v \quad 588,12 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 588,12$$

Columna 3C, Piso 8

		Mu columna		
		403		
Mu viga	310	Nodo	310	Mu viga
		403		
		Mu columna		

$$1,3 \cdot \Sigma Mu,v \quad 806 \quad < \quad \Sigma Mu,c \quad 806$$

Se ha decidido diseñar 2 columnas de 50 cm y 40 cm para los pisos del 1 al 12 y del 13 al 20, respectivamente. Se deben comparar los valores Md obtenidos del programa con los obtenidos del análisis columna fuerte – viga débil, y elegir el mayor.



Figura 58. Valores Md Piso 12 Pórtico A



Figura 59. Valores Md Piso 20 Pórtico A



Figura 60. Valores Md Piso 12 Pórtico C



Figura 61. Valores Md Piso 20 Pórtico C

Diseño a flexión compuesta

A continuación, se procede a calcular el área del acero de refuerzo longitudinal utilizando el Abaco de diagrama de interacción adimensional propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

Tabla 53. Valores adimensionales para introducir en el diagrama

Pórticos	Pisos	Esfuerzo	Valor	Adimensional	ω
1, 6, A, F	1-12	Md col (kNm)	423	0,12	0,2
		Nd col (kN)	5671	0,84	
	13-20	Md col (kNm)	294	0,17	0,2
		Nd col (kN)	2286	0,53	
3, 4, C, D 2, 5, B, E	1-12	Md col (kNm)	642	0,19	0,75
		Nd col (kN)	8116	1,2	
	13-20	Md col (kNm)	403	0,23	0,5
		Nd col (kN)	3017	0,7	

Tabla 54. Armadura de refuerzo longitudinal para las columnas

Pisos	Ancho (cm)	Área (m2)	Armadura (mm2)	Espaciado (cm)	As,min (mm2)	As,max (mm2)	
1-12	50	0,25	8 ϕ 20	2513	18	1000	10000
13-20	40	0,16	8 ϕ 20	2513	13	640	6400
1-12	50	0,25	16 ϕ 25	7854	7,5	1000	10000
13-20	40	0,16	12 ϕ 20	3770	8	640	6400

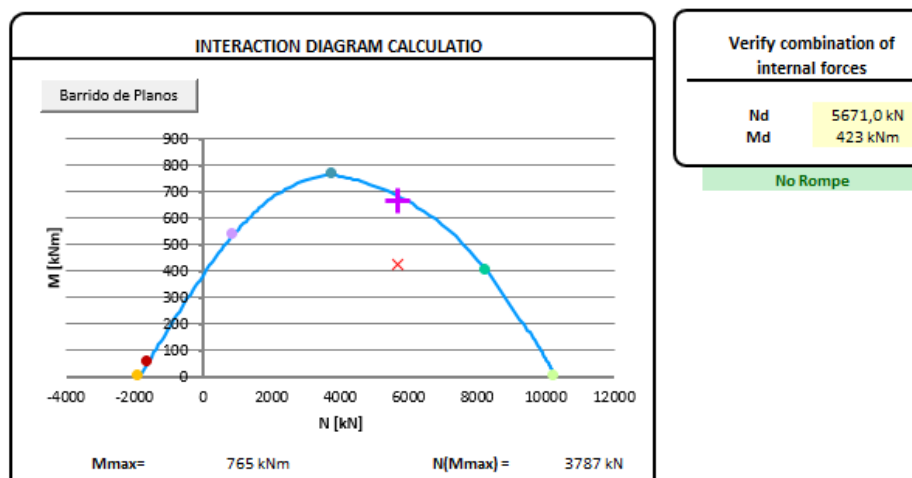


Figura 62. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-12, pórticos 1, 6, A, F

Tabla 55. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-12, pórticos 1, 6, A, F

N comparación	5671 kN
M verificación	667,44 kNm
No Rompe	

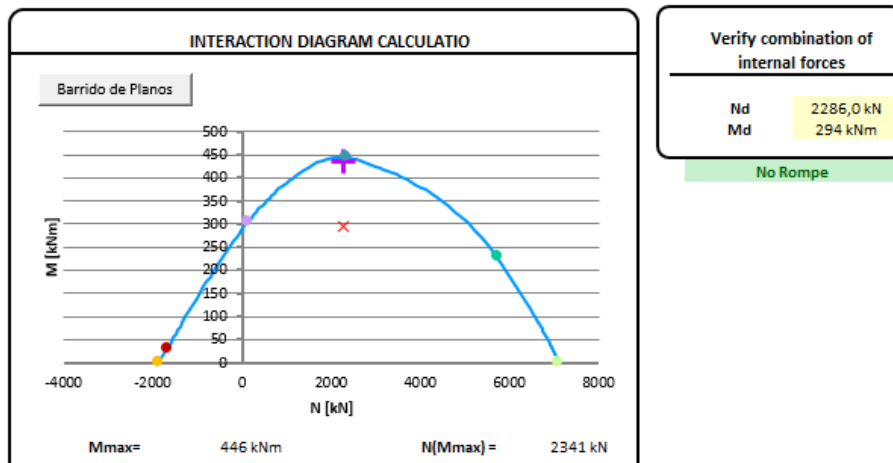


Figura 63. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 13-20, pórticos 1, 6, A, F

Tabla 56. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 13-20, pórticos 1, 6, A, F

N comparación	2286 kN
M verificación	436,53 kNm
No Rompe	

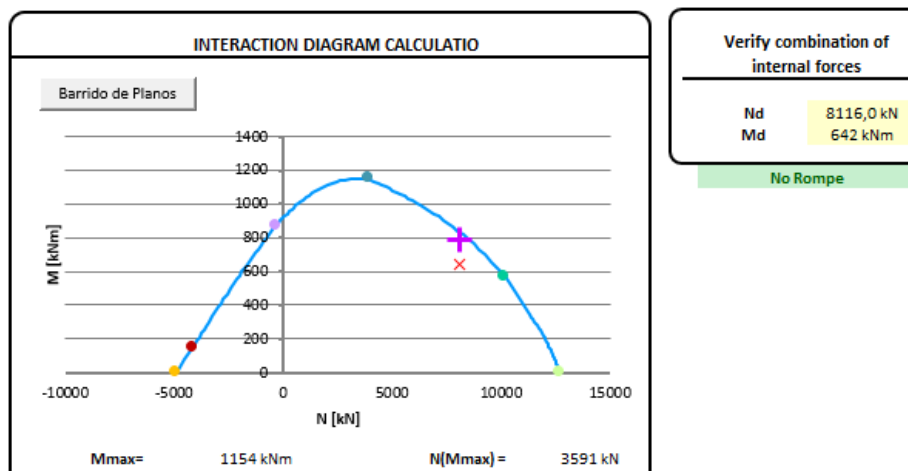


Figura 64. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 1-12, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E

Tabla 57. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 1-12, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E

