



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

**ESTUDIO SISMORRESISTENTE DE
VIVIENDAS UNIFAMILIARES
SOMETIDAS A TERREMOTOS DE
CAMPO CERCANO**

Alumno: Alejandro Cobo Ortiz

Tutor: Jesús Donaire Ávila
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Co - Tutor: David Galé Lamuela
Organismo: CSIC

Septiembre, 2021



UNIVERSIDAD DE JAÉN

Campus Científico – Tecnológico de Linares

Departamento de Ingeniería Mecánica y Minera

Don Jesús Donaire Ávila y Don David Galé Lamuela, como tutor y cotutor, respectivamente, del Trabajo Fin de Grado titulado: Estudio sismorresistente de viviendas unifamiliares sometidas a terremotos de campo cercano; autorizan su presentación para defensa y evaluación en el Campus Científico – Tecnológico de Linares.

Linares, septiembre de 2021.

El alumno:

Alejandro Cobo Ortiz.

Los tutores:

**DONAIRE
AVILA
JESUS -
44292641T** Firmado
digitalmente por
DONAIRE AVILA
JESUS - 44292641T
Fecha: 2021.09.02
09:10:16 +02'00'

Jesús Donaire Ávila.

Firmado
digitalmente por
GALE LAMUELA
DAVID - DNI
17764611D
Fecha: 2021.09.02
09:12:48 +02'00'

David Galé Lamuela.

Contenido

Resumen	7
Abstract	7
1. Objetivos	8
2. Introducción	9
2.1 Forjado	9
2.2.1 Forjado unidireccional	9
2.2.2 Forjado bidireccional	10
2.3 Ductilidad y diseño estructural sísmico	11
3. Geología y Geotecnia	14
3.1 Marco geológico	14
3.2 Sistemas de fallas en la cuenca de Granada	17
3.2.1 Actualidad de la actividad sísmica	19
3.3 Geotecnia	20
3.6.1 Clasificación de suelo según norma	22
4. Edificio prototipo	23
4.1 Localización	23
4.2 Tipología estructural	23
4.2.1 Arquitectura	25
4.3 Cálculo del edificio prototipo en CypeCad	27
4.3.1 Materiales	27
4.3.2 Secciones	27
4.4 Análisis sísmico	29
4.4.1 Cálculo según norma sismorresistente NCSE – 02	29
4.4.2 Aceleración sísmica de cálculo	30
4.4.3 Cálculo de desplazamientos	31
4.4.4 Periodo fundamental y modos de vibración	31
4.5 Normativa aplicable	33
4.6 Acciones y cargas	33
4.6.1 Forjado	33
4.6.2 Cubierta	33
6. Modelo de elementos finitos	38
6.1 Definición de materiales	38
6.1.1 Hormigón	39
6.1.2 Acero	39
6.2 Definición de secciones	39
6.2.1 Pilares	40

6.2.2 Vigas.....	41
6.3 Matriz de masas.....	41
6.4 Cargas en vigas.....	42
6.5 Diafragma rígido.....	43
6.6 Condiciones de contorno.....	44
6.7 Mallado (Mesh).....	45
7. Análisis bajo carga sísmica en el modelo de elementos finitos.....	46
7.1 Análisis modos vibración.....	46
7.2 Análisis de empuje incremental en eje X.....	47
7.2.1 Pushover dirección X.....	48
7.2.2 Interstory Drift Index dirección X.....	52
7.3 Análisis de empuje incremental en eje Y.....	54
7.3.1 Interstory Drift Index dirección Y.....	56
7.4. Análisis dinámico.....	57
7.4.1 Modelo de amortiguamiento.....	57
7.4.2 Aplicación del análisis dinámico.....	59
7.4.3 Factor de escala igual a la unidad.....	61
7.4.3.1 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección X.....	62
7.4.3.2 Cortante dirección X.....	62
7.4.3.3 Torsión.....	63
7.4.3.4 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección Y.....	64
7.4.3.5 Cortante dirección Y.....	64
7.4.4 Factor de mayoración del terremoto por efecto del suelo según norma.....	66
7.4.4.1 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección X aplicando factor de mayoración.....	68
7.4.4.2 Cortante dirección X.....	68
7.4.4.3 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección Y aplicando factor de mayoración.....	70
7.4.4.4 Cortante dirección X.....	70
7.4.5 Límite de plastificación.....	72
8. Conclusiones.....	75
9. Bibliografía.....	77
Anexos.....	78

Anexo 1. Planos de arquitectura del edificio	78
Anexo 2. Cuadro despiece de pilares.....	84
Anexo 3. Cuadro despiece de vigas	90
Figura 1. Esquema viga plana y viga descolgada	9
Figura 2. Forjado Unidireccional.....	10
Figura 3. Forjado Bidireccional.....	10
Figura 4. Relación Sistema elástico - plástico. Regla Igual Desplazamiento[1]	12
Figura 5. Principales cadenas montañosas (Vera, J.A., 2004)	14
Figura 6. Geología de Atarfe: clasificación materiales (Fuente: Cartografía IGME, MAGNA 50)	15
Figura 7. Geología de Atarfe: clasificación materiales (Fuente: Cartografía IGME, MAGNA 50)	15
Figura 8. Geología zona Atarfe (Fuente: Info.igme.es /Terremoto-Santa-Fe).....	15
Figura 9. Grupos principales de fallas [3]	17
Figura 10. Situación de las fallas terremotos recientes [4]	18
Figura 11. Hipocentros series sísmicas recientes	18
Figura 12. Registros sísmicos actuales (Fuente: IGN, informe de actividad sísmica Atarfe).....	19
Figura 13. Zonas de aplicación estudios geotécnicos (Fuente: Junta de Andalucía) ..	20
Figura 14. Plano localización Atarfe (Fuente: Google Earth)	23
Figura 15. Distribución de viviendas en Grupo individual	23
Figura 16. Diferentes grupos de viviendas	24
Figura 17. Detalle forjado distinta altura en primera planta	24
Figura 18. Vista en perfil de altura de plantas	25
Figura 19. Esquema forjado total 6 viviendas.....	25
Figura 20. Esquema distribución planta sótano.....	26
Figura 21. Esquema distribución planta primera	26
Figura 22. Distribución pilares en planta CypeCad.....	27
Figura 23. Viga descolgada CypeCad.....	28
Figura 24. Espectro elástico de respuesta[2]	29
Figura 25. Mapa de peligrosidad sísmica de España; aceleración máxima del suelo para periodo de retorno de 475 años (Fuente: IGN, 2015).....	30
Figura 26. Detalle zona Atarfe aceleración sísmica (Fuente: IGN, 2015)	31
Figura 27. Modos de vibración	32
Figura 28. Parámetros de cálculo sísmico CypeCAAd	34
Figura 29. Configuración vigas y pilares planta de sótano	35
Figura 30. Configuración vigas y pilares planta baja	35
Figura 31. Configuración vigas y pilares planta primera	35
Figura 32. Detalle armado plano pilar	36
Figura 33. Detalle armado plano viga.....	36
Figura 34. Alzado modelo estructural 3D CypeCad.....	37
Figura 35. Perfil modelo estructural 3D CypeCad	37
Figura 36. Modelo estructural prototipo en OpenSees	38
Figura 37. Detalle modelo fibras pilar.....	40
Figura 38. Definición pilar en OpenSees.....	40
Figura 39. Definición viga OpenSees	41

Figura 40. Identificación nodos maestros de cada forjado.....	43
Figura 41. Identificación elementos lineales esclavos	43
Figura 42. Aplicación condiciones de contorno modelo.....	44
Figura 43. Definición de nodos y elementos lineales.....	45
Figura 44. Definición de nodos y elementos lineales post-mallado.....	45
Figura 45. Distribución triangular inversa de cargas.....	47
Figura 46. Curva cortante basal - desplazamiento planta 2 en dirección X	48
Figura 47. Curva cortante basal - desplazamiento relativo planta 2 en dirección X	49
Figura 48. Desplazamiento X OpenSees	50
Figura 49. Daño estructural observado en viviendas modelizadas en Atarfe.....	50
Figura 50. Detalle daño estructural observado en viviendas modelizadas en Atarfe ..	51
Figura 51. Relación desplazamiento relativo entre plantas IDI	52
Figura 52. Curva cortante IDI planta 1 dirección X	52
Figura 53. Curva cortante IDI planta 2 dirección X	53
Figura 54. Curva cortante basal - desplazamiento planta 2 en dirección Y	54
Figura 55. Curva cortante basal - desplazamiento relativo planta 2 en dirección Y	55
Figura 56. Desplazamiento Y OpenSees	55
Figura 57. Curva cortante IDI planta 1 dirección Y	56
Figura 58. Curva cortante IDI planta 2 dirección Y	56
Figura 59. Amortiguamiento de Rayleigh[7]	57
Figura 60. Ángulo de giro entre fachada y dirección E-W.....	59
Figura 61. Acelerograma rotado dirección X	60
Figura 62. Acelerograma rotado dirección Y	60
Figura 63. Acelerograma rotado dirección Y	60
Figura 64. Aceleración de respuesta relativa dirección X planta 2.....	62
Figura 65. Gráfico cortante X - IDI planta 1	62
Figura 66. Gráfico cortante X - IDI planta 2	63
Figura 67. Aceleración de respuesta relativa dirección Y planta 2.....	64
Figura 68. Gráfico cortante Y - IDI planta 1	64
Figura 69. Gráfico cortante Y - IDI planta 2	65
Figura 70. Aceleración de respuesta relativa dirección X planta 2 aplicando factor de amplificación.....	68
Figura 71. Gráfico cortante X- IDI planta 1 aplicando factor de amplificación	68
Figura 72. Gráfico cortante X- IDI planta 2 aplicando factor de amplificación	69
Figura 73. Aceleración de respuesta relativa dirección Y planta 2 aplicando factor de amplificación.....	70
Figura 74. Gráfico cortante Y- IDI planta 1 aplicando factor de amplificación	70
Figura 75. Gráfico cortante Y- IDI planta 2 aplicando factor de amplificación	71
Figura 76. Espectro elástico de respuesta según tipo de suelo[2].....	72
Figura 77. Espectros terremotos y espectros de la norma según tipo de suelo en las direcciones E-W y N-S.....	73
Figura 78. Espectros elásticos de respuesta y serie sísmica concatenada en dirección X e Y.....	74

Tabla 1. Clasificación Geología Atarfe.....	16
Tabla 2. Sondeos 1 y 2 estudio geotécnico	21
Tabla 3. Información sondeos estudio geotécnico	22
Tabla 4. Tamaño pilares empleados.....	27
Tabla 5. Definición parámetros hormigón	39
Tabla 6. Definición parámetros acero	39
Tabla 7. Cargas aplicadas en vigas.....	42
Tabla 8. Modos de vibración y periodos asociados	46
Tabla 9. Comparación Cortante basal Pushover X	48
Tabla 10. Comparación Cortante basal Pushover Y	54
Tabla 11. Comparativa aceleraciones máximas acelerogramas rotados	61

Resumen

Los terremotos de campo cercano con la presencia de pulsos ocurridos en la localidad de Atarfe, Granada, en el mes de Enero de 2021, reflejaron la vulnerabilidad sísmica estructural en una zona de actividad moderada. El presente Trabajo Fin de Grado pretende analizar el comportamiento de varias viviendas unifamiliares afectadas, evaluando la acción de los sismos ocurridos.

Al efecto, se pretende establecer un estudio del comportamiento real de la estructura frente a la serie sísmica. Para ello, en primer lugar, se plantea el proyecto y el cálculo de la estructura de hormigón armado de un conjunto de viviendas unifamiliares utilizando el software CypeCad, según la normativa aplicada correspondiente a la Normativa de Construcción Sismorresistente: Parte general y de edificación (NCSE-02). Mediante este cálculo, se definen los elementos estructurales en cuanto a geometría y armadura.

A continuación, se plantea un análisis no-lineal para evaluar el comportamiento de la estructura bajo carga sísmica. En su primera fase, se realiza un análisis estático no lineal de empuje incremental (pushover) para obtener la curva de capacidad de cada planta. A continuación, se desarrolla un análisis dinámico directo no lineal, sometiendo a la estructura a la serie sísmica de enero de 2021, así como simulaciones con valores escalados del mismo. En ambos casos, se utiliza el software OpenSees con la herramienta GiD de pre y postprocesado.

Abstract

The near-field (pulse-like) earthquakes and aftershocks that occurred in the town of Atarfe, Granada, in January 2021, manifested the structural seismic vulnerability in an area of moderate activity. This Final Degree Project aims to analyze the behavior of several affected single-family homes, evaluating the action of the earthquakes that occurred.

To this end, it is intended to establish a study of the real behavior of the structure to the seismic series. To meet this end, firstly, the project and the calculation of the reinforced concrete structure of a set of single-family homes is proposed using the CypeCad software, according to the applied regulations corresponding to the Seismic-resistant Construction: General and building part (NCSE-02). Through this calculation, the structural elements are defined in terms of geometry and reinforcement.

Next, a non-linear analysis is proposed to evaluate the behavior of the structure under seismic load. In its first phase, a non-linear analysis of incremental push (pushover) is carried out to obtain the capacity curve of each plant. Subsequently, a non-linear direct dynamic analysis is developed, subjecting the structure to the January 2021 seismic series, as well as simulations with scaled values of said analysis. In both cases, OpenSees software is used with the GiD tool for pre and post processing.

1. Objetivos

El presente Trabajo Fin de Grado persigue estudiar y analizar el comportamiento sismorresistente en viviendas unifamiliares afectadas por sismo, proyectadas con la normativa sismorresistente actual NCSE-02.

Los principales objetivos a destacar son:

- Realizar el cálculo y dimensionamiento de las viviendas prototipo.
- Efectuar un análisis lineal modal y un análisis no lineal de empuje incremental sobre cada planta de la estructura, partiendo de un modelo de elementos finitos a modo de prototipo de las viviendas reales.
- Caracterizar el comportamiento estructural frente a la serie sísmica ocurrida en Granada a finales del mes de enero de 2021. Para ello se efectuará un análisis dinámico no lineal en un modelo de elementos finitos de la estructura prototipo.
- Determinar el factor de escalado aplicable de incremento de la acción sísmica para establecer el rango de aceleraciones que generan daño estructural.

2. Introducción

El presente capítulo trata de definir la tipología estructural que constituye la configuración primaria de un edificio con capacidad de resistencia frente a las acciones a las que se ve sometido.

2.1 Forjado

El forjado es el elemento portante estructural bidimensional que da lugar al espacio habitable entre cada planta de una edificación, con capacidad de resistir fundamentalmente a flexión, y transmitir los esfuerzos en una o dos direcciones al resto de elementos.

En las construcciones actuales son habituales los forjados unidireccionales, bidireccionales o reticulares, y los de chapa colaborante. Estos últimos no son objeto de estudio por lo que no se detallará la tipología de los mismos.

Las vigas que de carga que conforman el forjado y reciben la carga de los elementos estructurales pueden ser de dos tipos: planas o descolgadas.

- Vigas descolgadas bajo el forjado, con un canto de ancho mayor que el resto del forjado.
- Vigas planas de canto igual al del forjado.

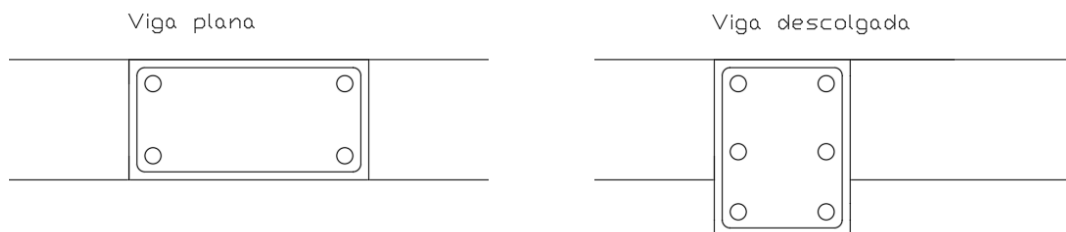


Figura 1. Esquema viga plana y viga descolgada

2.2.1 Forjado unidireccional

Esta tipología estructural es la más común. Es adecuada para resistir acciones verticales transmitiendo los esfuerzos a los pilares, además de repartir las cargas horizontales entre todos sus elementos. Se denomina unidireccional por la capacidad de flectar en una única dirección. Habitualmente cuenta con una disposición pilares y vigas en sus extremos sirviendo de apoyos.

Los entramados de pórticos deben de situarse en las dos direcciones, debido a que mientras uno es el que absorbe la carga vertical del forjado, el otro entramado es el encargado de recibir las cargas laterales de viento o sismo, además de la carga gravitatoria de algún elemento constructivo.

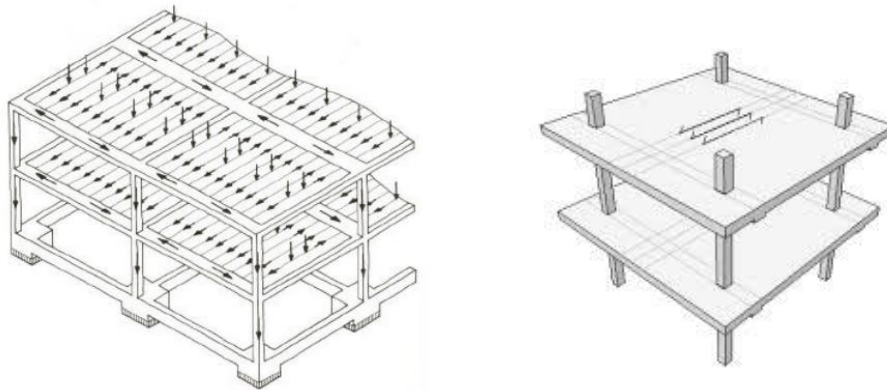


Figura 2. Forjado Unidireccional

2.2.2 Forjado bidireccional

Supone otro sistema constitutivo de las estructuras de edificación con capacidad de transmitir la carga en ambas direcciones, permitiendo la flexión en las los direcciones perpendiculares en planta (X e Y).

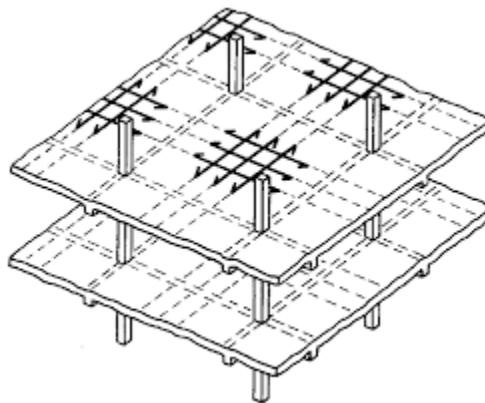


Figura 3. Forjado Bidireccional

Se encuentran forjados bidireccionales formados por losa maciza de hormigón armado o pretensado, o por el contrario, forjados reticulares. Estos últimos conforman un sistema donde las vigas quedan suprimidas, macizando las proximidades a los apoyos (pilares) por medio de capiteles, encargados principalmente de recibir los esfuerzos cortantes y de punzonamiento, y transmitirlos a los pilares.

Cabe mencionar que esta tipología de forjado bidireccional sin vigas entre pilares permite una distribución irregular de pilares debido a nula exigencia estructural de conectar los pilares a las vigas. En este caso se incluyen como elementos constitutivos los nervios, que son elementos de pequeña anchura encargados de transmitir los esfuerzos a las vigas.