N comparación	8116 kN
M verificación	791,53 kNm
No Rompe	

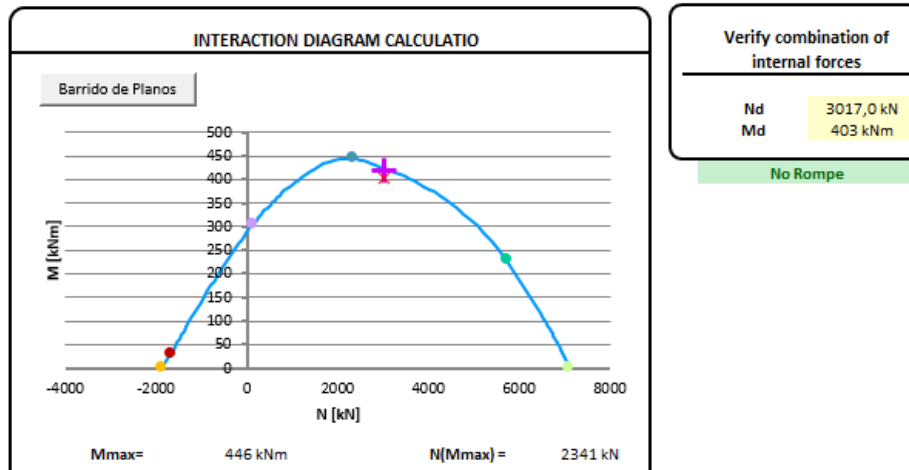


Figura 65. Diagrama de interacción para las columnas de los pisos 13-20, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E

Tabla 58. Comprobación de estado de esfuerzos pisos 13-20, pórticos 2,3,4,5,B,C,D,E

N comparación	3017 kN
M verificación	418,15 kNm
No Rompe	

Diseño a cortante en columnas

Se realizarán dos diseños de armadura transversal para todas las columnas en los rangos de pisos 1-12 y 13-20, usando los valores del pórtico más solicitado.



Figura 66. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 12



Figura 67. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C piso 20

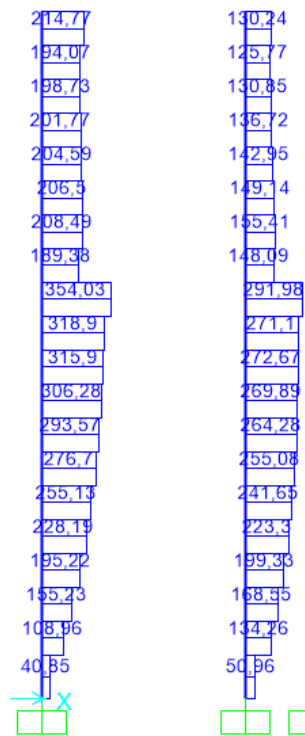


Figura 68. Esfuerzos cortantes en columnas, pórtico C

Columnas pisos 1-12:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 791,53}{3,5} = 294 \text{ kN} < 354 \text{ kN}$$

Columnas pisos 13-20:

$$V_{CD} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{h} = \frac{1,3 \cdot 436,53}{3,5} = 162 \text{ kN} < 214 \text{ kN}$$

Separación máxima en columnas

La separación, s , de los estribos en milímetros no debe exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175, 8d_{bL} \right\} = 160 \text{ mm}$$

Longitud crítica en columnas

$$l_{cr} = \max \{ h_c, l_c/6, 0.45 \} = 0,75 \text{ m}$$

Los estribos principales se dispondrán en una longitud de 0,75 m desde los extremos. Aplicando la misma expresión para el cálculo de armadura transversal en vigas, se tiene que:

Tabla 59. Acero de refuerzo a cortante en columnas

Pisos	Vd (kN)	Vu1 (kN)	A90 (mm ² /m)	Ast (mm ² /m)	Barras	Amin (mm ² /m)	s (mm)	smax (mm)	Vu2 (kN)
1-12	354	1563	1748	1963	2φ10	429	80	160	397,5
13-20	214	972,4	1359	1571	2φ10	342	100	160	247,4

Verificación del confinamiento de las columnas

μφ	8
vd	0,53
εsy	0,0021
bc	400
b0	300

ωwd	0,63
h0	300
bi	100
αn	0,78
αs	0,69
α	0,54

$$30\mu(vd)\epsilon_{sy} \cdot bc/b0 - 0,035$$

$$0,32$$

<

$$\alpha \cdot \omega_{wd}$$

$$0,34$$

4.6.3 Diseño del núcleo central

Diseño a flexión compuesta

La sección del núcleo tiene dimensiones de 7 m de ancho y 25 cm de espesor. Uno de los lados tendrá una entrada de 2x2 m², por lo que tendrá huecos distribuidos en altura. Por encima de la entrada habrá una viga acopladora de 2 m de largo y 1,5 m de canto que conectará ambas partes del lado del núcleo.

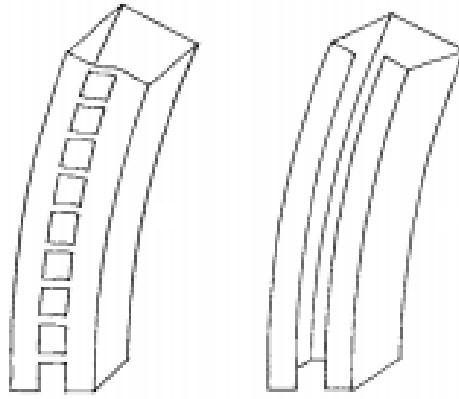


Figura 69. Núcleo central con vigas de acople y sin ellas (Fuente: Manterola)

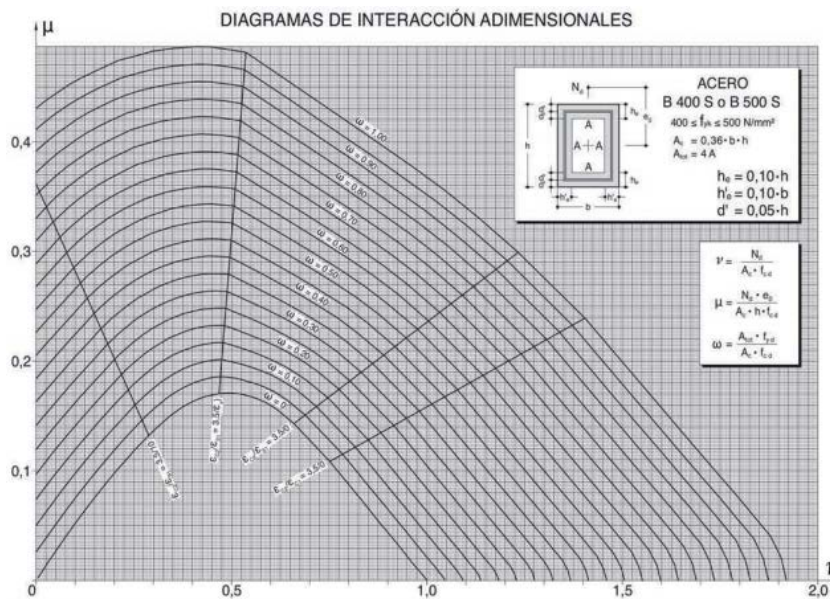
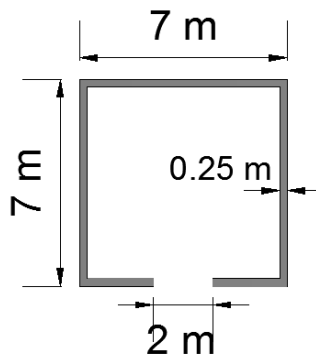


Figura 70. Diagrama de interacción para secciones cajón sometidas a flexión o compresión compuesta (Fuente: extraído del libro “Hormigón Armado” – Jiménez et al)

El acero de refuerzo longitudinal se diseñará como si fuera una columna hueca utilizando el ábaco de diagrama de interacción adimensional correspondiente a secciones cajón propuesto en el libro de Jiménez-Montoya.

Tabla 60. Características sección núcleo



Sección Núcleo (m)	
Espesor	0,25
Ancho	7
Área	6,75

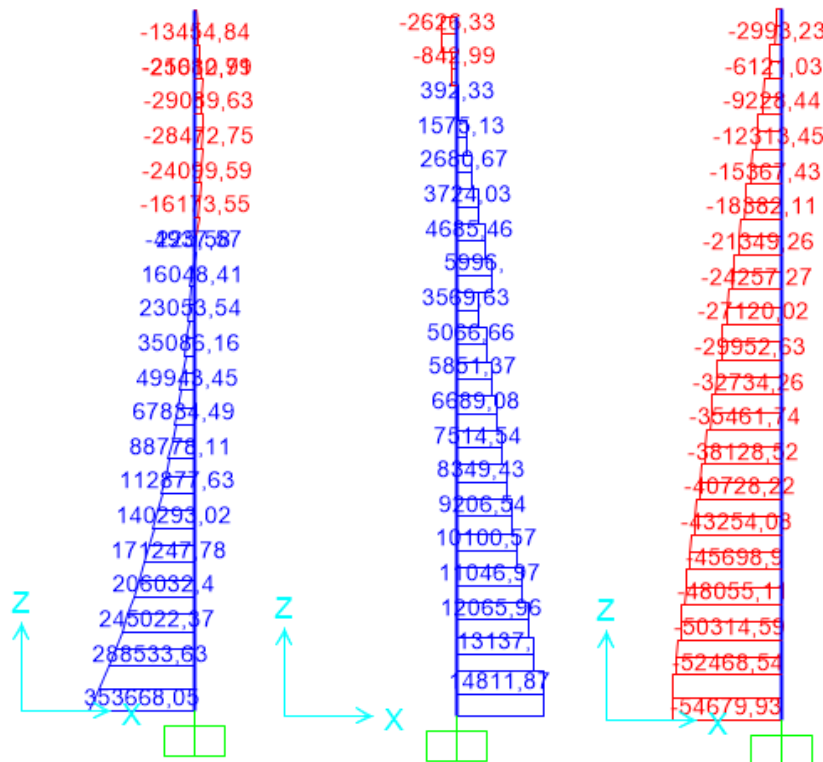


Figura 71. Leyes de esfuerzos en el núcleo central

Tabla 61. Cargas y armadura longitudinal del núcleo

Cargas		Adimensional
Nd (kN)	54680	0,11
Md (kNm)	353668	0,11

Armadura longitudinal por lado	
ω	0,1
Atot,req (mm ²)	94984,6
As,req (mm ²)	23746
As (mm ²)	29452,43
Barras por lado	60 ϕ 25

De este modo, se distribuirán 60 barras de 25 mm a cada lado del núcleo. Al igual que en las columnas, se debe verificar que la estructura armada sea capaz de resistir las cargas máximas.

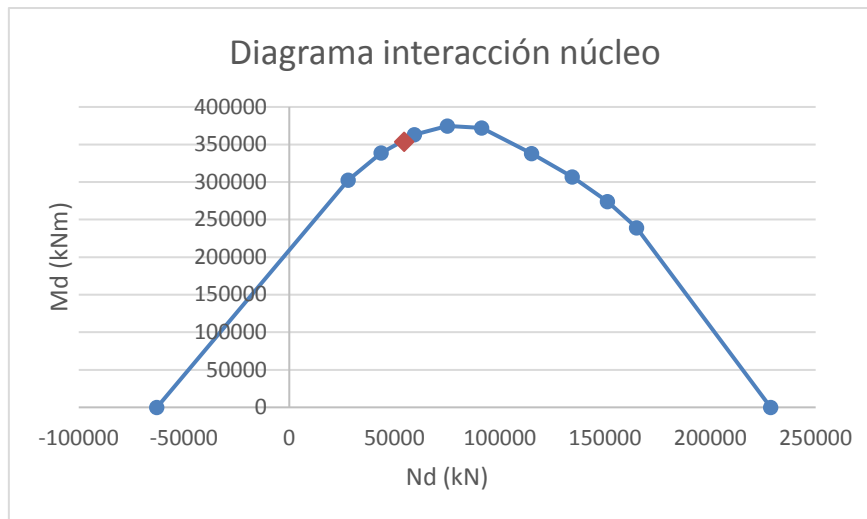


Figura 72. Diagrama de interacción del núcleo central

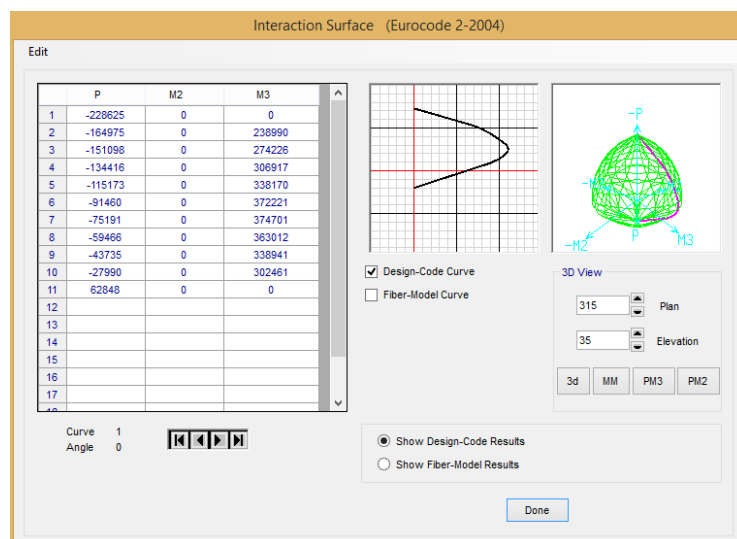


Figura 73. Valores de P y M3 del diagrama de interacción, SAP2000

Tabla 62. Comprobación de estado de esfuerzos del núcleo

N comparación	54680 kN
M verificación	355688 kNm
No Rompe	

Comprobación del acero vertical de acuerdo al EC-2, Artículo 9.6.2, los cuales deben de oscilar dentro de los parámetros recomendados.

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 * 2,37 * 10^6 = 13500 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 2,37 \cdot 10^6 = 270000 \text{ mm}^2$$
$$A_s = 109956 \text{ mm}^2$$

Diseño a esfuerzo cortante

Se realizará el diseño por cortante para una fuerza de corte de $V_d = 14812 \text{ kN}$.