2.3 Ductilidad y diseño estructural sísmico

Es esencial en la proyección de un edificio calcular la estructura para que sea capaz de tener una respuesta global frente al sismo con una deformación en régimen plástico de amplia disipación de energía. La norma de diseño sismorresistente española de referencia Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02) fija los valores de ductilidad aplicables, los cuales determinan la respuesta estructural del edificio.

Un comportamiento dúctil implica deformaciones en los elementos estructurales previas a su rotura al aplicar un esfuerzo excesivo, alcanzando el límite plástico de los materiales, por lo que se evita la pérdida inmediata de la rigidez y resistencia de la estructura. Por el contrario, un comportamiento frágil viene determinado por el colapso estructural (rotura frágil) una vez se alcanza el límite elástico.[1]

Una edificación diseñada únicamente en régimen elástico exigiría el uso de elementos estructurales de dimensiones y resistencias inviables para su construcción. Se analizan a partir de los estudios de Veletsos y Newmark (1960, 1965) así como los de Newmark y Hall (1971), las posibles reducciones de resistencia obtenida en los cálculos de modelos lineales y elásticos mediante el factor:

$$R = \frac{f_{s,m\acute{a}x\ el}}{f_{s,m\acute{a}x\ elplast}}$$

Mediante el cual, a cambio de producirse deformaciones plásticas teóricamente controladas, la estructura permite cierto margen de deformación plástica, comportamiento dúctil. [1]

Las normativas sismorresistentes aplican la Regla de Igual Desplazamiento en estructuras flexibles con periodos dentro del intervalo $0.5 < T < 3.3$, mediante la cual las construcciones calculadas en régimen elástico y elastoplástico tienen el mismo desplazamiento último.

Se introduce a continuación la relación:

$$R = \frac{f_{s,m\acute{a}x\ el}}{f_{s,m\acute{a}x\ elplast}} = \mu = \frac{v_{max}}{v_y}$$

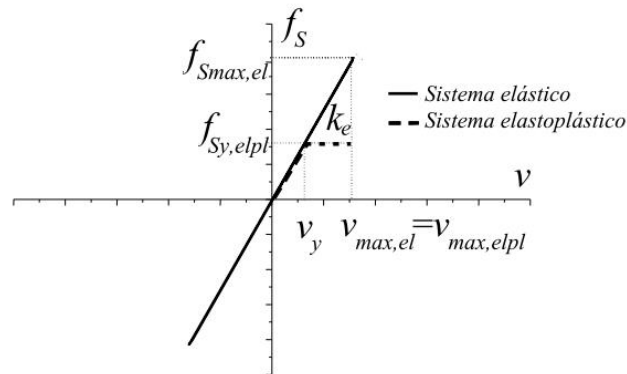


Figura 4.Relación Sistema elástico - plástico. Regla Igual Desplazamiento[1]

La Norma de Construcción Sismorresistente Española: Parte general y edificación (NCSE-02) [2] impone para cada tipología estructural una limitación de ductilidad asociada al grado de resistencia de sus elementos constructivos. Si bien cabe mencionar que el criterio de elección de ductilidad queda en consideración del proyectista de la edificación, por lo que en muchos casos se considera un grado de ductilidad lejano al comportamiento real de la estructura. Se definen los siguientes grados:

- Ductilidad nula ($\mu = 1$):

Estructuras sin capacidad de absorción o disipación de energía, de nulo recorrido plástico, donde superado el límite elástico, se procede al colapso. Se caracterizan las construidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón.

- Ductilidad baja ($\mu = 2$):

Caracterizadas como estructuras de péndulo inverso. Son estructuras que introducen losas planas, forjados reticulares o unidireccionales con vigas planas. Las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que intervienen en esfuerzos de compresión y tracción.

- Ductilidad alta ($\mu = 3$):

La resistencia a las acciones horizontales se obtiene mediante pantallas no acopladas de hormigón armado o diagonales metálicas sometidas a tracción (Cruces de San Andrés). Estructuras con vigas de hormigón armado descolgadas. Se incluyen mecanismos en serie o paralelo con capacidad de disipación de energía (histéresis).

- Ductilidad muy alta ($\mu = 4$):

La resistencia a las acciones horizontales se obtiene mediante pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos o a través de sistemas de rigidización dúctil diseñados para la disipación de energía. Los núcleos de rigidización tienen poca colaboración en la resistencia a las acciones horizontales. Vigas de hormigón armado descolgadas. Se incluyen mecanismos en serie o paralelo con capacidad de disipación de energía (histéresis).

3. Geología y Geotecnia

3.1 Marco geológico

La zona de estudio se sitúa en el contexto geológico perteneciente a la Depresión Cuaternaria de Granada, compuesta por materiales pertenecientes a la terraza baja del Río Genil y afluentes (Cuenca de Granada).

La zona se enclava dentro de la división en grandes unidades geológicas perteneciente a la Cordilleras Béticas, correspondiente a la Cadena Alpina Orógena Mediterránea.

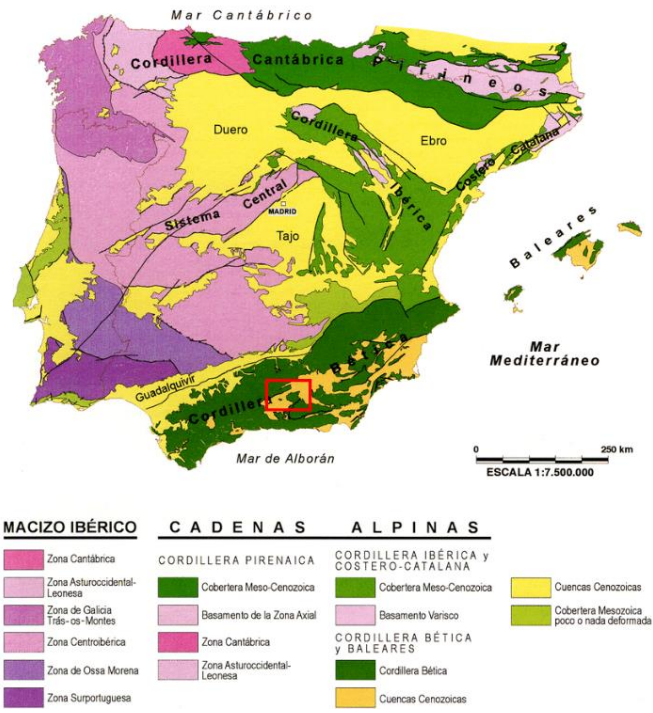


Figura 5. Principales cadenas montañosas (Vera, J.A., 2004)

Las Cordilleras Béticas se encuentran divididas en dos dominios predominantes: Zona externa y Zona interna. La primera se encuentra plegada, donde se pueden encontrar estructuras de manto de corrimiento. La segunda presenta metamorfismo y deformaciones internas que afectan a los zócalos Ibérico del Norte y Africano del Sur.

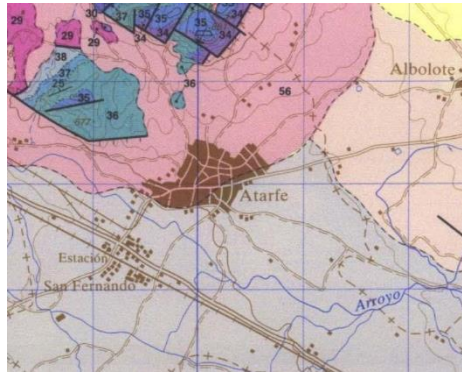


Figura 6. Geología de Atarfe: clasificación materiales (Fuente: Cartografía IGME, MAGNA 50)

En la región se encuentran materiales pertenecientes al periodo Cuaternario, donde en su gran mayoría corresponden al Pleistoceno y Holoceno. Se distinguen principalmente depósitos de ladera y derrubios en general, además de material aluvial.

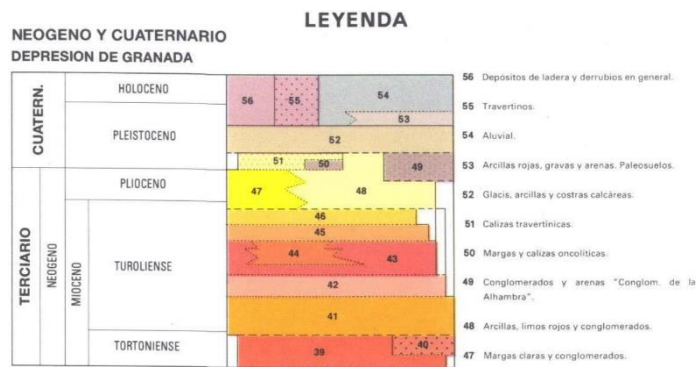


Figura 7. Geología de Atarfe: clasificación materiales (Fuente: Cartografía IGME, MAGNA 50)

Realizando un estudio más específico como se indica en la Figura 8, se distinguen tres grandes grupos pertenecientes a distintos sistemas y litologías. Se introducen a continuación:

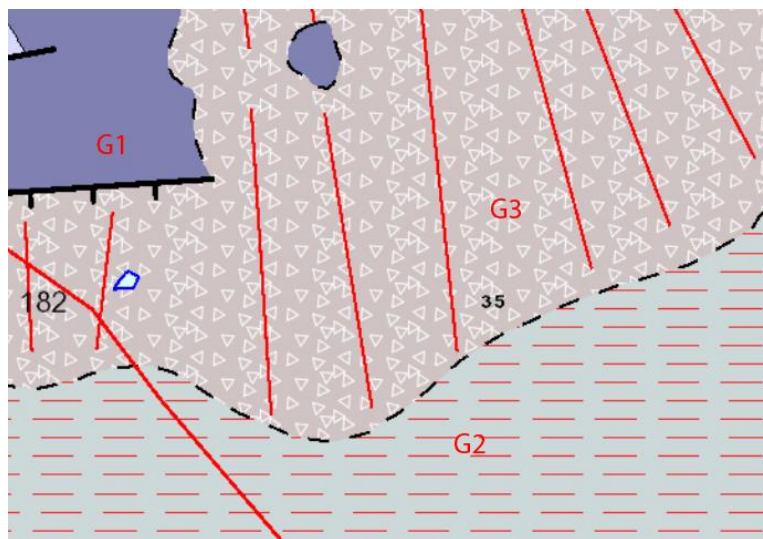


Figura 8. Geología zona Atarfe (Fuente: Info.igme.es /Terremoto-Santa-Fe)

Tabla 1. Clasificación Geología Atarfe

	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
Sistema	Triasico	Jurásico	Cuaternario
Era	Mesozoico	Mesozoico	Cenozoico
Subera	-	-	Cuaternario
Serie	-	Lias	Holoceno
Litología genérica	Conglomerados, areniscas, calizas, yesos y arcillas versicolores	Calizas, dolomías, margas, conglomerados y areniscas	Conglomerados, gravas, arenas y limos
Litología específica	Areniscas, conglomerados, dolomías, calizas, arcillas y yesos	Dolomías, calizas y calizas nodulosas	Gravas, arenas, arcillas, limos, aluvial de playas y flechas litorales

3.2 Sistemas de fallas en la cuenca de Granada

La provincia de Granada se cataloga como zona tectónicamente activa debido a la existencia de fallas con actividad geotectónica. En esta se encuentran alineaciones de fallas conformando sectores de riesgo sísmico, principalmente las cuencas sedimentarias Neógeno – Cuaternarias.

Se encuentran tres conjuntos (Figura 9) que conforman la red de fallas de la cuenca de Granada. Se destaca el tercer grupo de fallas NW-SE, el cual afecta a la zona de Sierra Elvira (sector de estudio), Granada y Padul. Las fallas se clasifican como tipo normal, siendo un conjunto trasladado desde el final del mioceno hasta la actualidad. Presenta sismicidad constante y notable.

Estos tres conjuntos se distribuyen en dos sistemas:

- Conjunto N70E a EW: grupo 1.
- Conjunto número 2: grupo 2 y 3.

El primer sistema se cataloga como poco activo pero de gran acumulación de energía, por lo que no se descarta su movimiento.

El segundo sistema corresponde al conjunto activo, siendo responsable de los sismos que afectan al sector oriental y central de la cuenca, generando terremotos de pequeños a moderados.

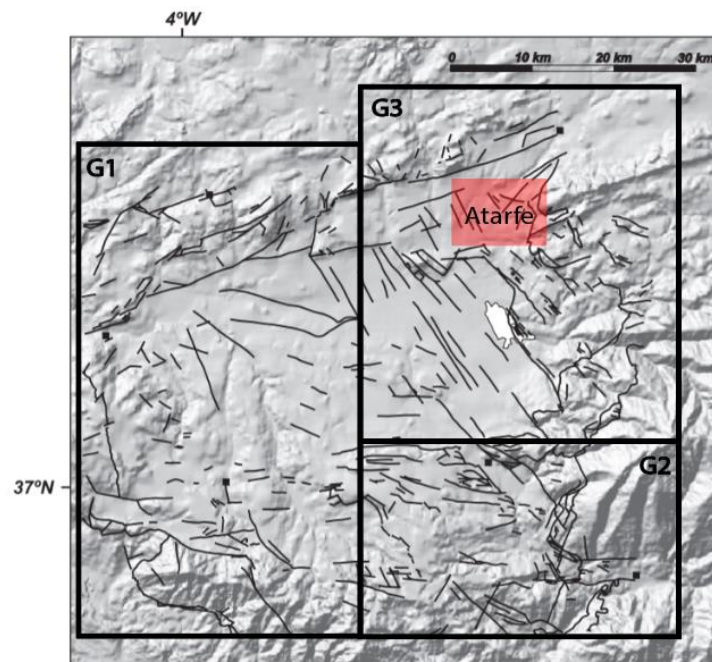


Figura 9. Grupos principales de fallas [3]

Se encuentra una zona muy fracturada de numerosas fallas, lo que constituye un sistema de peligrosidad sísmica reducida debido a la acumulación de energía individual en cada falla (históricamente terremotos de magnitud inferior a 5). Cabe destacar que este tipo de sismos de magnitud no muy alta pueden generar efectos (visuales y sensitivos) y daños estructurales ocasionales debido a su superficialidad.

El origen de la sismicidad tiene lugar en las fallas de la Vega de Granada, las cuales se desplazan por efecto de compresión entre la placa Africana y la Ibérica con una velocidad media de 5 mm/año. Se trata de las fallas de: Atarfe, Pinos Puente, Alitaje, Santa Fe, Pedro Ruiz y Belicena – Alhendín (Figura 10), que atraviesan la Vega en dirección NW-SE con una longitud estimada de 6 a 10 kilómetros.

La falla principal de estudio es la correspondiente a Atarfe. Se dispone en orientación NW-SE y cuenta con una longitud total de 10.3 kilómetros. Se caracteriza por ser una falla del tipo normal con un desplazamiento anual de 0.12 mm/año.

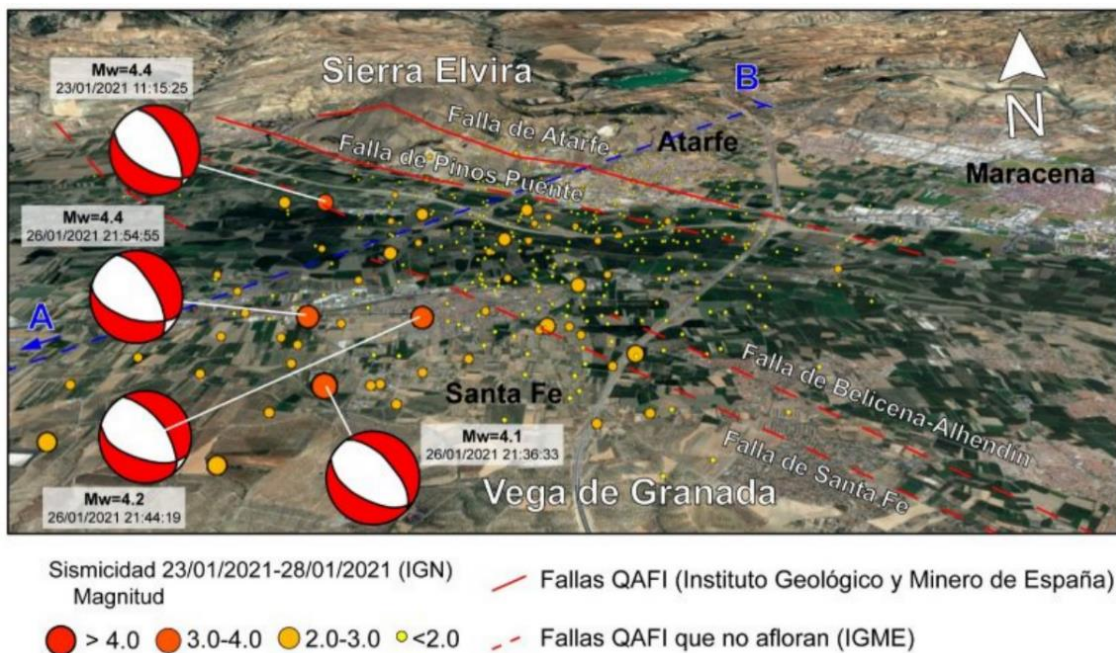


Figura 10. Situación de las fallas terremotos recientes [4]

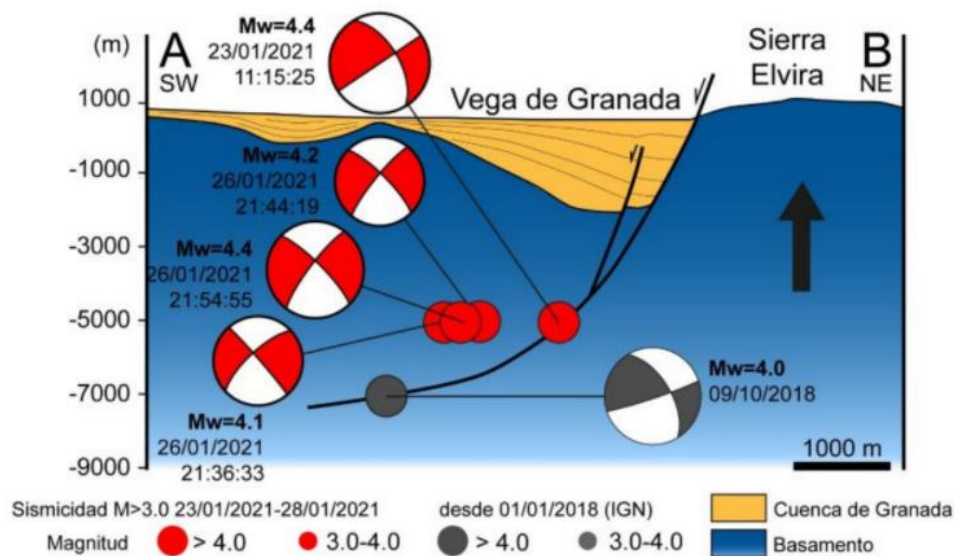


Figura 11. Hipocentros series sísmicas recientes

3.2.1 Actualidad de la actividad sísmica

El estudio realizado se centra en la actividad sísmica correspondiente al mes de enero de 2021. No obstante, se ha registrado más de 430 terremotos superficiales al noroeste y oeste de la ciudad de Granada desde el mes de diciembre de 2020.