$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_d} \cdot V_d = 1,2 \cdot \frac{355688}{353668} \cdot 14812 = 17876 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{V_{sd}}{0,9d \cdot f_{yd}} = \frac{17876 \cdot 1000}{0,9 \cdot 6880 \cdot 500} = 5774 \text{ mm}^2/m$$

Agotamiento por compresión en el alma:

$$V_{u1} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) 26,92 \cdot 500 \cdot 6880 = 23892 \text{ kN} > V_{sd}$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{3,21 \cdot 500 \cdot 1000}{7,5 \cdot 500} = 429 \text{ mm}^2/m < A_s$$

Separación máxima

$$s = \min \left\{ \frac{h}{2}, 175, 8d_{bL} \right\} = 175 \text{ mm}$$

Se dispondrá de un estribo de 12 mm en cada lado del núcleo espaciados cada 7 cm, por lo que el esfuerzo cortante será resistido por cuatro barras de 12 mm de diámetro.

$$A_s = \frac{4 * 113}{70} = 6463 \text{ mm}^2/\text{m} > 5774 \text{ mm}^2/\text{m}$$

El área de la armadura horizontal del muro, de acuerdo con el EC-2, Artículo 9.6.3, debe ser mayor al 25% del refuerzo vertical.

$$A_{s,h} \geq 0,25 \cdot A_s$$

$$4,5 * 6463 \geq 0,25 \cdot 109956$$

$$29084 \text{ mm}^2 \geq 27489 \text{ mm}^2$$

4.6.4 Diseño de las vigas de acople

El modo de falla más común en las vigas de acople es a través de esfuerzos de corte diagonales generados por el sismo en las dos direcciones. El Artículo 5.5.3.5 del EC-8 menciona que se deben proveer barras en las dos diagonales de la viga para resistir la acción sísmica, como se muestra en la Figura 74.

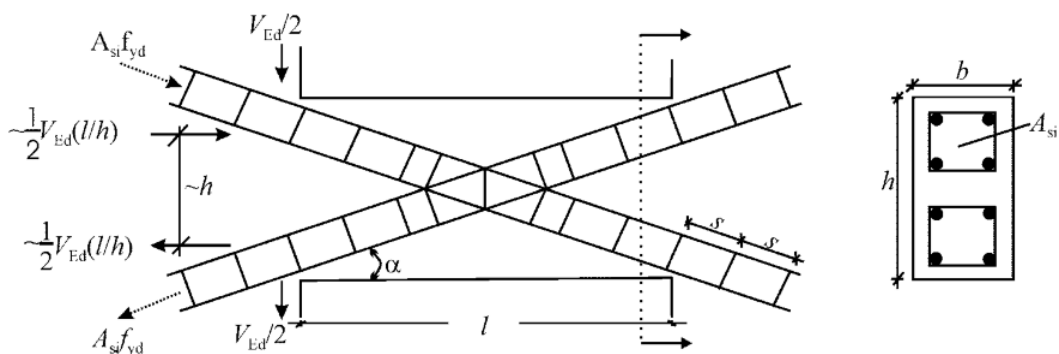


Figura 74. Vigas de acople con refuerzo diagonal (Fuente: EC-8)

donde:

V_{Ed} : fuerza cortante en el elemento acoplador ($V_{Ed} = 2 M_{Ed}/L$)

A_{si} : área total de barras de acero en cada dirección diagonal

α : ángulo entre las barras diagonales y el eje de la viga

Para obtener las barras diagonales, se debe hacer uso de la siguiente expresión:

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (50)$$

La obtención de V_{Ed} se realiza con el método aproximado propuesto por Priestley et al, el cual se basa en una ecuación que involucra al momento de volcamiento (M_o), los momentos en cada muro (M_{w1} , M_{w2}) y el esfuerzo cortante de cada viga (V_{bi}).

$$M_o = \sum F_i \cdot H_i = M_{w1} + M_{w2} + TL = M_{w1} + M_{w2} + \sum V_{bi}L \quad (51)$$

Como se puede ver en la figura, por equilibrio de fuerzas, una parte del momento de volcamiento es resistida por cada uno de los muros acoplados, mientras que el resto es resistido por la suma de los esfuerzos cortante de cada viga, la cual es igual al axil de cada muro.

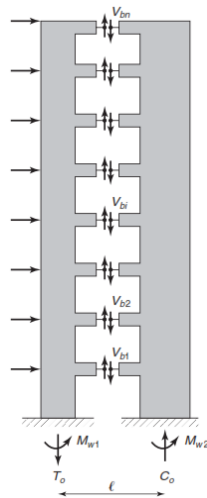


Figura 75. Equilibrio de fuerzas en la estructura con vigas de acople (Fuente: Wight & McGregor)

Se asumirá que cada viga tiene el mismo valor de esfuerzo cortante. De esta manera, el esfuerzo cortante en cada viga se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_{bi} = \frac{\beta \cdot M_o}{n \cdot L} \quad (52)$$

donde:

β : proporción entre el momento debido a vigas de acople con el momento de volcamiento ($\beta=TL/M_o$)

n: número de pisos

L: brazo mecánico entre los axiles de los muros

Según lo propuesto por Priestley et al, un valor adecuado de β oscila entre 0,25 y 0,75. Para calcular M_o , se distribuirá la fuerza cortante basal en cada piso y cada fuerza se multiplicará por su respectiva posición en altura.

Tabla 63. Fuerza cortante basal edificio con núcleo central

NUCLEO	
T1 (s)	2,48
Sd	0,05851
q	4,5
Masa (T)	24985,69
Vb (kN)	14618,91

Tabla 64. Distribución de la fuerza cortante basal en cada piso

Piso	zi	mi	zi*mi	zi*mi/ $\sum zj*mj$	Fi (kN)
1	4,5	1298,11	5841,49	0,0062	91,31
2	8	1261,47	10091,79	0,0108	157,76
3	11,5	1261,47	14506,95	0,0155	226,77
4	15	1261,47	18922,11	0,0202	295,79
5	18,5	1261,47	23337,27	0,0250	364,81
6	22	1261,47	27752,43	0,0297	433,83
7	25,5	1261,47	32167,59	0,0344	502,85
8	29	1261,47	36582,75	0,0391	571,87
9	32,5	1261,47	40997,91	0,0438	640,88
10	36	1261,47	45413,07	0,0486	709,90
11	39,5	1261,47	49828,23	0,0533	778,92
12	43	1261,47	54243,39	0,0580	847,94
13	46,5	1235,79	57464,06	0,0614	898,28
14	50	1235,79	61789,31	0,0661	965,90
15	53,5	1235,79	66114,56	0,0707	1033,51
16	57	1235,79	70439,81	0,0753	1101,12
17	60,5	1235,79	74765,06	0,0799	1168,74
18	64	1235,79	79090,32	0,0846	1236,35
19	67,5	1235,79	83415,57	0,0892	1303,96
20	71	1160,86	82421,25	0,0881	1288,42
		24985,6906	935184,952		14618,9071