Desde el día 23 de enero de 2021 se registraron en el Instituto Geográfico Nacional (IGN) seis terremotos de magnitud superior a 4:

- Día 23 de enero de 2021: sismo de magnitud igual a 4.4 al noroeste de Santa Fe con intensidad máxima de V-VI en Atarfe.
- Día 26 de enero de 2021: tres sismos de magnitud 4.4 al oeste de Santa Fe con intensidad máxima de V-VI en Atarfe. Dos sismos de magnitud 4.2 y 4.1 localizados al suroeste de Santa Fe.
- Día 28 de enero de 2021: sismo de magnitud 4.4 de intensidad V.

Recientemente se tiene registro del sismo ocurrido el día 12 de agosto de 2021, que contó comuna magnitud de 4.5 mbLg e intensidad V, con epicentro situado al suroeste de la localidad de Cijuela.

De los sismos producidos 30 se incluyen en un intervalo de magnitud de 3 a 4, y 6 de ellos supera a 4 en magnitud. Del mismo modo, únicamente 7 de ellos se encuentran en una intensidad V-IV. La profundidad media de los mismos se sitúa en 5.6 km siendo la mínima y máxima respectivamente de 1 km y 22 km.

Las fallas de la Vega de Granada se encuentran en un periodo actual de gran actividad, lo que significa que no emiten actividad sísmica de forma continuada, si no por periodos concretos.

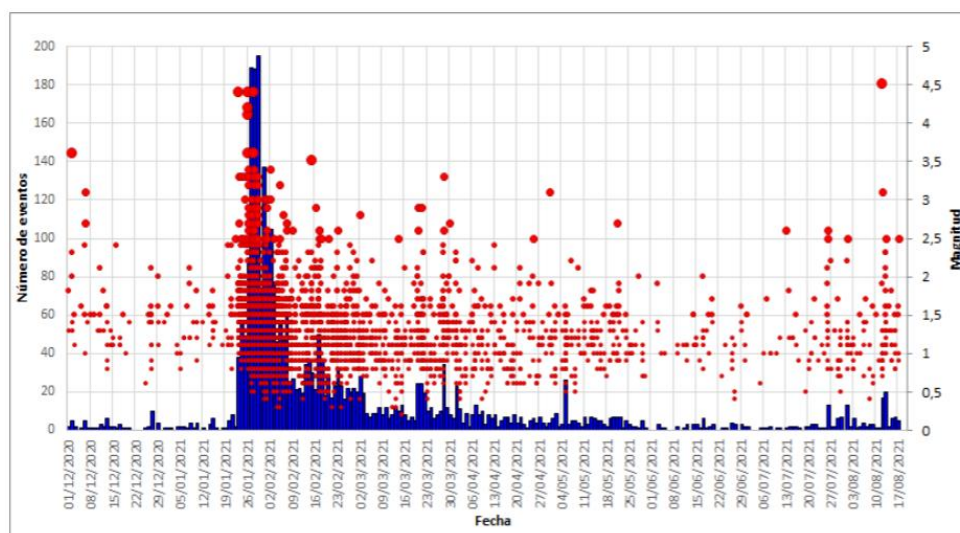


Figura 12. Registros sísmicos actuales (Fuente: IGN, informe de actividad sísmica Atarfe)

3.3 Geotecnia

El análisis geotécnico de la zona de estudio se ha adquirido mediante sondeos realizados por la Junta de Andalucía. Se han encontrado varios informes geotécnicos fechados en 1979, 1993 y 2001. La información geotécnica se ha obtenido de este último, por ser el más cercano a la fecha actual.

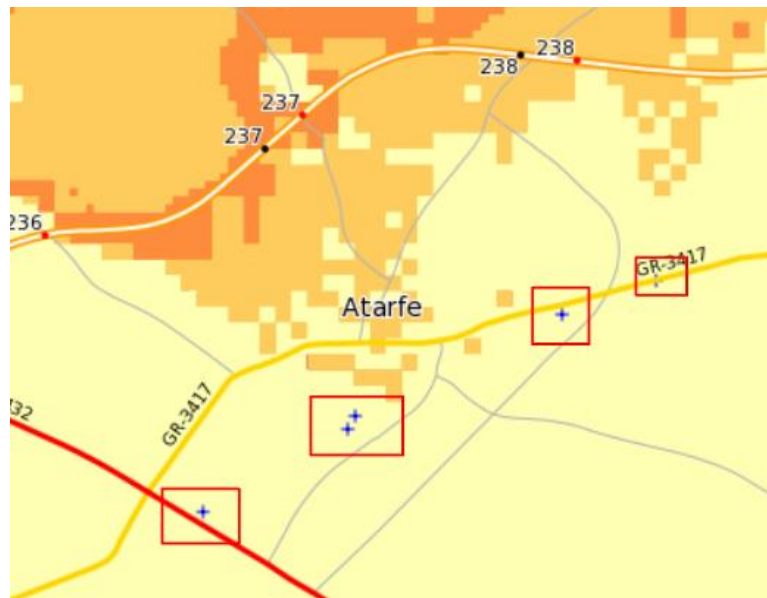


Figura 13. Zonas de aplicación estudios geotécnicos (Fuente: Junta de Andalucía)

El informe geotécnico pertenece a la empresa Vorsevi, la cual ha realizado un total de 3 sondeos (sólo se añade información de dos de ellos para evitar la repetición de información) hasta una profundidad de 30 metros, así como 6 ensayos de penetración dinámica con una profundidad total de 10 metros.

Cabe mencionar que el sector de Atarfe cuenta con una media de profundidad para la cimentación de entre 2 y 8 metros. La presencia de materiales de relleno de muy baja capacidad portante (información obtenida tras análisis de estudios geotécnicos), obliga al empleo de cimentaciones profundas a base de pilotaje.

No obstante, en las construcciones reales se realizan consideraciones sin tener en cuenta esta información por motivos de ahorro de tiempo y dinero, por lo que en la práctica se acaba conformando la estructura con una cimentación no adecuada al tipo de terreno.

La información geotécnica obtenida se muestra a continuación:

Tabla 2. Sondeos 1 y 2 estudio geotécnico

ID	112	N.F	3,9 metros	Fecha	01-jul-01	ID	112	N.F	2,7 metros	Fecha	01-jul-01
SONDEO 1						SONDEO 2					
Prof. (m)	Descripción litológica					Prof. (m)	Descripción litológica				
0,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					0,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
0,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					0,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
1,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					1,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
1,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					1,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
2,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					2,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
2,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					2,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
3,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					3,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
3,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					3,5	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
4,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					4,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
4,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos					4,5	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
5,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior					5,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
5,5	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior					5,5	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
6,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior					6,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior				
6,5	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior					6,5	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas				
7,0	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior					7,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas				
7,5	Arcillas limosas arenosas con materia orgánica en el nivel superior					7,5	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas				
8,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					8,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas				
8,5	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					8,5	Arenas y gravilla con matriz arcillosa marrón rojiza				
9,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					9,0	Arenas y gravilla con matriz arcillosa marrón rojiza				
9,5	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					9,5	Arenas y gravilla con matriz arcillosa marrón rojiza				
10,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					10,0	Arenas y gravilla con matriz arcillosa marrón rojiza				
13,0	Arenas y gravilla con matriz arcillosa marrón rojiza					14,0	Arenas y gravilla con matriz arcillosa marrón rojiza				
17,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					14,5	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas				
24,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas					25,0	Arcillas marrones y rojizas con nódulos de carbonato y pequeñas intercalaciones granulares discontinuas				

Asimismo, se ha localizado un estudio geotécnico para viviendas unifamiliares perteneciente a la empresa FCCOAA fechado el 18 de noviembre de 2002, compuesto de 2 calicatas de una profundidad de 5 metros.

Tabla 3. Información sondeos estudio geotécnico

ID	114	σ_{adm} (kg/cm ²)	1,5	Fecha	18-nov-02	ID	114	σ_{adm} (kg/cm ²)	1,5	Fecha	18-nov-02
SONDEO 1						SONDEO 2					
Prof. (m)	Descripción litológica					Prof. (m)	Descripción litológica				
0,0	Suelo vegetal. Arcillas limosas marrones con restos de raíces, material granular y nódulos de carbonatos					0,0	Suelo vegetal. Arcillas limosas marrones con restos de raíces, material granular y nódulos de carbonatos				
0,5	Suelo vegetal. Arcillas limosas marrones con restos de raíces, material granular y nódulos de carbonatos					0,5	Suelo vegetal. Arcillas limosas marrones con restos de raíces, material granular y nódulos de carbonatos				
1,0	Arcillas limosas algo arenosas muy carbonatadas y parcialmente cementadas con nódulos de carbonatos					1,0	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
1,5	Arcillas limosas algo arenosas muy carbonatadas y parcialmente cementadas con nódulos de carbonatos					1,5	Relleno heterogéneo granular limoso con restos cerámicos				
2,0	Arcillas limosas algo arenosas muy carbonatadas y parcialmente cementadas con nódulos de carbonatos					2,0	Arcillas limosas algo arenosas muy carbonatadas y parcialmente cementadas con nódulos de carbonatos				
2,5	-					2,5	Arcillas limosas algo arenosas muy carbonatadas y parcialmente cementadas con nódulos de carbonatos				
3,0	-					3,0	-				
3,5	-					3,5	-				
4,0	-					4,0	-				
4,5	-					4,5	-				
5,0	-					5,0	-				

3.6.1 Clasificación de suelo según norma

La norma NCSE – 02 clasifica el tipo de suelo a tener en cuenta para el cálculo sismorresistente. En función a esta clasificación, y a los resultados de los ensayos geotécnicos se obtiene:

- Suelo Tipo III. Constituido por suelo granular de compacidad media o cohesivo de consistencia firme o muy firme. La velocidad de propagación de las ondas elásticas se encuentra entre 200 m/s y 400 m/s.[2]

4. Edificio prototipo

4.1 Localización

La edificación objeto de estudio se ubica en el sur de España, en la localidad de Atarfe situada al noroeste de la provincia de Granada (Figura 14). Concretamente se encuentra en la calle Río Ebro, desde la vivienda número 17 a 27.

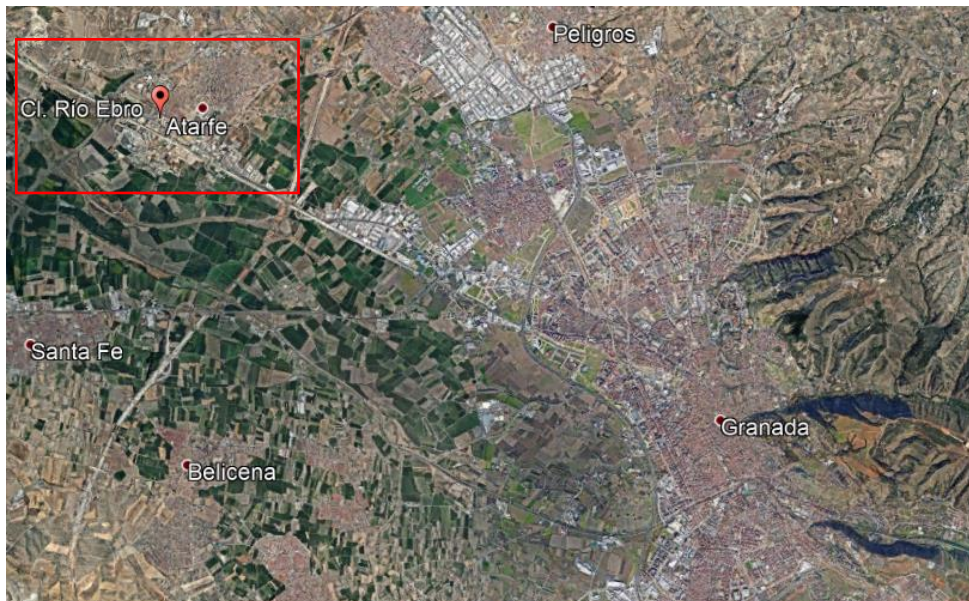


Figura 14. Plano localización Atarfe (Fuente: Google Earth)

4.2 Tipología estructural

La tipología estructural de estudio supone un conjunto de viviendas unifamiliares que se agrupan en una estructura común entre juntas de dilatación (Figura 15). A cada conjunto formado por 6 viviendas unifamiliares se le denomina grupo. Este tipo de construcciones es de uso común en viviendas unifamiliares formando urbanizaciones donde se repite la misma estructura.



Figura 15. Distribución de viviendas en Grupo individual

La construcción data del año 2004, y cada vivienda de grupo con una superficie construida total de entre 215 a 220 m². Esta división se aprecia de forma simétrica en la vista en planta, creando un patrón que se repite en la zona residencial (Figura 16).



Figura 16. Diferentes grupos de viviendas

El límite entre cada grupo, como se ha mencionado anteriormente, es la junta de dilatación como se aprecia en la Figura 17, la cual se encuentra a cota referencial distinta en primera planta en los diferentes grupos.

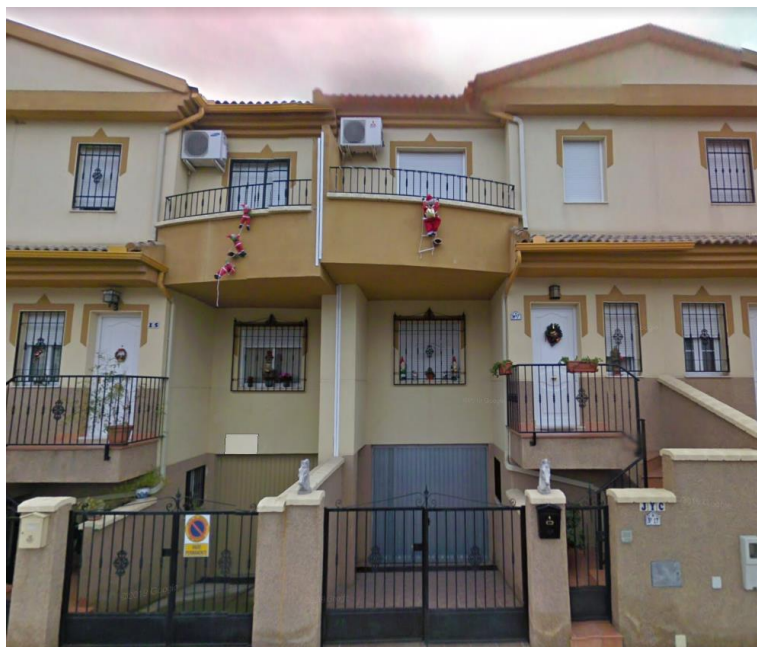


Figura 17. Detalle forjado distinta altura en primera planta

4.2.1 Arquitectura

A continuación se procede a definir la arquitectura individual del conjunto de viviendas entre junta de dilatación denominado Grupo 1 (Figura 16).

Para concretar la arquitectura del edificio se solicitó la consulta de los planos de las viviendas al Ayuntamiento de la ciudad. Tras varias intervenciones se consiguió contactar con el arquitecto encargado, el cual facilitó la obtención del plano arquitectónico constructivo del edificio. No obstante, previamente con la ayuda del tutor se definió una estructura prototipo muy aproximada a la situación real. Los planos mencionados se adjuntan en los anexos del documento.

La edificación se compone una única planta superior además de la planta principal o baja, y una planta de sótano. Al haber realizado un prototipo aislado de una única vivienda, se facilita la modelización del forjado total objeto de estudio.

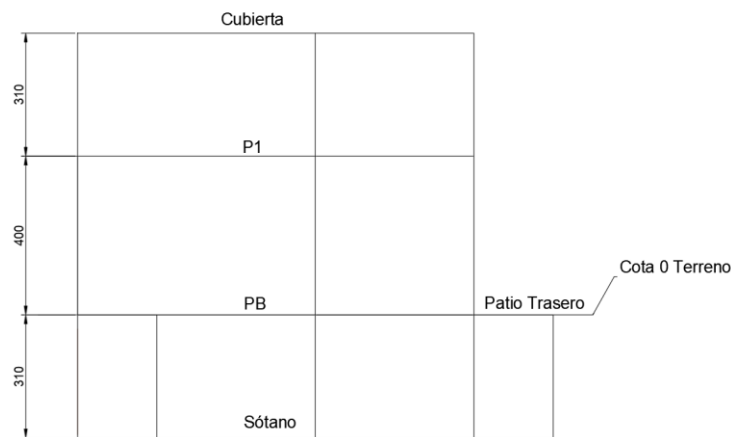


Figura 18. Vista en perfil de altura de plantas

La dimensión del edificio cuenta con 6 metros en fachada para una vivienda única, y 36 metros en dirección longitudinal en planta. El ancho varía en función de la planta debido a que el sótano cuenta con aproximadamente 2 metros adicionales, por lo que la medida transversal total alcanza en planta baja y primera 10 metros, mientras que en planta de sótano llega a los 12 metros. El extremo superior que separa el sótano entre viviendas colindantes se ha supuesto tipo muro de fábrica de ladrillo.

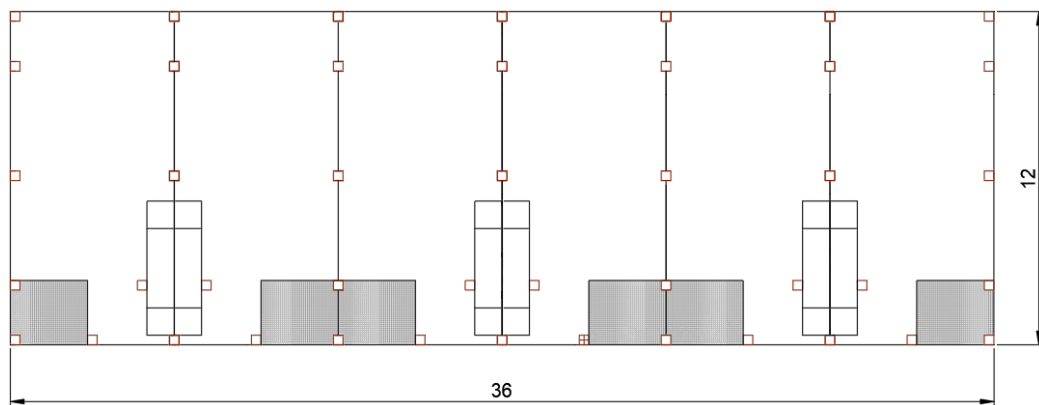


Figura 19. Esquema forjado total 6 viviendas

En perfil, el edificio se compone de una altura a cota de terreno de 7.10 metros, mientras que la planta de sótano se sitúa a 3.10 metros bajo rasante. No obstante, en los cálculos futuros se ha omitido la introducción de la planta bajo rasante a modo de simplificación.

Cabe destacar que en el modelo en CypeCad se ha introducido el hueco de escalera pero no se han incluido las mismas, debido a su nula interacción en los análisis posteriores. No obstante, se han dispuesto los elementos estructurales (vigas y pilares) reflejados en los planos para la zona de escalera.

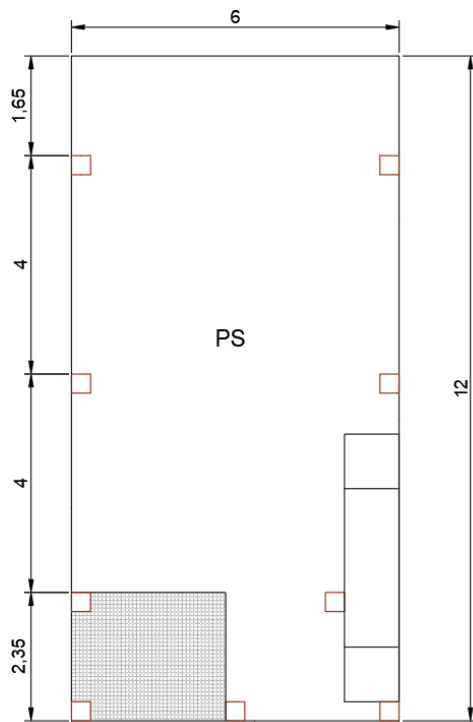


Figura 20. Esquema distribución planta sótano

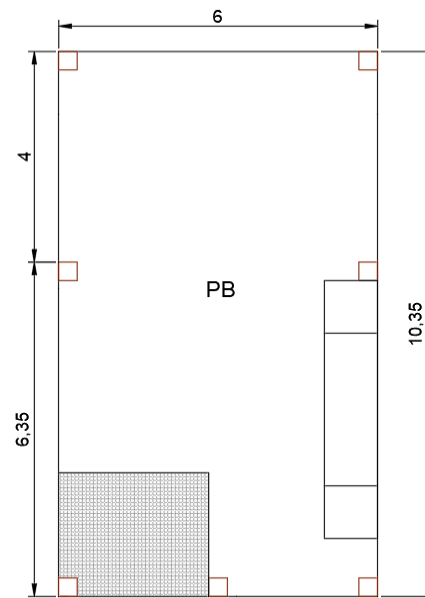


Figura 21. Esquema distribución planta primera

Es importante mencionar que CypeCad en la modelización y cálculo no considera deformación del suelo en planta de sótano, es decir, no considera deformación del suelo bajo carga sísmica, por lo que se estima el suelo como infinitamente rígido. Este tipo de suposición es una aproximación que se suele utilizar en los modelos en los que el suelo no se deforma, como es el caso a analizar.

4.3 Cálculo del edificio prototipo en CypeCad

Para el cálculo y dimensionamiento de la estructura en CypeCad se definen los materiales empleados

4.3.1 Materiales

Se caracterizan los materiales empleados así como sus parámetros fundamentales para el cálculo en CYPECAD.

- **Acero:**

Dispuesto en armadura de vigas, pilares, y forjado. Se emplea acero B400S.

- **Hormigón:**

Dispuesto en armadura de vigas, pilares, y forjado. Se emplea hormigón HA-25, con un tamaño de árido de 15 mm.

4.3.2 Secciones

A continuación se introducen los elementos estructurales empleados.

- **Pilares**

Se distribuye un total de 44 pilares (Figura 22) a lo largo de todo el forjado.

Tabla 4. Tamaño pilares empleados

	Dimensión
Pilares pórtico frontal	35 x 35 cm
Pilares pórtico intermedio	50 x 50 cm
Pilares pórtico superior	45 x 45 cm
Pilares muro sótano	35 x 35 cm

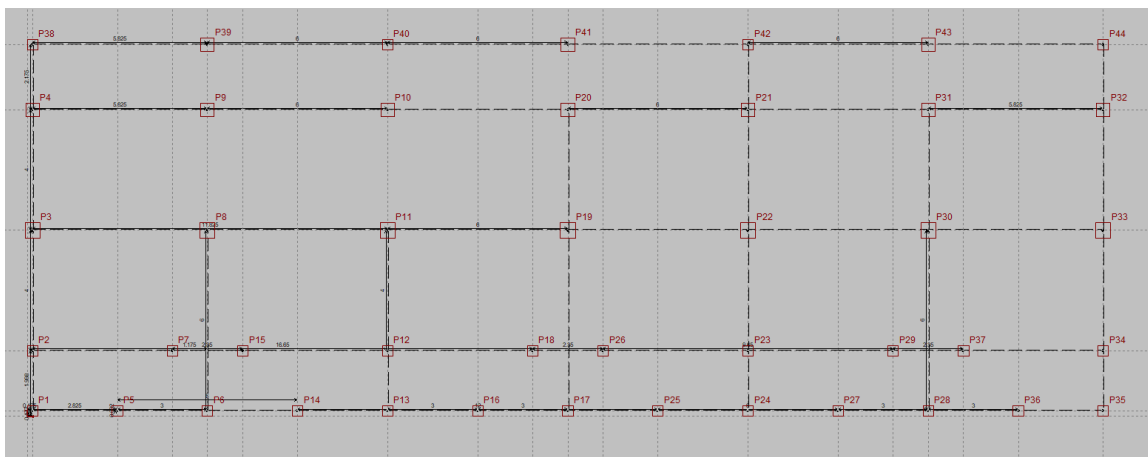


Figura 22. Distribución pilares en planta CypeCad

- Vigas

Se disponen vigas planas con un canto de forjado de 35 centímetros, variando el ancho de las mismas desde 35 a 55 cm. Es destacable mencionar que las vigas de la hilera central en la planta superior se han introducido descolgadas para evitar sobredimensionar el tamaño de los pilares.

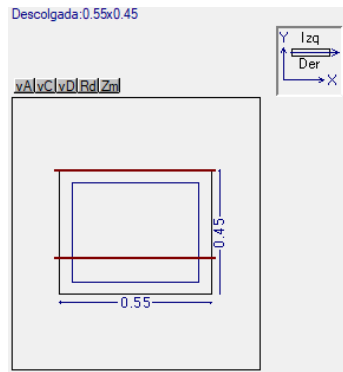


Figura 23. Viga descolgada CypeCad

4.4 Análisis sísmico

La normativa de aplicación debe de comprender el cálculo y dimensionamiento de estructuras con capacidad de resistencia frente a las acciones gravitatorias y sísmicas. Es por ello que es de obligado cumplimiento la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).[2]

4.4.1 Cálculo según norma sismorresistente NCSE – 02

El espectro de respuesta asocia para cada modo de vibración 6 grados de libertad (6GDL) en cada uno de los nodos estructurales, pudiendo simplificarse a 3GDL en el caso de una estructura de gran rigidez o de soportes continuos.

La norma sismorresistente española (NCSE – 02) proporciona un espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración (S_{pa}), el cual para un determinado sismo producido determina los valores de respuesta normalizados por la aceleración de cálculo (a_c).

$$\alpha(T) = \frac{S_{pa}(T)}{a_c}$$

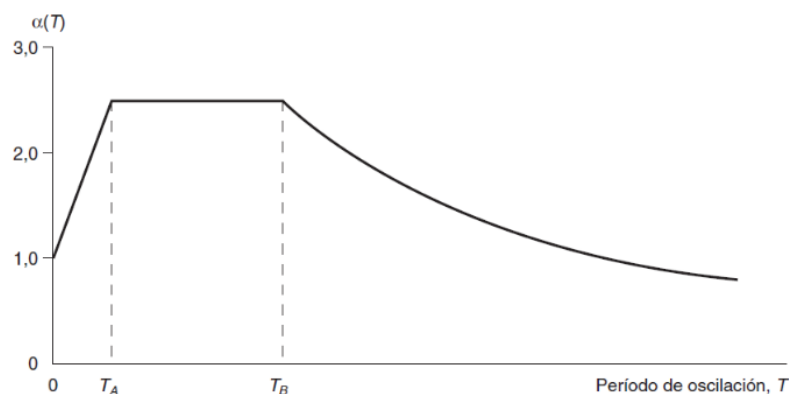


Figura 24. Espectro elástico de respuesta[2]

Siendo:

- T_A, T_B : periodos característicos de respuesta

$$T_A = \frac{K * C}{10}$$

$$T_B = \frac{K * C}{2,5}$$

- K: coeficiente de contribución. Depende de la influencia de los terremotos zonales.
- C: coeficiente del terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación (Tipo de suelo).

Del mismo modo, las aceleraciones cuentan con un coeficiente de amortiguamiento de referencia igual al 5% respecto del crítico, determinado por los periodos característicos frente al periodo de oscilación.

4.4.2 Aceleración sísmica de cálculo

Determina el valor característico de la aceleración sísmica de cálculo. Viene indicado según norma y se obtiene mediante:

$$a_c = S * \rho * a_b$$

Siendo:

- ρ : coeficiente adimensional de riesgo. Para viviendas de importancia normal (caso analizado): $\rho = 1$, para un periodo de vida de 50 años.
- S: coeficiente de amplificación del terreno

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33(\rho * \frac{a_b}{g} - 0,1)(1 - \frac{C}{1,25})$$

- a_b : aceleración sísmica del terreno.

Cabe destacar que la norma excluye de su aplicación aquellas construcciones de importancia normal o especial de aceleración básica inferior a 0.04g (siendo g la aceleración de la gravedad).

$$a_b < 0,04g$$

La propia norma NCSE-02 incorpora un mapa de aceleración básica del suelo para determinar su ámbito de aplicación.

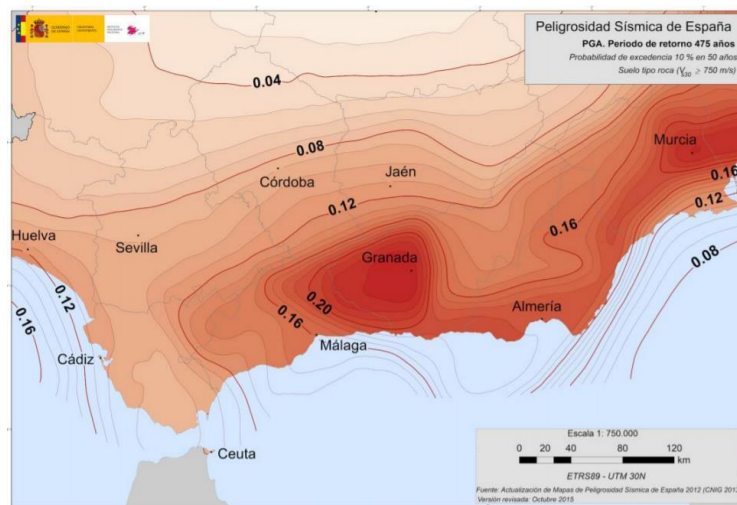


Figura 25. Mapa de peligrosidad sísmica de España; aceleración máxima del suelo para periodo de retorno de 475 años (Fuente: IGN, 2015)

La zona de estudio considerada cuenta con un valor de aceleración básica de 0,24g (Figura 26).

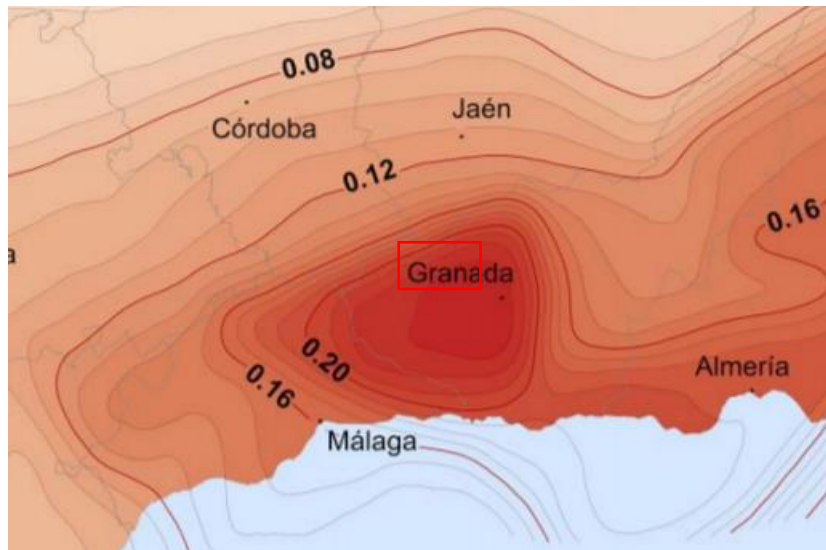


Figura 26. Detalle zona Atarfe aceleración sísmica (Fuente: IGN, 2015)

4.4.3 Cálculo de desplazamientos

En el método espectral de la norma, el desplazamiento aplicable al modo de vibración n queda definido como:

$$[v_{max,n,elpl}] = [v_{y,n}] * \mu = [\phi_n] * \frac{L_n S_{pa'}}{M_n \omega^2} * \mu$$

El valor de aceleración S_{pa} queda dividido por μ en régimen elástico ($S_{pa'}$). Es de interés mencionar que al proyectar un edificio con un valor de $S_{pa'}$ implica que aparece plastificación según la Regla de Igual Desplazamiento, por lo que el desplazamiento total último es el que resulta de multiplicar μ por el obtenido en cálculo elástico.[1]

4.4.4 Periodo fundamental y modos de vibración

El análisis mediante espectro de respuesta definido previamente requiere la combinación ponderada de las sollicitaciones obtenidas para cada modo de vibración de la estructura.

El término modo de vibración se refiere al desplazamiento relativo entre nudos que conforman una estructura. Lleva asociado el factor de distribución η_{ij} , referente al modo de vibración i de la masa m en el grado de libertad j .

En cada caso se considera el número de modos de vibración con contribución significativa siendo los mínimos considerados:

- Tres modos de vibración: modelos planos de estructuras de pisos.
- Cuatro modos de vibración: modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y dos rotacionales.
- Todos los modos de vibración: aquellos de periodo superior a T_A

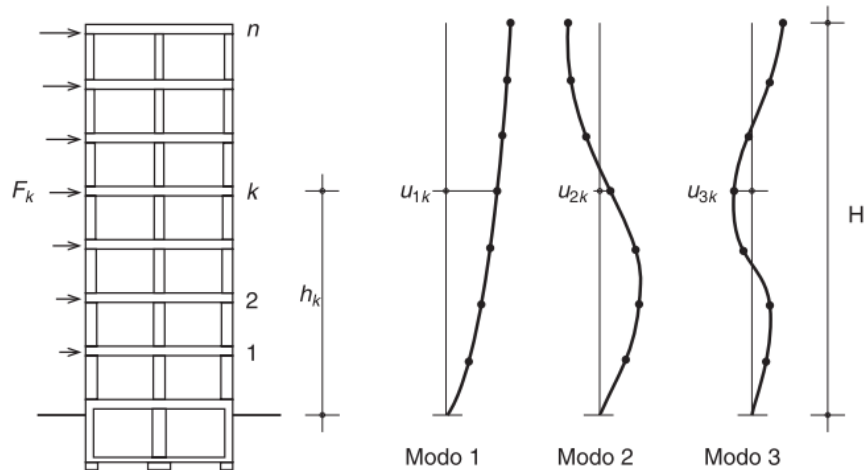


Figura 27. Modos de vibración

El vector modo de vibración mencionado anteriormente se obtiene al dividir cada componente entre el valor más alto del mismo, siendo este de valor igual a 1. Se expresa mediante:

$$[\phi_n] = \begin{bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \vdots \\ \phi_{ni} \end{bmatrix}$$

A continuación se define el periodo fundamental, el cual establece el número de modos de vibración a considerar.

Según norma NCSE – 02, se obtiene el periodo fundamental de una estructura o construcción mediante:

$$T = 0,09 * n \text{ (s)}$$

Siendo:

- n : número de plantas del edificio.

Se considera:

- Si $T > 1,25$ s: se consideran primer, segundo y tercer modo de vibración.
- Si $0,75$ s $< T \leq 1,25$ s: se considera primer y segundo modo de vibración.
- Si $T \leq 0,75$ s: se considera únicamente primer modo de vibración.

En el cálculo estructural planteado se considera:

$$T = 0,09 * n (s)$$

$$n = 2 \text{ plantas}$$

Por lo tanto:

$$T = 0,09 * n = 0,09 * 2 = 0,18 s$$

$$T = 0,18 s < 0,75s: \text{primer modo de vibración}$$

Significativamente se analizarán el primer y segundo modo de vibración pese a que por norma se indique solo el primero de estos.

4.5 Normativa aplicable

En la definición del edificio en CypeCad, se debe determinar la normativa aplicable en el cálculo estructural, ya que el propio software realiza el dimensionamiento en función a la misma. Principalmente, se fija la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-98 (actualmente EHE-08), debido a que la proyección del edificio se realizó en el año 2004. Adicionalmente, se aplican:

- Código Técnico de la Edificación (CTE)[5]
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y de edificación (NCSE-02)[2]
- Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE)[6]

4.6 Acciones y cargas

Para el dimensionamiento de la estructura en el software CYPECAD, se han de definir e introducir las cargas consideradas tanto en forjado como en cubierta.

4.6.1 Forjado

Según normativa de referencia (CTE) se consideran las cargas permanentes:

- Peso propio tabiquería: 1 kN/m²
- Pavimento y falso techo: 1.5 kN/m²
- Cerramiento exterior, muro capuchino: 7 kN/m²
- Sobrecarga de uso: 2 kN/m²

4.6.2 Cubierta

- Según normativa de referencia (CTE) se considera:
- Peso propio cubierta: 3 kN/m²
- Sobrecarga: no aplica (cubierta no transitable)
- Carga Nieve: 0,5 kN/m²
- Carga viento: zona W, situación normal (según NTE-ECV)

Una vez definidas las acciones y cargas, además de la normativa, se especifican los parámetros relacionados en el cálculo de la acción sísmica en CypeCad (NCSE-02 España)(Figura 28):

- Aceleración básica del suelo (a_b): 0.24g
- Construcción de importancia normal
- Tipo de suelo: Tipo III
- Ductilidad baja: $\mu = 2$
- Efectos de la componente vertical sísmica: coeficiente de modificación = 0.21

Al tratar con una aceleración básica del suelo $a_b = 0,24g > 0.16g$, se emplea el criterio de ductilidad alta o muy alta en las barras de armado de acero (según norma NCSE-02).