Tabla 65. Valores del esfuerzo de corte en cada viga

Motm (kNm)	705483,069
Motm/2 (kNm)	352741,535
β	0,5
n	20
L (m)	4,5
Vcbi (kN)	1959,68

Tabla 66. Características viga de acople

H (m)	1,5
B (m)	0,25
L (m)	2
α	30°
sen α	0,5
As,req (mm²)	3919,35
As (mm²)	4825,49
Barras	6 ϕ 32

De acuerdo con el Artículo 9.7 del EC-2, se debe proveer de armadura horizontal y vertical en cada cara de la viga, con un valor mínimo $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0,001 \cdot A_c \quad (53)$$

Tabla 67. Mallado de las vigas de acople

	Horizontal	Vertical
As,min (mm²)	375	500
As (mm²)	452,39	904,78
Barras	4 ϕ 12	8 ϕ 12

4.7 Diseño de la losa maciza

Se diseñará la armadura de la losa en dos direcciones usando las fórmulas del libro Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas pared, de Richard Bares. La armadura será la misma para los cuatro edificios, ya que se asume diafragma rígido y se usará la combinación gravitatoria de cargas.

Tabla 68. Cargas gravitatorias sobre losas

	Sobrecarga (kN/m ²)	Peso losa (kN/m ²)	Contrapiso liviano (kN/m ²)	Carga Permanente (kN/m ²)	Combinación Gravitatoria (kN/m ²)
Pisos intermedios	3	6,25	0,95	7,2	14,22
Azotea	1	6,25	0,95	7,2	11,22

El caso más desfavorable corresponde a la losa Empotrada-Apoyada, por lo tanto, los valores de los momentos en el centro y en los apoyos de una losa en dos direcciones de lados a y b son:

$$M_d^+ = 0,0269 \cdot w_u \cdot a^2 = 0,0269 * 14,22 * 7^2 = 18,74 \text{ kNm/m} \quad (54)$$

$$M_d^- = -0,0699 \cdot w_u \cdot a^2 = 0,0699 * 14,22 * 7^2 = -48,7 \text{ kNm/m} \quad (55)$$

Tabla 69. Armadura de la losa para flexión positiva y negativa

Momento positivo		
Apoyo	a	b
factor	0,0269	0,0269
Md + (kNm/m)	18,74	18,74
As,req (mm ² /m)	198,28	198,28
As,min (mm ² /m)	450	450
As (mm ² /m)	450,00	450,00
As (mm ² /m)	549,78	549,78
Barras	7φ10	7φ10

Momento negativo		
Apoyo	a	b
factor	-0,0699	-0,0699
Md - (kNm/m)	-48,70	-48,70
As,req (mm ² /m)	525,56	525,56
As,min (mm ² /m)	450	450
As (mm ² /m)	525,56	525,56
As (mm ² /m)	628,32	628,32
Barras	8φ10	8φ10

4.8 Derivas entre pisos

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de las derivas de los cuatro edificios. En la Figura 76 se muestran las derivas graficadas en función de los pisos para cada edificio.

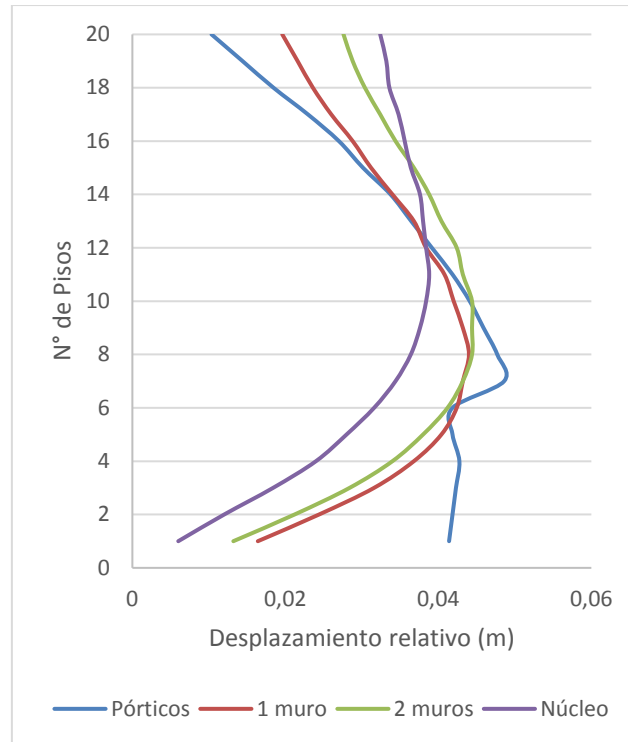


Figura 76. Derivas entre pisos

Se puede observar que las máximas derivas se encuentran entre los pisos 7 y 11. De las gráficas, el edificio con núcleo presenta los valores más bajos de derivas, debido principalmente a la excesiva rigidez del núcleo. Luego le siguen los edificios con muros, los cuales presentan valores bastante similares, por lo que la presencia de un muro adicional no se traduce en una reducción de las derivas. Además, un edificio con dos muros hace que el edificio se vuelva más rígido, esto disminuye el período fundamental y aumenta la fuerza sísmica que debe resistir. Finalmente, el edificio de pórticos presenta los valores más altos en las primeras diez plantas, cuyo valor en el primer piso es 3 veces mayor que en los casos con muros y 7 veces mayor que en el caso con núcleo.

A continuación, se muestran las tablas con el valor de deriva de cada piso y su respectiva verificación asumiendo que el edificio tiene elementos no estructurales de material dúctil.

Tabla 70. Valores de derivas del edificio de pórticos

Pórticos					
Piso	Ux	Δu_x	dr	dr*v	0,0075h
20	0,1584	0,0023	0,01035	0,00414	0,02625
19	0,1561	0,0032	0,0144	0,00576	0,02625
18	0,1529	0,0041	0,01845	0,00738	0,02625
17	0,1488	0,0051	0,02295	0,00918	0,02625
16	0,1437	0,006	0,027	0,0108	0,02625
15	0,1377	0,0067	0,03015	0,01206	0,02625
14	0,131	0,0075	0,03375	0,0135	0,02625
13	0,1235	0,0081	0,03645	0,01458	0,02625
12	0,1154	0,0087	0,03915	0,01566	0,02625
11	0,1067	0,0093	0,04185	0,01674	0,02625
10	0,0974	0,0098	0,0441	0,01764	0,02625
9	0,0876	0,0102	0,0459	0,01836	0,02625
8	0,0774	0,0106	0,0477	0,01908	0,02625
7	0,0668	0,0108	0,0486	0,01944	0,02625
6	0,056	0,0093	0,04185	0,01674	0,02625
5	0,0467	0,0093	0,04185	0,01674	0,02625
4	0,0374	0,0095	0,04275	0,0171	0,02625
3	0,0279	0,0094	0,0423	0,01692	0,02625
2	0,0185	0,0093	0,04185	0,01674	0,02625
1	0,0092	0,0092	0,0414	0,01656	0,03375

Tabla 71. Valores de derivas del edificio de muros (1 por pórtico exterior)

Muros de Corte (1 por perímetro)					
Piso	Ux	Δu_x	dr	dr*v	0,0075h
20	0,1663	0,0049	0,0196	0,00784	0,02625
19	0,1614	0,0054	0,0216	0,00864	0,02625
18	0,156	0,0059	0,0236	0,00944	0,02625
17	0,1501	0,0065	0,026	0,0104	0,02625
16	0,1436	0,0072	0,0288	0,01152	0,02625
15	0,1364	0,0078	0,0312	0,01248	0,02625
14	0,1286	0,0085	0,034	0,0136	0,02625
13	0,1201	0,0092	0,0368	0,01472	0,02625
12	0,1109	0,0096	0,0384	0,01536	0,02625
11	0,1013	0,0102	0,0408	0,01632	0,02625
10	0,0911	0,0105	0,042	0,0168	0,02625
9	0,0806	0,0108	0,0432	0,01728	0,02625
8	0,0698	0,011	0,044	0,0176	0,02625
7	0,0588	0,0108	0,0432	0,01728	0,02625
6	0,048	0,0106	0,0424	0,01696	0,02625
5	0,0374	0,0101	0,0404	0,01616	0,02625

4	0,0273	0,0092	0,0368	0,01472	0,02625
3	0,0181	0,0079	0,0316	0,01264	0,02625
2	0,0102	0,0061	0,0244	0,00976	0,02625
1	0,0041	0,0041	0,0164	0,00656	0,03375

Tabla 72. Valores de derivas del edificio de muros (2 por p^ortico exterior)

Muros de Corte (2 por perímetro)					
Piso	U _x	Δ _{ux}	dr	dr*v	0,0075h
20	0,1769	0,0069	0,0276	0,01104	0,02625
19	0,17	0,0072	0,0288	0,01152	0,02625
18	0,1628	0,0076	0,0304	0,01216	0,02625
17	0,1552	0,0081	0,0324	0,01296	0,02625
16	0,1471	0,0086	0,0344	0,01376	0,02625
15	0,1385	0,0092	0,0368	0,01472	0,02625
14	0,1293	0,0097	0,0388	0,01552	0,02625
13	0,1196	0,0101	0,0404	0,01616	0,02625
12	0,1095	0,0106	0,0424	0,01696	0,02625
11	0,0989	0,0108	0,0432	0,01728	0,02625
10	0,0881	0,0111	0,0444	0,01776	0,02625
9	0,077	0,0111	0,0444	0,01776	0,02625
8	0,0659	0,0111	0,0444	0,01776	0,02625
7	0,0548	0,0108	0,0432	0,01728	0,02625
6	0,044	0,0103	0,0412	0,01648	0,02625
5	0,0337	0,0095	0,038	0,0152	0,02625
4	0,0242	0,0085	0,034	0,0136	0,02625
3	0,0157	0,0071	0,0284	0,01136	0,02625
2	0,0086	0,0053	0,0212	0,00848	0,02625
1	0,0033	0,0033	0,0132	0,00528	0,03375

Tabla 73. Valores de derivas del edificio con núcleo central

Núcleo					
Piso	Ux	Δu_x	dr	dr*v	0,0075h
20	0,1564	0,0081	0,0324	0,01296	0,02625
19	0,1483	0,0083	0,0332	0,01328	0,02625
18	0,14	0,0084	0,0336	0,01344	0,02625
17	0,1316	0,0087	0,0348	0,01392	0,02625
16	0,1229	0,0089	0,0356	0,01424	0,02625
15	0,114	0,0091	0,0364	0,01456	0,02625
14	0,1049	0,0094	0,0376	0,01504	0,02625
13	0,0955	0,0095	0,038	0,0152	0,02625
12	0,086	0,0096	0,0384	0,01536	0,02625
11	0,0764	0,0097	0,0388	0,01552	0,02625
10	0,0667	0,0096	0,0384	0,01536	0,02625
9	0,0571	0,0094	0,0376	0,01504	0,02625
8	0,0477	0,0091	0,0364	0,01456	0,02625
7	0,0386	0,0086	0,0344	0,01376	0,02625
6	0,03	0,0079	0,0316	0,01264	0,02625
5	0,0221	0,007	0,028	0,0112	0,02625
4	0,0151	0,006	0,024	0,0096	0,02625
3	0,0091	0,0046	0,0184	0,00736	0,02625
2	0,0045	0,003	0,012	0,0048	0,02625
1	0,0015	0,0015	0,006	0,0024	0,03375

4.9 Cubicación de los edificios

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la cubicación de los edificios representados mediante gráficos de barra.