A continuación se introduce la configuración en el cálculo de CypeCad para la acción sísmica:

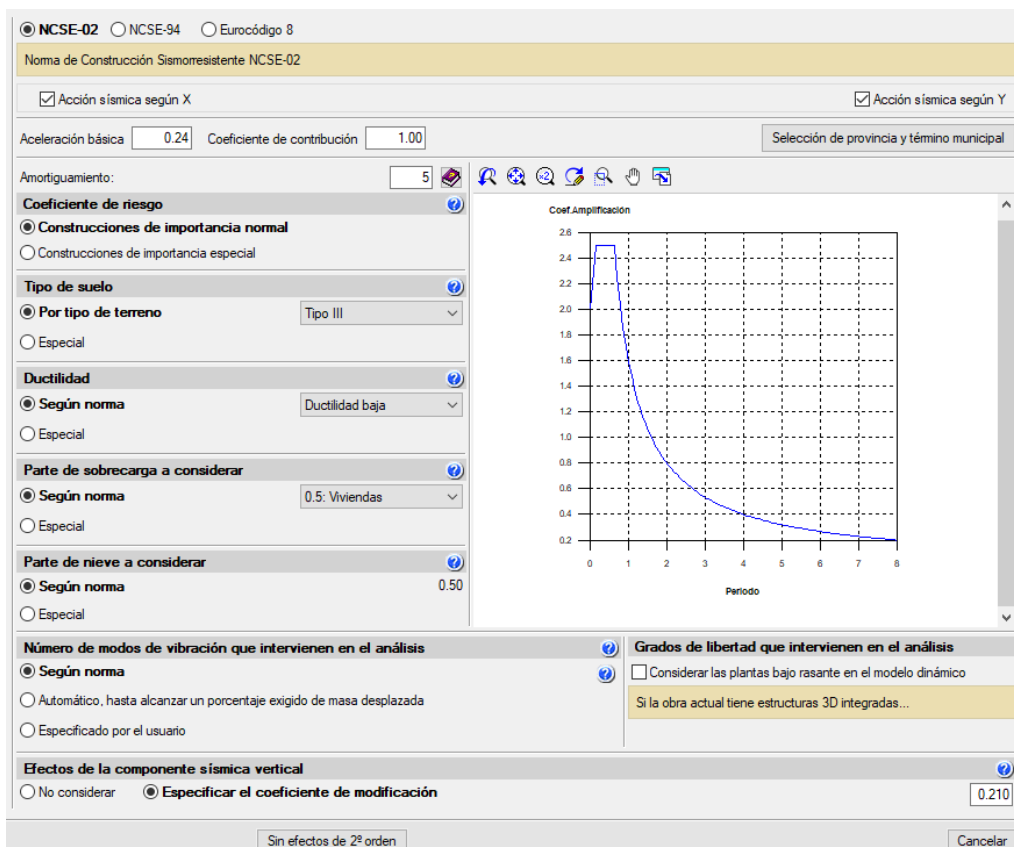


Figura 28. Parámetros de cálculo sísmico CypeCAD

Se detalla la configuración de cada una de las plantas dimensionadas:

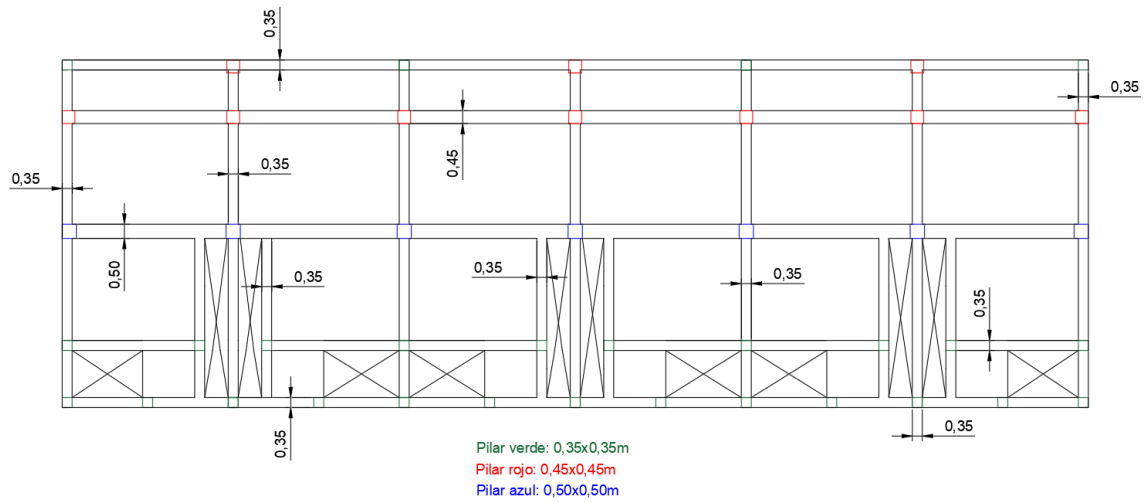


Figura 29. Configuración vigas y pilares planta de sótano

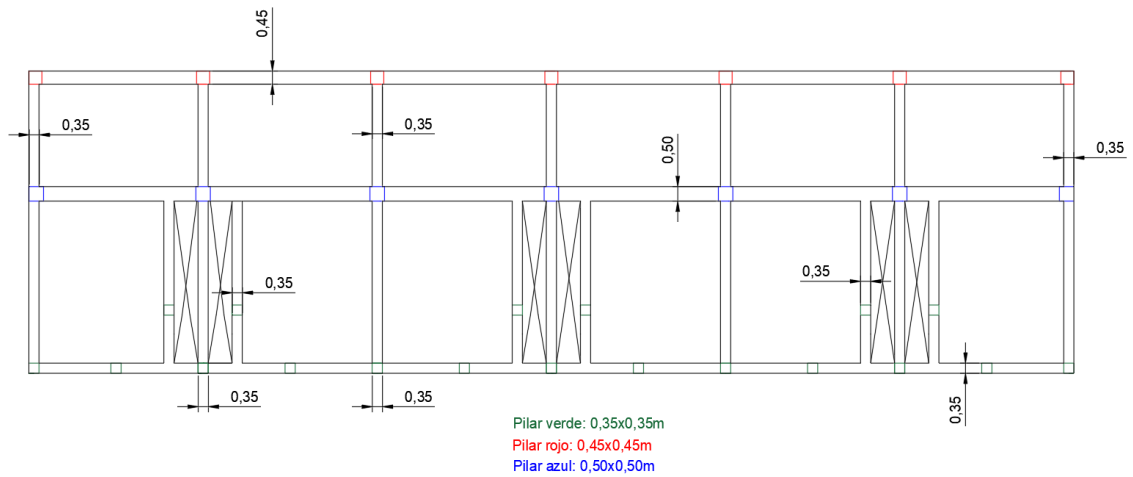


Figura 30. Configuración vigas y pilares planta baja

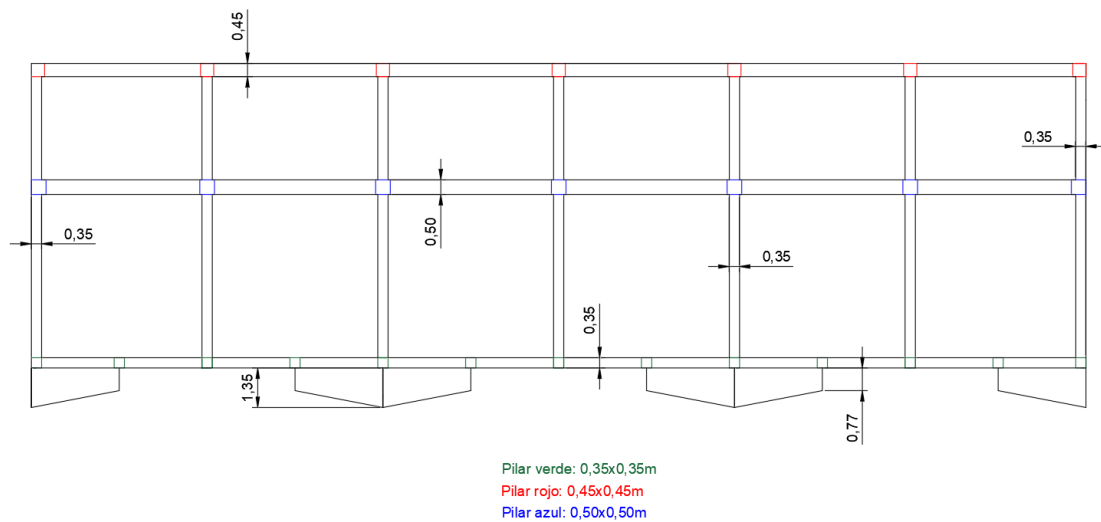


Figura 31. Configuración vigas y pilares planta primera

Realizado el cálculo y dimensionamiento estructural resistente al sismo se procede a la obtención de los planos más representativos de vigas y pilares. Se incluyen en el anexo los cuadros de vigas y pilares mencionados anteriormente.

P1

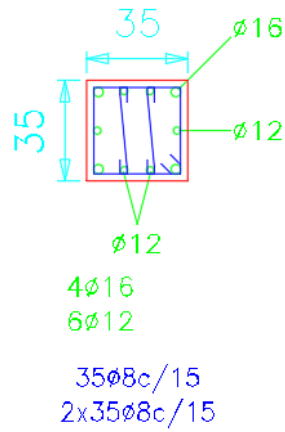


Figura 32. Detalle armado plano pilar

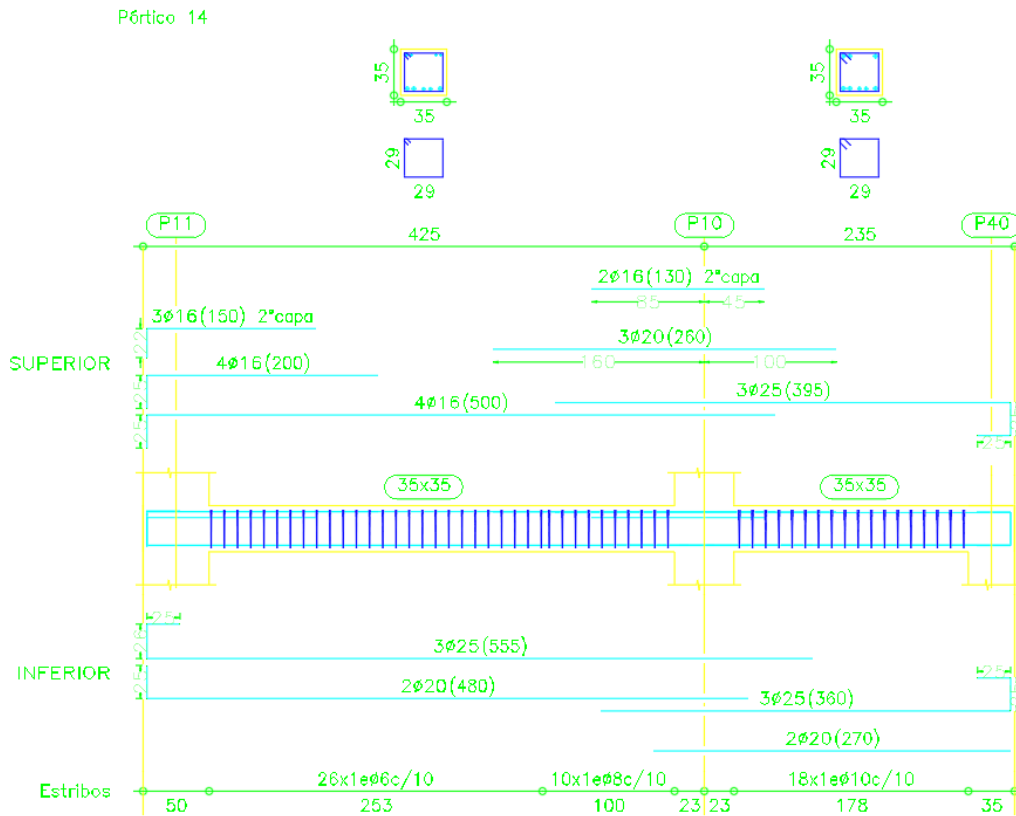


Figura 33. Detalle armado plano viga

Del dimensionamiento y cálculo en CypeCad se ha obtenido el modelo:



Figura 34. Alzado modelo estructural 3D CypeCad



Figura 35. Perfil modelo estructural 3D CypeCad

6. Modelo de elementos finitos

Tras haber determinado y calculado el edificio prototipo, se lleva a cabo la definición y estudio del modelo geométrico. La siguiente etapa viene dada por tres fases de análisis: preproceso, proceso y postproceso. Para el proceso de cálculo se emplea el software libre OpenSees de la Universidad de Berkeley, California. La herramienta “GiD” se utiliza para las fases de pre y postprocesado.

En la realización del modelo se han realizado simplificaciones del prototipo real a fin de evitar problemas de cálculo. Asimismo, la integración de vigas y pilares se ha obtenido a través de la configuración estructural de CypeCad.

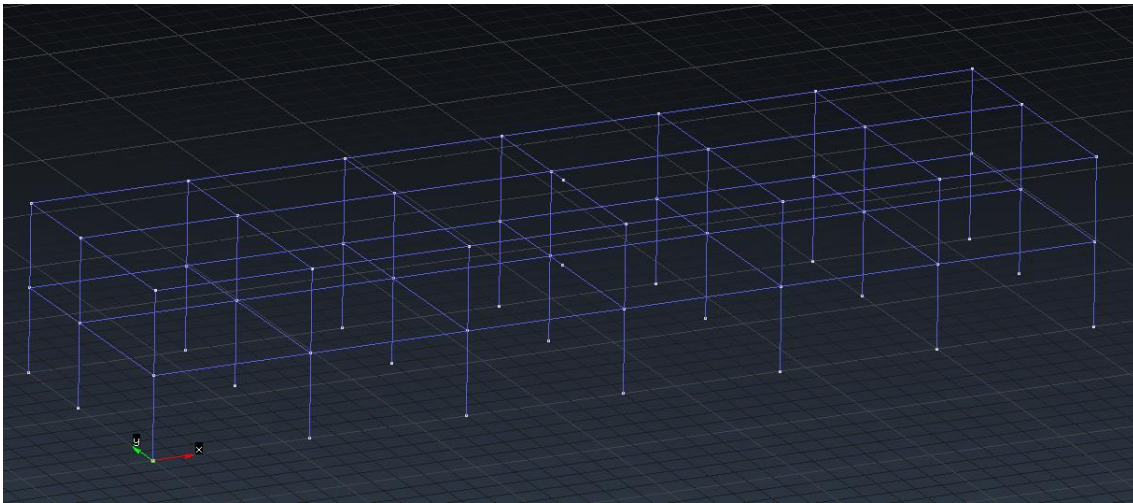


Figura 36. Modelo estructural prototipo en OpenSees

En el modelo de elementos no se ha introducido la planta de sótano debido a que no se considera la deformación del suelo, por lo que si esta es considerada, se estaría ante un modelo de interacción suelo-estructura, es decir, se estima el suelo como infinitamente rígido. Este tipo de suposición es una aproximación que se suele utilizar en los modelos en los que el suelo no se deforma, como es el caso a analizar.

6.1 Definición de materiales

La modelización incluye la previa definición de los materiales de acero y hormigón a emplear. Adicionalmente, se han incluido valores de parámetros aportados por el tutor procedentes de estudios y ensayos experimentales para una mejor definición de estos materiales.

6.1.1 Hormigón

Se emplea hormigón HA-25, por lo que se definen los parámetros fundamentales siguientes:

Tabla 5. Definición parámetros hormigón

Resistencia a compresión f_{cp}	25 Mpa
Deformación a resistencia máx e_{psc0}	3E-03
Resistencia al aplastamiento f_{pcu}	0
Deformación al aplastamiento e_{pscU}	1,50E-02

El valor de la resistencia al aplastamiento del hormigón f_{cpu} viene dada por la consideración de la nula resistencia del hormigón a tracción.

6.1.2 Acero

Se emplea acero B400S, por lo que se definen los parámetros fundamentales siguientes:

Tabla 6. Definición parámetros acero

Resistencia acero (MPa)	25 Mpa	
Módulo de Young (Gpa)	3E-03	
Endurecimiento por deformación (ratio b)	0	
Transición rama elástica - plástica	R0	18.5
	CR1	0.925
	CR2	0.15

6.2 Definición de secciones

Las secciones de vigas y pilares vendrán definidas mediante modelos de fibras. Principalmente, se subdivide el elemento en áreas de menor tamaño donde se consigue una mayor precisión de análisis del reparto por área de fuerzas, tensiones y deformaciones producidas.

Se emplea el tipo de integración de Gauss-Lobatto, donde la distribución de la plasticidad en todo el elemento queda definida mediante puntos de Gauss, estableciéndose tres de estos en:

- Extremo superior e inferior: comportamiento no-lineal del elemento finito
- Centro sección: comportamiento no-lineal del elemento finito

El modelo de fibras está constituido por un área cuadrada para no generar distorsiones entre la mayor y menor dimensión de la sección. Se ha establecido la subdivisión en un modelo de 15 x 15 fibras (Figura 37). Ambos elementos estarán definidos por el tipo Force-Based Beam-Column, donde las secciones planas permanecen planas tras la deformación.

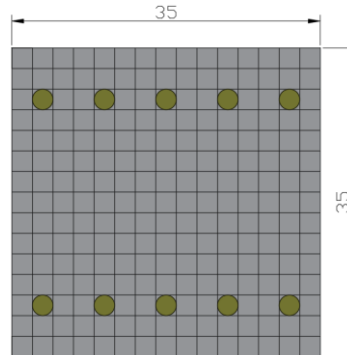


Figura 37. Detalle modelo fibras pilar

6.2.1 Pilares

Se definen como rectangular column, introduciendo el número de redondos de acero por cara X e Y (Figura 38). Las secciones quedan diferenciadas mediante las dimensiones de las mismas, habiéndose empleado pilares unificados para cada forjado de:

- 35 x 35 cm: pórtico frontal
- 50 x 50 cm: zona central
- 45 x 45 cm: pórtico trasero

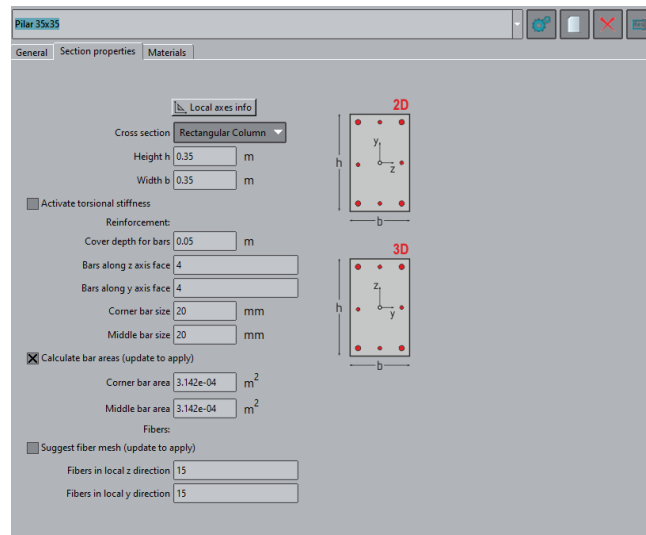


Figura 38. Definición pilar en OpenSees

6.2.2 Vigas

Se definen como rectangular beam. La asignación del área en vigas se produce tras la discretización de los elementos, lo que permite introducir una distinción entre las secciones extremas y las de centro de vano (Figura 39). Finalmente, las vigas quedan definidas por tres elementos finitos de diferente sección, aproximando el modelo a las condiciones reales de armado.

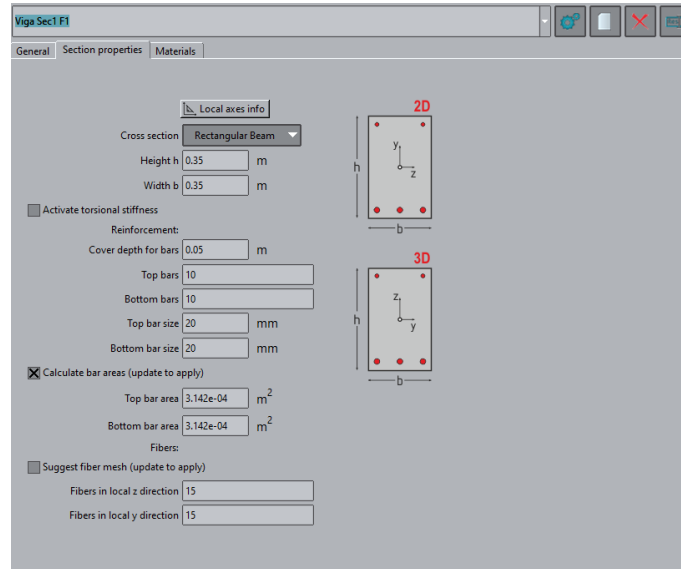


Figura 39. Definición viga OpenSees

6.3 Matriz de masas

La matriz de masas constituye la representación de la masa de los forjados en un punto del mismo, situado en su centro de gravedad, o la distribución de la propia masa asociada a cada pilar para cada forjado.