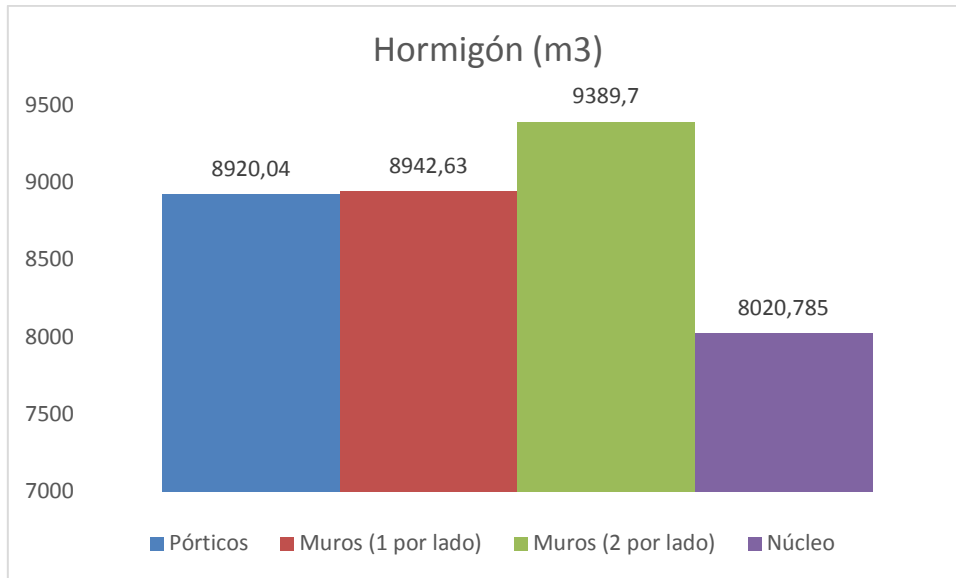


Figura 77. Comparación metros cúbicos de hormigón

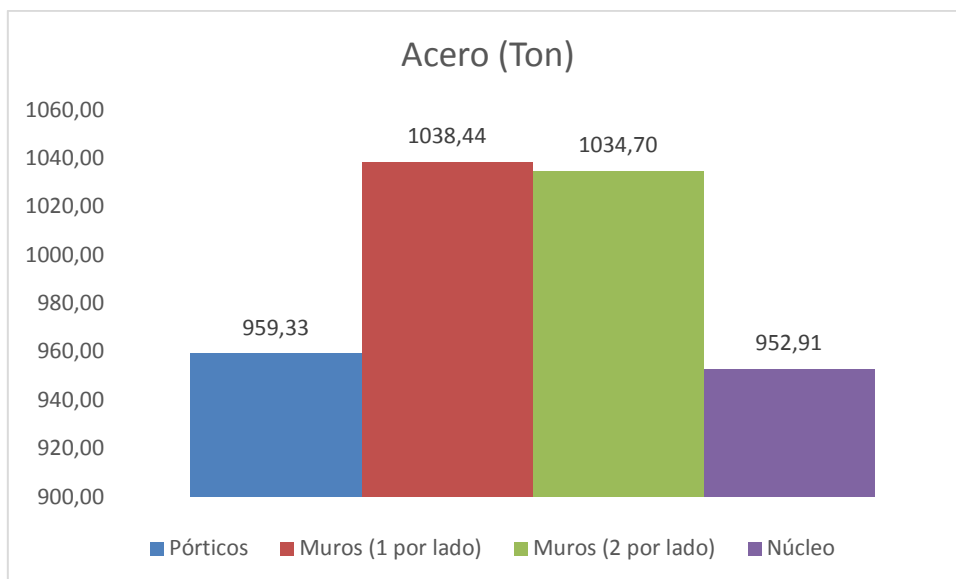


Figura 78. Comparación toneladas de acero

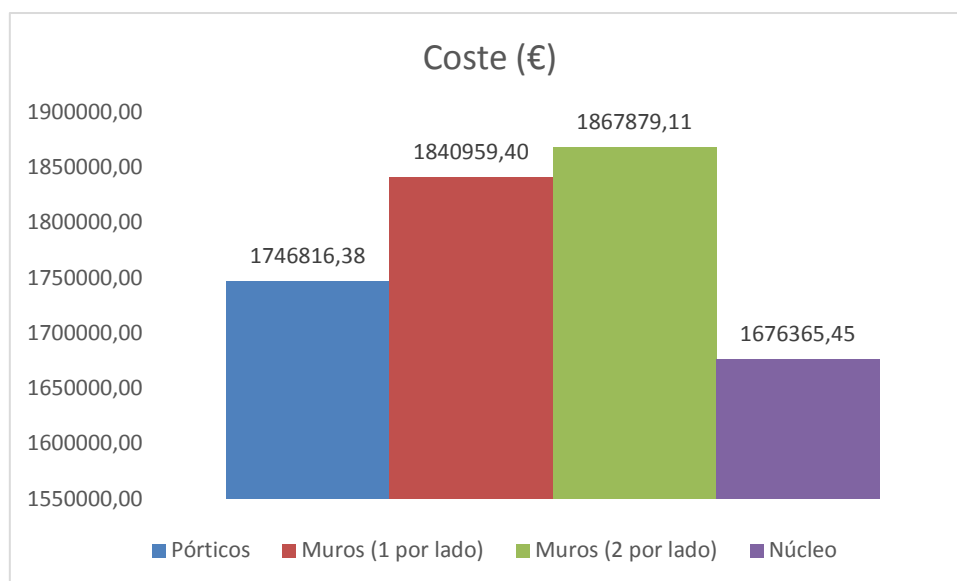


Figura 79. Comparación coste en euros

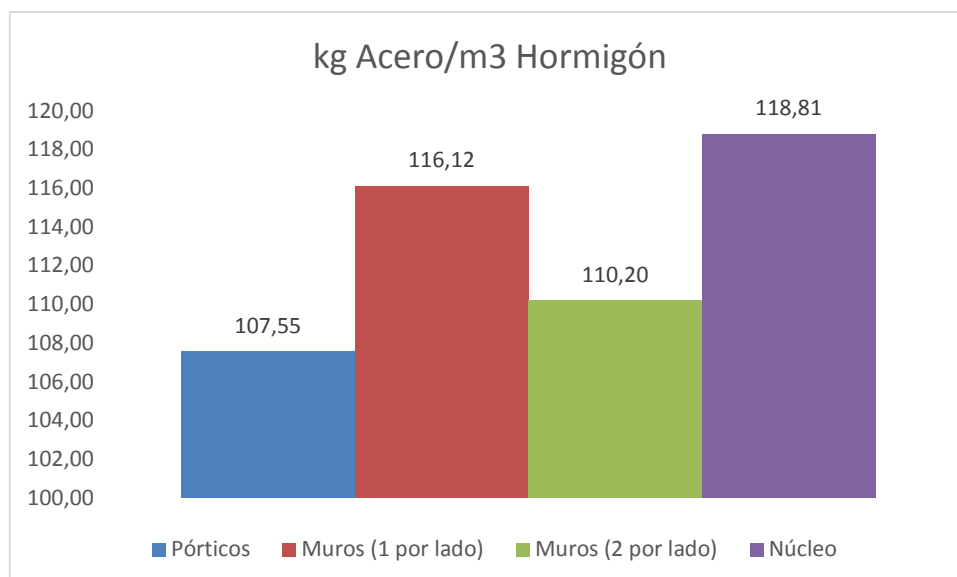


Figura 80. Comparación kilos de acero por metro cúbico de hormigón

Se puede ver que el edificio con núcleo requiere la menor cantidad de hormigón y acero de refuerzo respecto a los demás edificios, lo que se traduce en un ahorro en costos de construcción. Además, teniendo en cuenta que el edificio tiene las derivas más bajas, lo convierte en el sistema de rigidización más efectivo frente a solicitaciones sísmicas.

Si se comparan los edificios con muros, se muestra que la incorporación de un muro adicional al edificio solo aumenta los costos, ya que requiere más metros cúbicos de hormigón y prácticamente la misma cantidad de armadura. Por lo tanto, no tendría sentido poner un muro adicional cuando se tienen los mismos resultados con solo un muro.

Finalmente, hacer un edificio solo de vigas y columnas permite ahorrar costos de armadura de refuerzo, pero a cambio se tienen derivas mayores respecto a los otros sistemas. Sin embargo, es una opción que se puede tener en cuenta siempre que se cumpla con lo estipulado en las normativas.

A continuación, se muestra una tabla que resume las cubicaciones de cada edificio en cada elemento estructural.