En el método empleado la obtención de la masa se ha realizado mediante reparto de carga asociada a cada pilar por diferencia de axiles o carga soportada por los mismos entre cada planta. Del mismo modo, el nodo asociado al centro de gravedad de cada forjado no dispondrá de masa asociada.

Se aplica la siguiente formulación para definir la masa en toneladas de cada nodo:

$$\text{Masa nodo pilar} = \frac{N_i - N_{i+1}}{g} (\text{ton})$$

De donde:

- $N_i \rightarrow$ Axil base pilar (kN)
- $N_{i+1} \rightarrow$ Axil cabeza pilar (kN)
- $g \rightarrow$ Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Se define:

$$N_i = N_p + (\gamma * N_{sc})$$

Siendo:

- N_p → Axil carga permanente pilar (kN)
- N_{sc} → Axil sobrecarga de uso (kN)
- $\gamma = 0,5$ → factor de reducción según norma para cargas no permanentes

6.4 Cargas en vigas

Las cargas gravitatorias aplicadas sobre vigas de carga y borde, quedan definidas por áreas tributarias. En este caso, las vigas de carga soportan las cargas permanentes, las sobrecargas de uso y cerramiento, mientras que el resto de vigas de borde únicamente se verán sometidas a la carga de cerramiento.

Se emplea Según CTE:

$$\text{Combinación cargas viga} = \gamma_1 * [(Q_p * a) + q_c] + (\gamma_2 * \psi * Q_{sc} * a)$$

de donde:

- γ_1 : factor de reducción carga permanente = 1
- Q_p : carga permanente forjado (kN/m²)
- a : área tributaria
- q_c : carga lineal cerramiento exterior = 7 kN/m
- γ_2 : factor sobrecarga de uso = 0,3
- ψ : coeficiente de simultaneidad = 0,3
- Q_{sc} : sobrecarga de uso (kN/m²)

Valores obtenidos:

Tabla 7. Cargas aplicadas en vigas

	Forjado	Cubierta
Carga lineal viga superior (kN/m)	23.4	14.2
Carga lineal viga intermedia (kN/m)	41	36.1
Carga lineal viga inferior (pórtico frontal) (kN/m)	31.6	21.3
Carga lineal viga borde (kN/m)	7	-

6.5 Diafragma rígido

Si los forjados actúan como diafragma rígido en su plano, los grados de libertad en cada planta se reducen a dos desplazamientos horizontales según ejes ortogonales, y un giro de eje vertical. Sin embargo, si se considera un único grado de libertad, el conjunto actúa con un desplazamiento único, siendo nula la deformación en el plano horizontal.[1]

Se considera diafragma rígido cuando se cumple la relación:

$$\frac{L}{h} < 4$$

siendo:

- B: longitud total vivienda (mayor longitud forjado)
- h: ancho total vivienda (menor longitud forjado)

Donde al introducir las dimensiones de los forjados queda:

$$\frac{L}{h} = \frac{36}{10} = 3,6$$

Se comprueba la condición, por lo que queda justificada su aplicación. Para ello, se define la posición del centro de gravedad de cada forjado para cada planta, donde se introducirá el “nodo maestro” (Figura 40). El resto de nodos en los elementos horizontales serán del tipo “nodos esclavos” (Figura 41), donde queda restringido el movimiento horizontal en el plano XY.

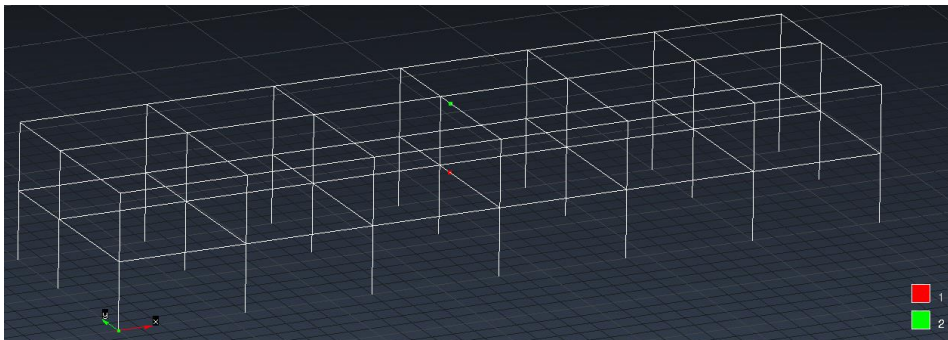


Figura 40. Identificación nodos maestros de cada forjado

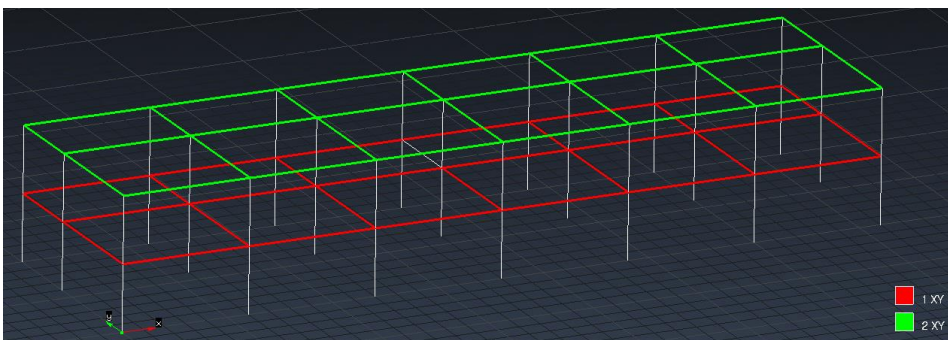


Figura 41. Identificación elementos lineales esclavos

6.6 Condiciones de contorno

Se establece el empotramiento de los pilares de planta baja en la cimentación, donde quedan restringidos de los desplazamientos y giros en los 6 grados de libertad asociados:

- Desplazamiento eje X
- Desplazamiento eje Y
- Desplazamiento eje Z
- Rotación eje X
- Rotación eje Y
- Rotación eje Z

A continuación se incluye el modelo con las condiciones impuestas de masas en nodos de pilares, carga distribuida lineal en vigas y empotramiento en planta baja.

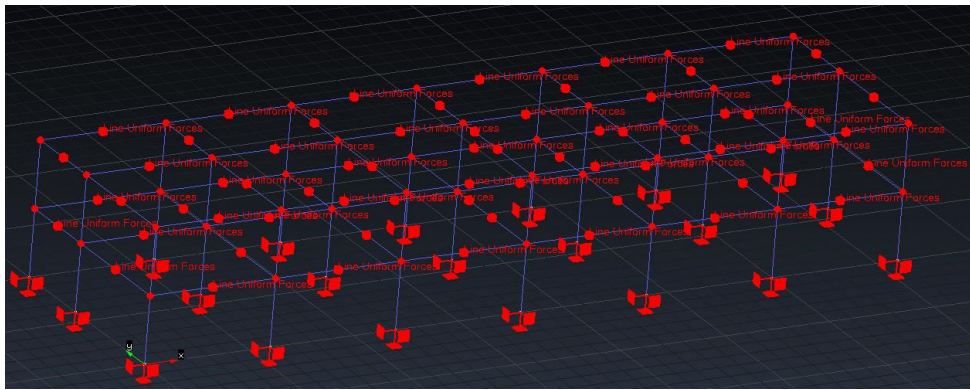


Figura 42. Aplicación condiciones de contorno modelo

6.7 Mallado (Mesh)

Tras haber realizado la definición estructural, se procede a la discretización de la estructura donde cada elemento lineal queda subdividido en 3 elementos finitos. Este proceso se determina como “*Mesh*” o mallado y se desarrolla en la fase previa a la introducción de las secciones en vigas.

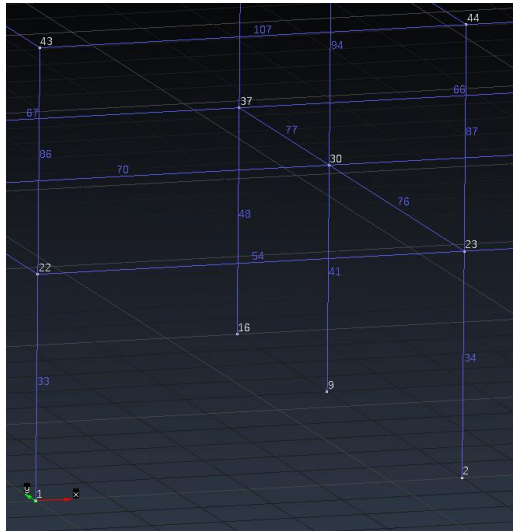


Figura 43. Definición de nodos y elementos lineales

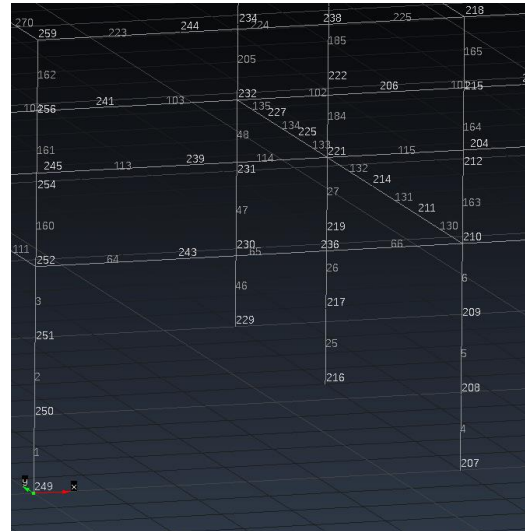


Figura 44. Definición de nodos y elementos lineales post-mallado

7. Análisis bajo carga sísmica en el modelo de elementos finitos

En este capítulo se pretende mostrar el cálculo realizado en el modelo de elementos finitos descrito en el apartado anterior. Para ello se realizan cuatro fases de cálculo:

1. Análisis bajo cargas gravitatorias y análisis de valores propios.
2. Empuje incremental por control de fuerzas y desplazamientos en eje X (pushover) en régimen no-lineal.
3. Empuje incremental por control de fuerzas y desplazamientos en eje Y (pushover) en régimen no-lineal.
4. Análisis dinámico asociado al sismo con terremotos reales en régimen no-lineal.

El método de cálculo general será el de Krylov-Newton.

Es necesario mencionar que en los consecuentes apartados, la planta 2 mencionada en gráficas y análisis de resultados está referida a la primera planta del edificio real, mientras que la planta 1 mencionada queda referenciada a la planta baja del edificio en cuestión.

7.1 Análisis modos vibración

El análisis de los modos de vibración o análisis modal se ejecuta mediante el primer intervalo denominado estático o de valores propios. Este análisis cobra importancia ya que permite definir los modos de vibración de la estructura así como los respectivos periodos asociados a cada modo.

El tratamiento de la información obtenida se estudia en comparativa con el cálculo según normativa sismorresistente NCSE – 02 en CypeCad.

Los valores obtenidos son los siguientes:

Tabla 8. Modos de vibración y periodos asociados

	Periodo OpenSees	Periodo CypeCad	Masa movilizada	Dirección
Modo de vibración 1	0,448 s	0,576 s	92,35%	Y
Modo de vibración 2	0,442 s	0,539 s	78,74%	X

Se observa una variación en torno al 20% de los valores obtenidos en CypeCad y OpenSees. Esta variación es admisible, debido a que se debe principalmente a las simplificaciones realizadas en la estructura. Se emplearán principalmente los modos de vibración 1 y 2 siendo estos los que más masa movilizada abarcan (superior al 75%).

De igual modo, la desviación de los periodos no está relacionada con la rigidez de las barras, si no con las masas consideradas, debido a que se ha introducido menos masa (en OpenSees) de la que considera CypeCad.

7.2 Análisis de empuje incremental en eje X

Se define como análisis de empuje incremental *Pushover* al método de cálculo estático no lineal que ofrece información sobre la resistencia y capacidad de deformación de la estructura. La principal premisa es conocer el comportamiento de los elementos estructurales de cara a estados de plastificación y rotura (colapso estructural).

El estudio realizado de análisis de empuje incremental se desarrolla mediante control de fuerzas y desplazamientos, donde se somete a la estructura a una serie de cargas horizontales a fin de conocer el desplazamiento máximo en los ejes X e Y, así como la capacidad máxima de plastificación de la misma.

Se calcula:

$$\text{Fuerza aplicada por planta} = F_i = F_b * \frac{z_i}{\sum z_i}$$

De donde:

- F_b : cortante basal de planta = 1 kN
- z_i : altura de planta considerada

La aplicación de las fuerzas se realiza en el centro de gravedad de cada de cada planta, siguiendo una distribución triangular inversa. Asimismo, la sumatoria total de las fuerzas aplicadas debe ser igual a 1.

Se obtiene

$$F_1 = 1 * \frac{3,10}{3,10 + 4} = 0,44 \text{ kN}$$

$$F_2 = 1 * \frac{4}{3,10 + 4} = 0,56 \text{ kN}$$

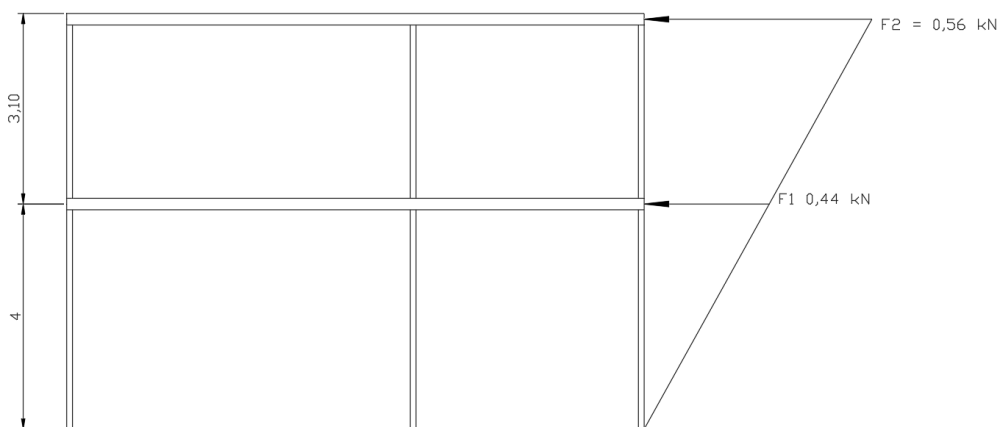


Figura 45. Distribución triangular inversa de cargas

7.2.1 Pushover dirección X

Como se ha mencionado previamente, se analiza el cálculo de empuje incremental sobre el eje X global de la estructura. Para ello se define el cortante basal en kN, el cual representa el cortante máximo aplicado sobre la estructura. Se obtiene:

Tabla 9. Comparación Cortante basal Pushover X

Cortante basal máximo - CypeCad (kN)	Cortante basal máximo - OpenSees (kN)
3817,70	6333,72

La diferencia de valores se estima como resultado de las simplificaciones estructurales realizadas en el modelo de elementos finitos (OpenSees). El cortante basal calculado en CypeCad (listado de acción sísmica) supone el 1,40% sobre el valor obtenido en OpenSees.

Analizando la diferencia observada, se deduce que la variación de cortante basal máximo entre el cálculo en CypeCad y OpenSees se debe a la diferencia de armadura. Es decir, se ha considerado una mayor cantidad de armado en el modelo de elementos finitos en la unificación de la propia armadura. En el proceso de modelado en OpenSees se ha escogido para cada tamaño de pilar, el que tiene más armadura (el más desfavorable) y se ha unificado al resto. Lo ideal en modelos simples de pilares es coger la armadura real para cada caso.

En cuanto al desplazamiento máximo producido (planta superior), se realiza una gráfica que relaciona el valor del cortante basal con el propio desplazamiento, así como la diferenciación del dominio del rango elástico y plástico de la deformación.

El cálculo se desarrolla con una aplicación del 60% del cortante basal máximo, así como una línea de intersección horizontal y diagonal, en cuya intersección se encuentra el rango plástico

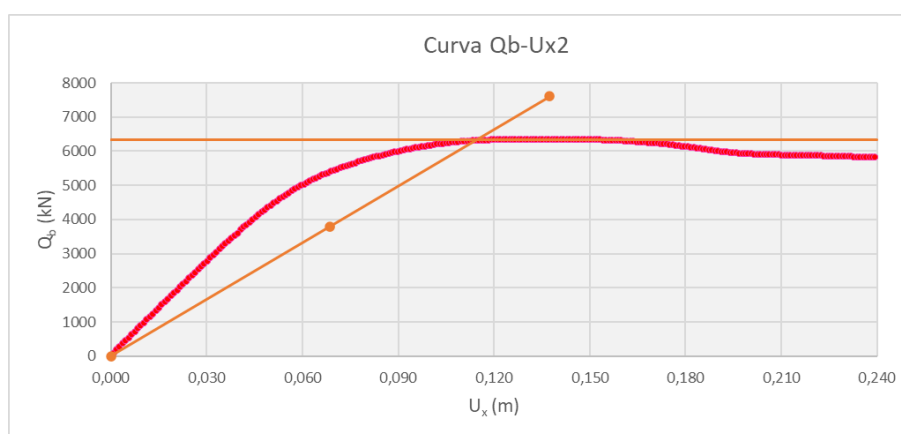


Figura 46. Curva cortante basal - desplazamiento planta 2 en dirección X

Analizando la gráfica se observa que el valor del desplazamiento donde la estructura empieza el rango elástico es de 0,113 metros. De igual forma, se obtiene el valor correspondiente al desplazamiento máximo igual a 0,237 metros.

Al dividir el desplazamiento dado al comienzo de la plastificación entre el obtenido en el momento de rotura (desplazamiento máximo):

$$\frac{0,237}{0,11} = 2,09 \approx 2$$

Por lo que, en lo referente a la ductilidad aplicada igual a 2, se cumple que en el cálculo se va a reducir el cortante máximo aplicado a su mitad, pero se aplica el mismo factor de amplificación al desplazamiento (método espectral de la norma, desplazamiento del modo de vibración n).[1]

$$[v_{max,n,elpl}] = [v_{y,n}] * \mu = [\phi_n] * \frac{L_n S_{pa'}}{M_n \omega^2} * \mu$$

Al analizar la relación del cortante basal con el desplazamiento relativo con respecto a la altura total del edificio se obtiene:

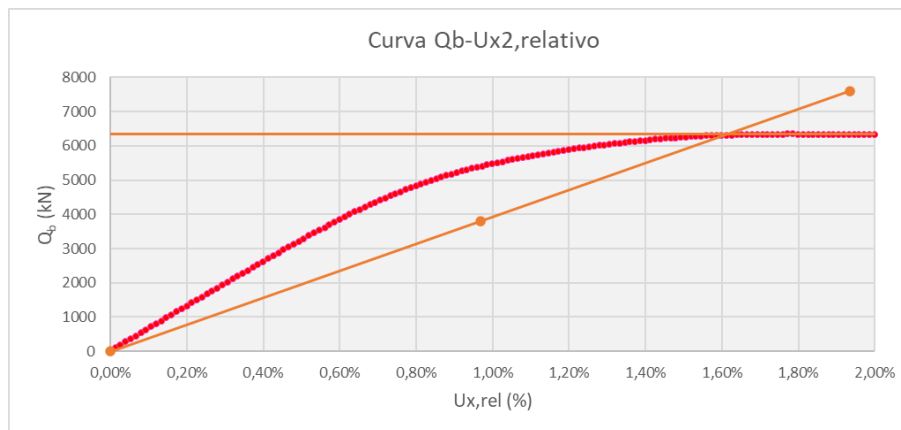


Figura 47. Curva cortante basal - desplazamiento relativo planta 2 en dirección X

Observando la gráfica y operando como en el caso anterior, la plastificación se alcanza al 1,60% de desplazamiento respecto del total, así como un 3,38% cuando se llega a la rotura o colapso.