Tabla 74. Cubicaciones de hormigón y acero en cada elemento estructural

Edificio	Elemento	Hormigón (m3)	Acero (Ton)	Kg/m3
Pórticos	Vigas	2016	288,42	143,06
	Columnas	779,04	268,32	344,42
	Losas	6125	402,59	65,73
	Total	8920,04	959,33	107,55
	Coste (€)	624402,8	1122413,58	1746816,38
Muros 1 x perímetro	Vigas	1568	284,86	181,67
	Columnas	539,63	157,68	292,19
	Losas	6125	402,59	65,73
	Muros	710	193,31	272,26
	Total	8942,63	1038,44	116,12
	Coste (€)	625984,1	1214975,30	1840959,40
Muros 2 x perímetro	Vigas	1456	249,91	171,64
	Columnas	462,54	118,85	256,96
	Losas	6125	402,59	65,73
	Muros	1346,16	263,35	195,63
	Total	9389,7	1034,70	110,20
	Coste (€)	657279	1210600,11	1867879,11
Núcleo	Vigas	955,8	189,00	197,74
	Columnas	487,36	93,37	191,58
	Losas	6125	402,59	65,73
	Núcleo	452,625	267,95	591,99
	Total	8020,785	952,91	118,81
	Coste (€)	561454,95	1114910,50	1676365,45

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

En este documento se desarrolló el análisis y diseño sismorresistente de cuatro edificios de 20 pisos donde se detallaron los procedimientos de cálculo de las dimensiones de secciones y cálculo de acero de refuerzo para cada uno de los elementos estructurales, siguiendo lo estipulado en las normativas Eurocódigo 2, Eurocódigo 8 y EHE-08. Además, los cuatro edificios se compararon de acuerdo a su desempeño en la reducción de derivas entre pisos y de acuerdo a la cantidad de material y costes.

De esta manera, los edificios se modelaron con el programa SAP2000 usando elementos tipo *frame*, para obtener las leyes de esfuerzos en cada elemento. En los casos con muros, se modelaron vigas ficticias de canto alto como conexión entre las vigas y los muros que permiten modelar el largo del muro como brazo rígido. Los valores de los esfuerzos en cada edificio fueron disminuyendo con la rigidez del mismo, por lo que se redujo el tamaño de las secciones. En el caso del pórtico, la sección de la viga fue de 60 x 40 cm², en los de muros fue 50 x 40 cm², y en el de núcleo fue de 40 x 30 cm². Para las columnas, la sección fue de 60 x 60, 55 x 55 y 50 x 50 cm² para el caso del pórtico, 55 x 55 y 50 x 50 cm² para el caso de los muros, y 50 x 50 y 40 x 40 cm² para el caso del núcleo.

Para los muros exteriores del edificio se utilizaron muros de 30 cm de espesor con una longitud de 7 m. Las dimensiones de los cabezales difieren levemente entre ambos casos de edificios, con dimensiones de 50 cm x 100 cm para el caso de un muro exterior y dimensiones de 45 cm x 90 cm para el caso de dos muros exteriores. Se puede observar que el edificio con un muro exterior tiene más armadura longitudinal que el que tiene dos muros, de 24 barras de 25 mm y de 26 barras de 20, respectivamente. Esto tiene sentido considerando que el muro solo resiste toda la sollicitación sísmica, mientras que con dos se reparte, resultando en estructuras menos demandadas.

Por otro lado, la sección del núcleo tiene dimensiones de 7 m de ancho y 25 cm de espesor. Esta sección tiene en uno de sus lados un hueco en altura de 2 m de ancho como entrada, en el cual se disponen de vigas de acople de 2 m de largo y 1,5 m de canto que conectará ambas partes del lado del núcleo. Se decidió modelar el núcleo con la sección sin huecos en su lado para simplificar su modelación como elemento *frame* y, además, refleja mejor los resultados en comparación a un núcleo con hueco en toda la longitud. El refuerzo diagonal de las vigas de acople fue de 6 barras de 32 mm en cada diagonal, el cual es un valor aceptable, dado que el esfuerzo de corte fue de 1585 kN.

Con los datos obtenidos de armadura transversal, se procedió a la comparación de derivas. En las gráficas se puede apreciar que el edificio con núcleo presenta los valores más bajos de derivas, en parte por el núcleo que otorga la mayor rigidez al edificio más lo que aportan las columnas. Por otro lado, los edificios con muros presentan valores bastante similares, por lo que se puede concluir que con un muro es más que suficiente para resistir la acción sísmica. El menos efectivo fue el edificio de pórticos, con valores que superaron 3 veces el de los casos con muros y 7 veces el del caso con núcleo en los primeros pisos.

A modo de comparar la cantidad de material y costes, se realizó la cubicación de metros cúbicos de hormigón y toneladas de acero en cada edificio. De los resultados obtenidos, se ve que el edificio con núcleo requiere la menor cantidad de hormigón y acero de refuerzo. Si a eso se le suma su buen desempeño sísmico en la reducción de las derivas, se concluye que de los cuatro casos es el sistema de rigidización más efectivo frente a sollicitaciones sísmicas.

En cambio, en los edificios con muros, incorporar un muro adicional al edificio solo aumenta la cantidad de material a utilizar y no se ve una mejora considerable en el desempeño. Esto reafirma lo que se mencionó sobre las similitudes entre las derivas de ambos casos. Por lo tanto, no tiene sentido poner un muro adicional cuando se tienen los mismos resultados con solo un muro. Por otra parte, hacer un edificio solo de vigas y columnas es una opción que permite ahorrar costos de armadura de refuerzo, pero las secciones deben ser lo suficientemente robustas para limitar las derivas a su límite normativo.

Para finalizar, una posible línea de investigación podría abordar el problema de considerar diferentes configuraciones de muros, por ejemplo, que los muros estuviesen dentro del edificio en vez del exterior y comparar el comportamiento frente a acciones sísmicas de alta intensidad. También resulta interesante comparar los edificios con sistemas de vigas rigidizadoras en distintos niveles en altura, las cuales son otra alternativa para mitigar las sollicitaciones horizontales.

CAPÍTULO 6 BIBLIOGRAFÍA

- Bazán, E. & Meli, R. (2004). Diseño sísmico de edificios. México: LIMUSA.
- Beiraghi, H. & Siahpolo, N. (2017). Seismic assesment of RC core-wall building capable of three plastic hinges with outrigger. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.
- Chai, YH. & Elayer, DT. (1999). Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression. *ACI Structural Journal* 1999, 96 (5): 780-789.
- Comité Europeo de Normalización CEN. (1992). Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de concreto – Parte 1-1: Reglas generales y de edificación. Bruselas, Bélgica.
- Comité Europeo de Normalización CEN. (1998). Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismoresistente. Bruselas, Bélgica.
- Goodsir, W.J. (1985). *The Design of Coupled Frame-Wall Structures for Seismic Actions*, Research Report 85-8. Christchurch, New Zealand: Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1985, 333 p.
- Hernández-Montes, E. & Aschheim, M. (2017). An Estimate of the Yield Displacement of Coupled Walls for Seismic Design. *International Journal of Concrete Structures and Material*, Vol.11, No.2, pp.275-284.
- Jiménez, P., García, A. & Morán, F. (2000). *Hormigón armado*, 14° edición basada en la EHE. Barcelona, España: Editorial Gustavo Gili, SA.
- Manterola, J. (1985). La Estructura Resistente de los Edificios Altos. *Informes de la Construcción*, Vol.37, No.371.
- Meli, R. *Diseño estructural*. México: LIMUSA.
- Ministerio de Fomento (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Pare general y edificación (NCSE-02)*. España: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica.
- Ministerio de Fomento (2011). *EHE-08, Instrucción de Hormigón Estructural*. España: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Educations, 873 pp.
- Priestley, M., Calvi, G. & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Italia: IUSS Press.
- Wight, J. & McGregor, J. (2012). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. Estados Unidos: Pearson Education Inc.