Mediante la herramienta GiD de postprocesado, se obtiene una representación gráfica del desplazamiento producido como consecuencia del análisis de empuje incremental en dirección X aplicando un factor de amplificación (visual) igual a 6.

La deformación observada se puede clasificar como mecanismo de planta de débil, siendo esta la planta inferior.



Figura 48. Desplazamiento X OpenSees

Comparando lo obtenido en el análisis de empuje incremental con lo sucedido en la estructura real, se puede comprobar que, efectivamente, la estructura sufre daño en planta baja.

Gracias a la intervención del tutor, que pudo visitar la zona afectada durante febrero de 2021, se obtienen imágenes de los daños aparentes causados por los sismos en fachada. La estructura se ve afectada únicamente en planta baja (como cabía esperar) apareciendo dos roturas en diagonal en la facha principal.

Como se aprecia en el Pushover en dirección X (dirección más afectada), se genera un mecanismo de planta débil, el cual en la realidad no llega a rotura si no a fracturación debido a los muros rigidizadores que incorpora, elemento que no se ha modelizado en OpenSees por problemas de obtención de resultados.

Las roturas generadas en fachada simplemente es un golpe visual de la afección del sismo a las viviendas, por lo que se desconoce el daño estructural interior generado. Asimismo cabe destacar que las viviendas incorporan una obra de cerramiento en cochera posterior a la construcción de la estructura. Este elemento implica una mayor rigidez en primera planta, por lo que el daño afecta teóricamente en un mayor grado en comparación a las viviendas que no incorporan este tipo de cerramiento.



Figura 49. Daño estructural observado en viviendas modelizadas en Atarfe



Figura 50. Detalle daño estructural observado en viviendas modelizadas en Atarfe

7.2.2 Interstory Drift Index dirección X

El Interstory Drift Index (IDI) se define como el desplazamiento asociado a cada planta, junto con la altura de la misma, respecto del desplazamiento total. Se establece un valor de cálculo del 0,5% a partir del cual se supone la plastificación y límite de fluencia.

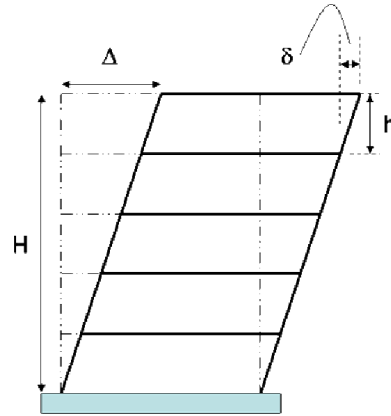


Figura 51. Relación desplazamiento relativo entre plantas IDI

En la primera planta se produce un valor máximo de IDI del 2,28%, por lo que se puede suponer que la estructura alcanza la plastificación. Al ser la altura total de planta de 4 m, se estima un valor de desplazamiento relativo aproximado de 10 cm.

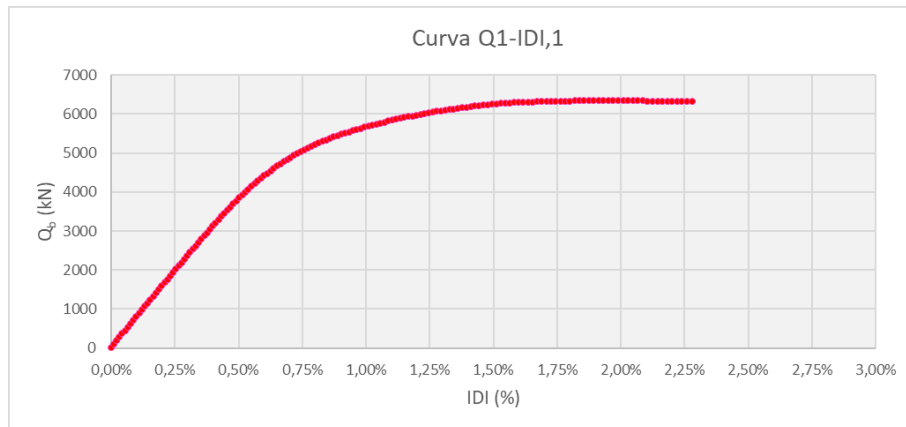


Figura 52. Curva cortante IDI planta 1 dirección X

En la segunda planta se produce un valor máximo de IDI del 1,76%, por lo que se puede suponer que la estructura alcanza la plastificación (superior al 0,5%). Al ser la altura total de planta de 3,10 m, se estima un valor de desplazamiento relativo de aproximadamente 5,5 cm.

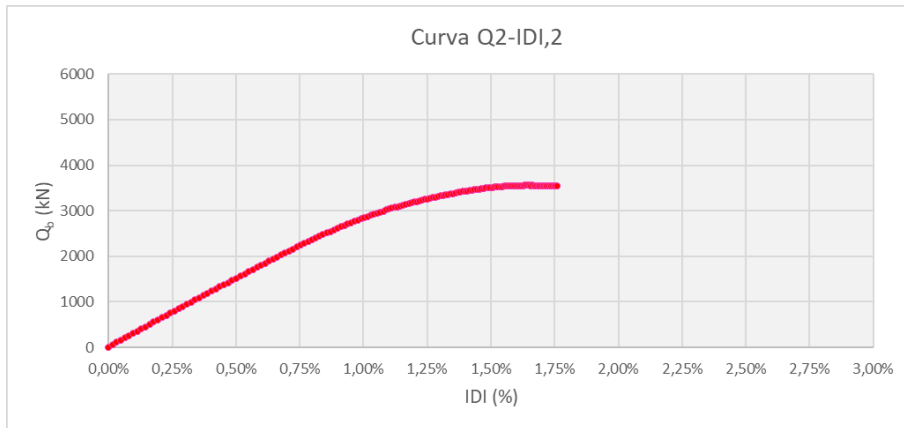


Figura 53. Curva cortante IDI planta 2 dirección X

7.3 Análisis de empuje incremental en eje Y

Procediendo del mismo modo que en el caso anterior (dirección X), se realiza la comparativa del valor del cortante basal obtenido:

Tabla 10. Comparación Cortante basal Pushover Y

Cortante basal máximo - CypeCad (kN)	Cortante basal máximo - OpenSees (kN)
3282,58	5751,89

Comparando los valores se aprecia una aproximación similar al caso anterior (cerca del 40%) entre la estimación del cortante basal de OpenSees y CypeCad.

En cuanto al desplazamiento máximo producido, se realiza la gráfica que relaciona el valor del cortante basal con el propio desplazamiento, encontrando el valor de referencia del rango plástico.

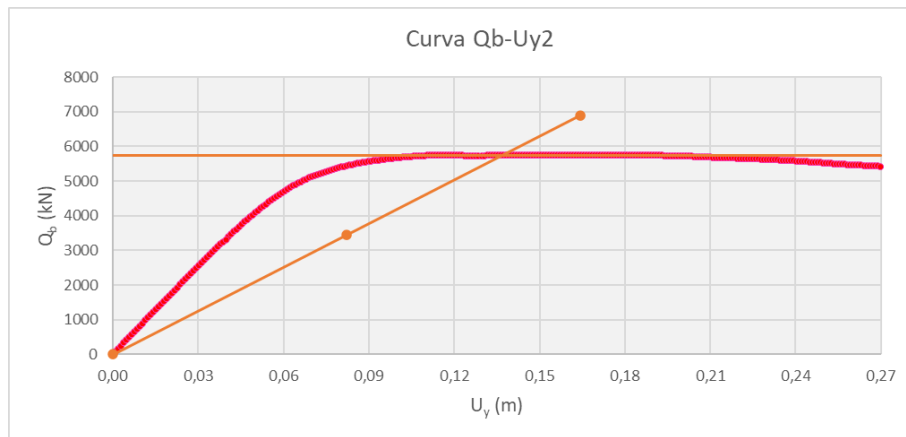


Figura 54. Curva cortante basal - desplazamiento planta 2 en dirección Y

Observando la gráfica, se tiene que dominio plástico comienza cuando el desplazamiento producido es de 0,14 metros. Por otro lado, el valor del desplazamiento máximo es de 0,277 metros.

Dividiendo el desplazamiento al comienzo de la plastificación y el máximo producido, se aprecia el mismo efecto que en el caso anterior para una ductilidad aproximada igual a 2 ($\mu = 2$).

Observando la gráfica de cortante basal y desplazamiento relativo se alcanza la plastificación al 1,89%, de la misma manera que la rotura o colapso se alcanza al 3,38%.

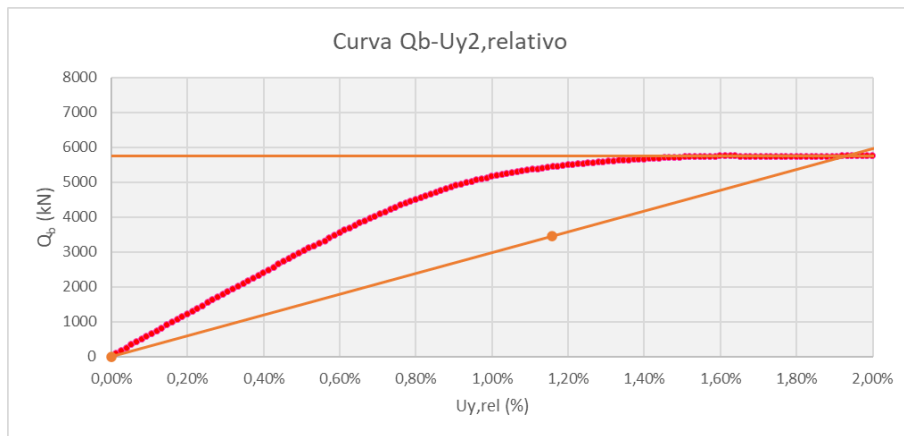


Figura 55. Curva cortante basal - desplazamiento relativo planta 2 en dirección Y

Del mismo modo con la herramienta de postprocesado se visualiza el desplazamiento en el plano perfil de la estructura, siguiendo el patrón de mecanismo de planta débil introducido en el caso anterior (dirección X).

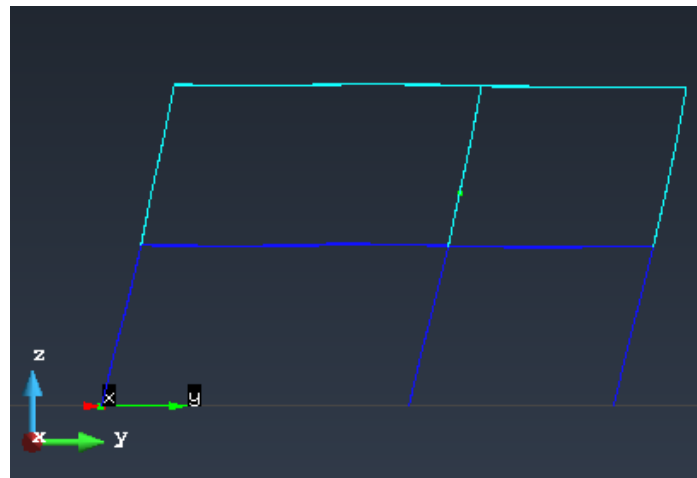


Figura 56. Desplazamiento Y OpenSees

No se tienen imágenes de la afección de los sismos en la dirección Y de la estructura como en el caso anterior. No obstante, se repite el mismo mecanismo que se ha teorizado previamente.

7.3.1 Interstory Drift Index dirección Y

En el caso del IDI en la dirección Y se produce un valor máximo igual al 1,27% para la primera planta, luego alcanza la fluencia (plastificación) al ser mayor al 0,5%. El desplazamiento relativo se calcula en un valor aproximado de 5 cm. En este caso el desplazamiento de la planta supone la mitad que en el caso anterior (igual a 10 cm).

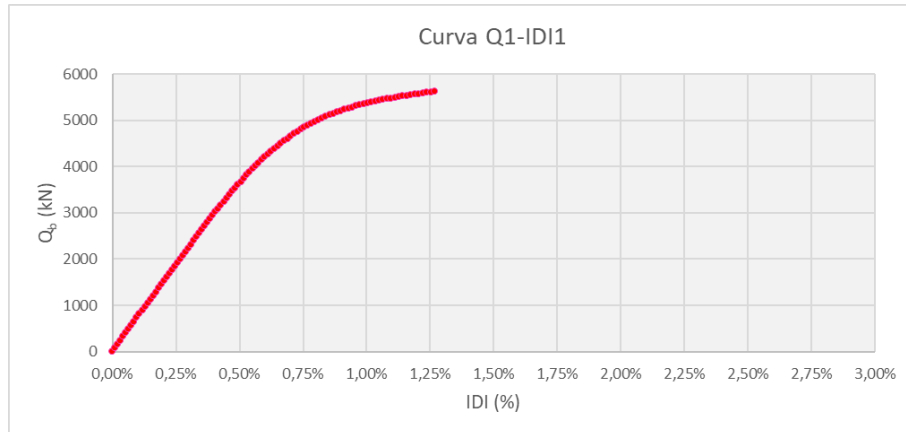


Figura 57. Curva cortante IDI planta 1 dirección Y

Por otro lado, se produce valor máximo igual al 1,43%, con un valor de desplazamiento relativo de planta segunda de 4,4 cm. Se aprecia una mayor aproximación al desplazamiento producido en segunda para la dirección X (igual a 5,5 cm).

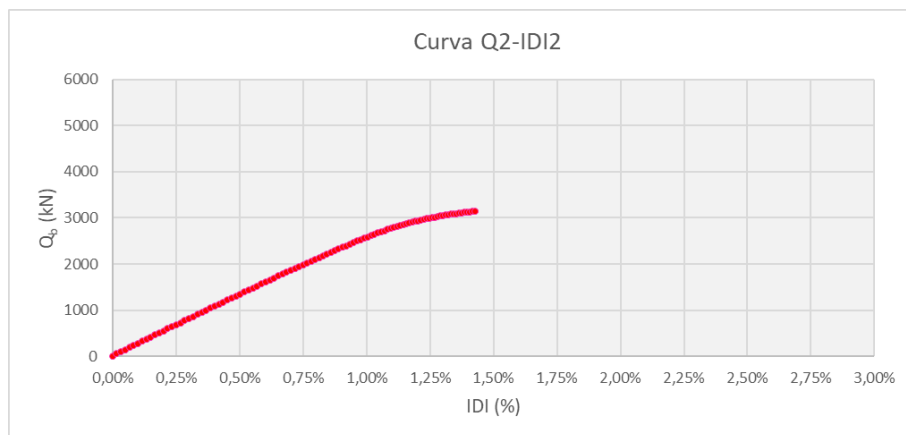


Figura 58. Curva cortante IDI planta 2 dirección Y

7.4. Análisis dinámico

7.4.1 Modelo de amortiguamiento

En el análisis dinámico de estructuras, aparece como factor de suma importancia la amortiguación, el cual permite determinar el comportamiento de la amortiguación interna frente al sismo en un situación aproximada a la real.

En el análisis modal este valor se trata como un amortiguamiento de Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento global está constituida por la combinación de las matrices de masa y rigidez equivalentes a:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K]$$

De donde:

- $[C]$: matriz de Amortiguamiento de Rayleigh
- $[M]$: matriz de masas
- $[K]$: matriz de rigidez del sistema
- a_0 : coeficiente proporcional a la masa
- a_1 : coeficiente proporcional a la rigidez.

Los valores de los coeficientes de proporcionalidad empleados son constantes y se estiman en función respecto del amortiguamiento crítico y al modo de vibración. Este amortiguamiento crítico se define como aquel donde al finalizar la aplicación de la carga lateral, el desplazamiento no se detiene de forma instantánea. En los análisis inelásticos, el amortiguamiento elástico proporcional a la rigidez inicial se estima al 5% del amortiguamiento crítico.

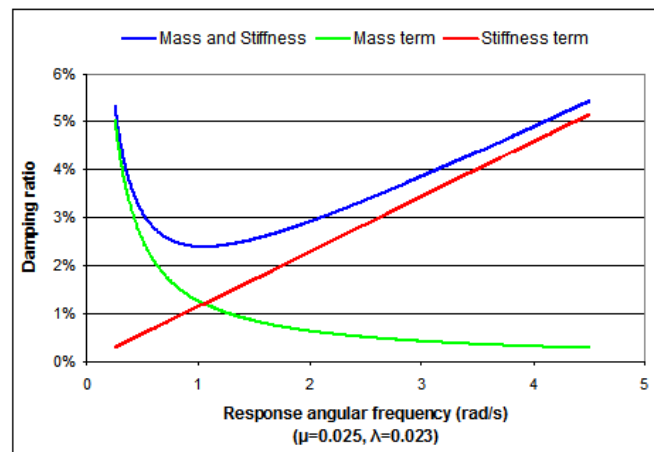


Figura 59. Amortiguamiento de Rayleigh[7]

En la obtención de los coeficientes se emplea:

$$a_0 = \xi * \frac{2 * \omega_i * \omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$a_1 = \xi * \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

Siendo:

$$\xi = 5\%$$

Asimismo se definen las frecuencias ω como aquellas que entre el modo de vibración 1 y n se movilice el 90% de la masa total. Por lo tanto, se utilizarán los periodos correspondientes al modo de vibración 1 y 3 siendo estos los que concentran el 90% de la masa movilizada.

- Modo 1, periodo = 0,448 s (T_1)
- Modo 3, periodo = 0,118 s (T_3)

Se aplica:

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0,448 \text{ s}} = 14,02 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{0,118 \text{ s}} = 53,25 \text{ rad/s}$$

Se calculan los valores de los coeficientes de proporcionalidad como:

$$a_1 = 5\% * \frac{2 * 14,02 * 53,25}{14,02 + 53,25} = 1,10987$$

$$a_3 = 5\% * \frac{2}{14,02 + 53,25} = 1,10987$$

Tras el cálculo, la matriz de amortiguamiento de la estructura se obtiene como:

$$[C] = 1,10987 * [M] + 1,10987 * [K]$$

7.4.2 Aplicación del análisis dinámico

La hipótesis principal del análisis sísmico trata como fundamento la serie sísmica compuesta por terremotos de campo cercano con la presencia de pulsos del enero de 2021. El registro cuenta con una serie de cinco terremotos en un periodo de tiempo de 106 segundos, cuyos acelerogramas han sido obtenidos mediante ayuda del tutor.

El fenómeno de campo cercano se da para estructuras ubicadas en un rango cercano a 15 km de la fuente sísmica, donde el daño aparece en pocos ciclos de deformación inelástica, que coinciden con los pulsos de velocidad del suelo de gran amplitud.

No obstante, se ha realizado una rotación a los acelerogramas tomando como dirección principal la orientación de la fachada en el eje X respecto del eje este – oeste. Esto se debe a que la información obtenida de los acelerogramas viene dada según la dirección este – oeste y norte – sur, por lo que el giro asignado permite un tratamiento correcto de la aplicación del sismo a las direcciones X e Y del edificio en cuestión.



Figura 60. Ángulo de giro entre fachada y dirección E-W

Para la rotación de los acelerogramas se emplea un script de programación en Matlab. Mediante la ejecución de este programa se obtienen los acelerogramas con el ángulo de rotación aplicado en cada una de las direcciones X, Y y Z de acción de la serie sísmica.

En consecuencia, se introducen los acelerogramas rotados 44° de la serie sísmica, para cada una de las direcciones del espacio X, Y y Z.

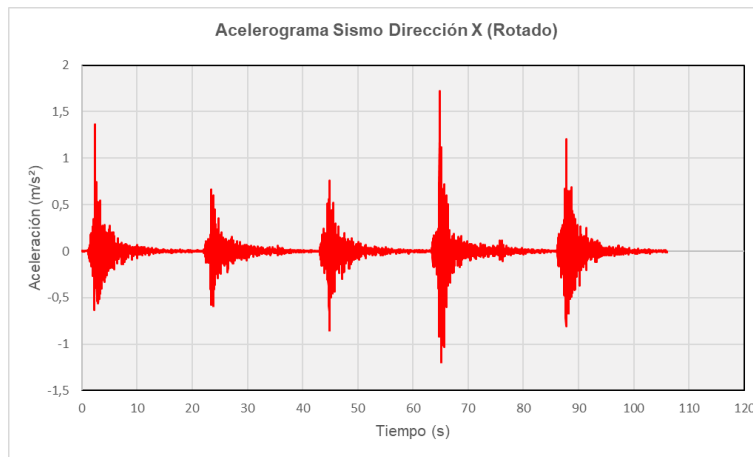


Figura 61. Acelerograma rotado dirección X

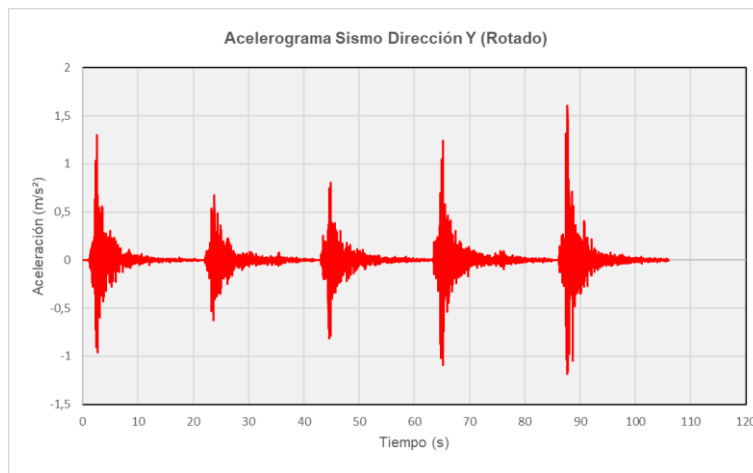


Figura 62. Acelerograma rotado dirección Y

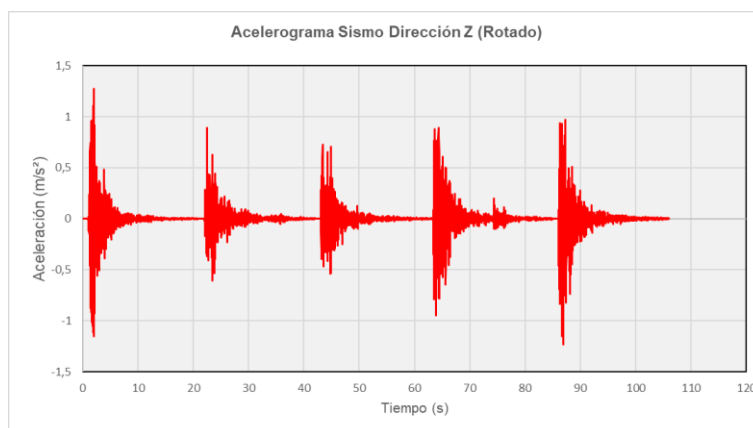


Figura 63. Acelerograma rotado dirección Y

Las imágenes muestran la serie de los cinco terremotos distribuidos por orden de tiempo de aplicación de cada uno de ellos, con una duración total de 106 segundos. Asimismo, se observan las aceleraciones máximas registradas en cada una de las direcciones X, Y y Z.

A objeto de facilitar el análisis de la información se ha realizado una tabla de registro de aceleraciones máximas para cada una de las direcciones de actuación.

Tabla 11. Comparativa aceleraciones máximas acelerogramas rotados

Dirección	Aceleración positiva máxima producida (m/s ²)	Aceleración negativa máxima producida (m/s ²)
X	1,722	-1,186
Y	1,602	-1,181
Z	1,273	-1,235

Se observa que la aceleración máxima positiva se produce en dirección X, con un valor de 1,722 m/s². De igual forma, la aceleración máxima negativa corresponde a la dirección Z con un valor igual a -1,235 m/s².

No se han tenido en cuenta en el modelo los cerramientos en fachada así como las particiones, ya que esto implicaba modelos avanzados de barras diagonales en OpenSees. En el análisis dinámico, en el caso de que se hubiesen tenido en cuenta estos elementos, el periodo hubiese sido inferior al dado y el valor del espectro de aceleración de respuesta superior.

7.4.3 Factor de escala igual a la unidad

En el estudio de la serie sísmica se diferencian dos casos de análisis que se diferencian entre sí por el factor de escala de amplificación de los sismos aplicado.

Principalmente y para cada caso (dirección X, dirección Y) se elaboran una serie de gráficas que permiten el estudio crítico de la información obtenida.

En el primer caso de estudio se ha empleado un factor de escala para cada dirección del espacio X, Y y Z igual a 1, por lo que el análisis emplea el valor de las aceleraciones sin porcentaje de incremento.

7.4.3.1 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección X

La gráfica proporcionada muestra el registro de aceleraciones en la dirección X para la segunda planta considerada del edificio, donde se produce una mayor aceleración relativa a la primera planta. Estas aceleraciones toman un valor de 0,133g (1,304 m/s²) para la segunda planta y de 0,066g (0,647 m/s²) para la primera planta.

Se destaca que estas aceleraciones máximas son registradas con el cuarto sismo de la serie, entre los 60 y 70 segundos del comienzo del registro.

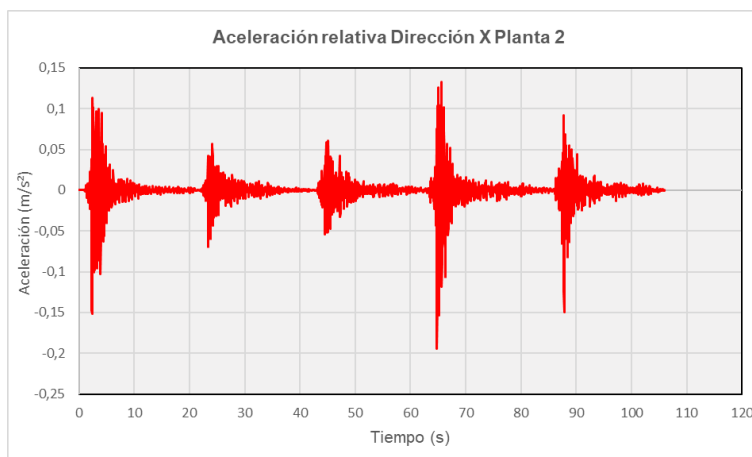


Figura 64. Aceleración de respuesta relativa dirección X planta 2

7.4.3.2 Cortante dirección X

Como se indicó previamente en el apartado (meter apartado), la fluencia estructural (límite plástico) se alcanza al 0,5% del valor de IDI. En las siguientes gráficas se aprecia la relación del cortante en dirección X aplicado con el valor del porcentaje IDI por planta.

En primera planta se observa que el IDI alcanza un valor inferior al 0,015% para un cortante máximo aplicado en torno a los 600 kN. Se deduce la nula plastificación debido a que el valor máximo de IDI no alcanza al límite de fluencia (0,015% < 0,5%).

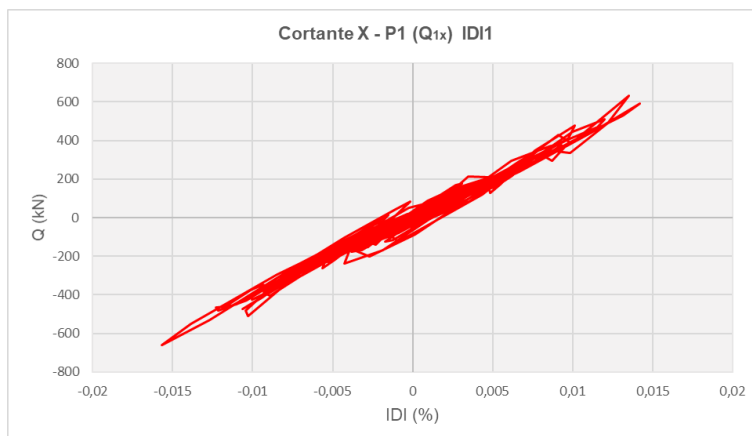


Figura 65. Gráfico cortante X - IDI planta 1

En segunda planta se observa un comportamiento parecido al caso anterior, en donde no se alcanza la plastificación: $IDI \text{ máximo} = 0,18\% < 0,5\% = \text{límite de fluencia}$, aunque el cortante máximo aplicado se reduce en torno a los 400 kN. Asimismo, se observa un cierto comportamiento relacionado entre la altura y el valor del IDI, donde al aumentar la altura se disminuye el cortante aplicado pero se incrementa el porcentaje de IDI.

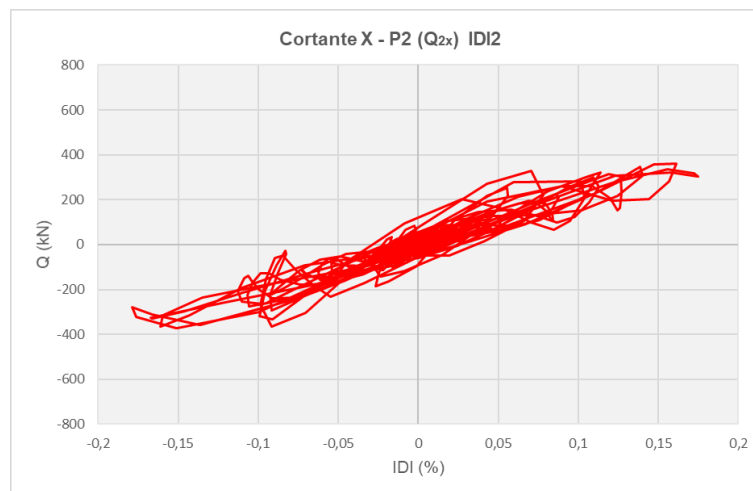


Figura 66. Gráfico cortante X - IDI planta 2

7.4.3.3 Torsión

La información relacionada con la torsión o giros producidos en la estructura es prácticamente despreciable. Esto es debido a que los datos obtenidos suponen unos valores incapaces de generar daño o relevancia estructural.

En los siguientes apartados no se incluirá información de la torsión por ser prácticamente nula, o en un rango de valores sin relevancia a nivel estructural.

7.4.3.4 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección Y

Del mismo modo que para la dirección X, la gráfica proporcionada muestra el registro de aceleraciones en la dirección Y para la segunda planta considerada del edificio, donde se produce una mayor aceleración relativa a la primera planta. Estas aceleraciones toman un valor de 0,147g (1,707 m/s²) para la segunda planta y de 0,086g (0,844 m/s²) para la primera planta. Comparando con las aceleraciones registradas en la dirección X, en la dirección Y se produce la mayor aceleración global en segunda planta.

Se destaca que estas aceleraciones máximas positivas son registradas con el cuarto sismo de la serie, así como las máximas negativas se registran en el quinto y último terremoto.

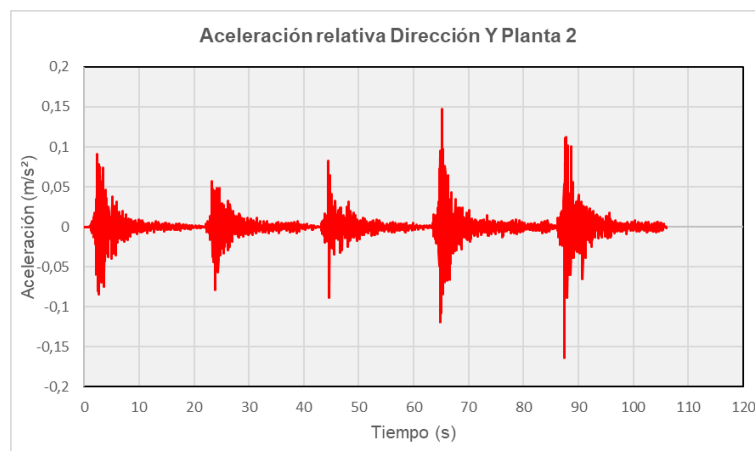


Figura 67. Aceleración de respuesta relativa dirección Y planta 2

7.4.3.5 Cortante dirección Y

En primera planta se observa que el IDI alcanza un valor inferior al 0,008% para un cortante máximo aplicado en torno a los 400 kN. Se deduce un comportamiento similar al cortante aplicado en dirección X, donde se produce nula plastificación debido a que el valor máximo de IDI no alcanza al límite de fluencia (0,008% < 0,5%).

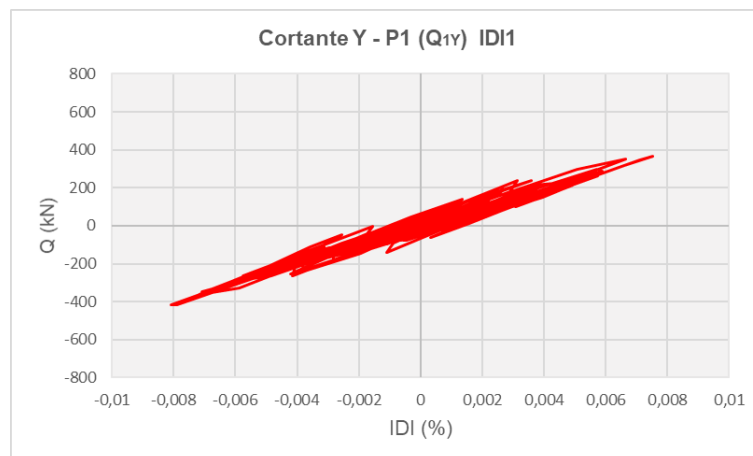


Figura 68. Gráfico cortante Y - IDI planta 1

En segunda planta se reproduce el comportamiento observado previamente, donde no se alcanza la plastificación por ser el IDI máximo inferior al 0,1% (límite de fluencia con IDI al 0,5%). El máximo cortante registrado se sitúa en torno a los 300 kN.

Anteriormente se ha deducido un comportamiento de reducción de axil por altura de planta pero de incremento de IDI, el cual se vuelve a producir en el caso del cortante aplicado en dirección Y.

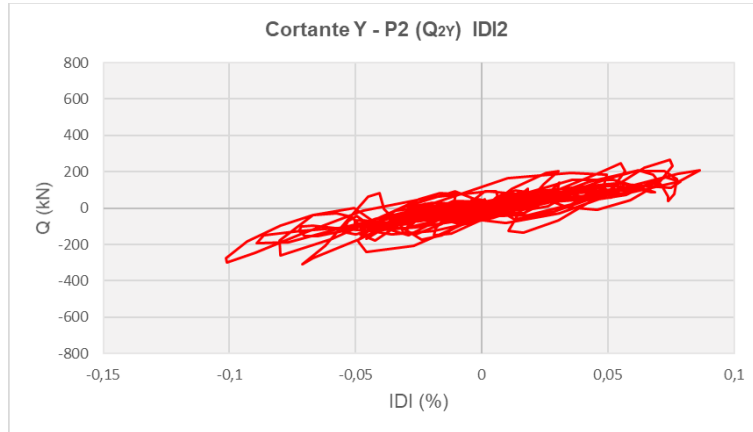


Figura 69. Gráfico cortante Y - IDI planta 2

En las gráficas adjuntas se denominan ciclos de histéresis, donde se observa la tendencia de la estructura cuando cesa la aplicación del sismo y la conservación de su capacidad resistente. El comportamiento “tendido” (acercamiento al eje X cuando aumenta el valor del cortante) hace referencia a la rigidez (como ya se ha mencionado). Figura 69 este comportamiento se observa notablemente, por lo que el comportamiento que muestra es elástico (flexible) y no rígido debido a la tendencia a volcar hacia el eje X.

7.4.4 Factor de mayoración del terremoto por efecto del suelo según norma

En el primer caso de estudio dinámico se ha empleado un factor para cada dirección del espacio X, Y y Z igual a 1. En este segundo caso de cálculo se emplea un factor de mayoración del terremoto por efecto del suelo, dado en función de la norma NCSE – 02, el cual permite ajustar la aplicación del sismo en función de la aceleración máxima del suelo registrada (Peak Ground Acceleration – PGA).

Para el cálculo del factor de escala según NCSE – 02 se emplea:

$$F = \frac{a_c}{PGA}$$

Siendo:

- a_c : aceleración de cálculo del suelo
- PGA: valor máximo en valor absoluto de la aceleración registrada en el terreno (Peak Ground Acceleration).

La aceleración del suelo se determina mediante:

$$a_c = \rho * S * a_b$$

Donde:

- ρ : coeficiente adimensional de riesgo. Para viviendas de importancia normal (caso analizado): $\rho = 1$, para un periodo de vida de 50 años.
- S: coeficiente de amplificación del terreno:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33(\rho * \frac{a_b}{g} - 0,1)(1 - \frac{C}{1,25})$$

- C: Coeficiente del terreno. Suelo tipo III:

$$C = 1,6$$

- a_b : aceleración básica del terreno. De valor igual a:

$$a_b = 0,24g$$

Aplicando cálculos se obtiene:

$$S = 1,149$$

$$a_b = 0,24g$$

Por lo tanto:

$$a_c = 1 * 1,149 * 0,24g$$

$$a_c \approx 0,28g$$

Los factores de escala para cada una de las direcciones del espacio (X,Y,Z) se calculan:

- **Eje X**

$$PGA = 0,175g (1,716 m/s^2)$$

$$F_x = \frac{0,28g}{0,175g} = 1,67$$

- **Eje Y**

$$PGA = 0,163g (1,599 m/s^2)$$

$$F_y = \frac{0,28g}{0,163g} = 1,72$$

- **Eje Z**

$$PGA = 0,129g (1,265 m/s^2)$$

$$F_z = \frac{0,28g}{0,129g} = 2,17$$

La norma establece una aplicación del 70% del espectro horizontal de la dirección Z pero en los cálculos realizados se ha considerado la totalidad del factor.

7.4.4.1 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección X aplicando factor de mayoración

Se procede con la misma metodología de análisis que para el caso de factor de escala aplicado igual a 1.

Se observa mediante la gráfica el registro de aceleraciones en la dirección X para la segunda planta considerada del edificio.

La mayor aceleración positiva en primera planta alcanza 0,110g (1,079 m/s²). Por otro lado, en segunda planta se registran las mayores aceleraciones relativas, siendo la máxima positiva de 0,172g (1,687 m/s²) y la máxima negativa de un valor considerable igual a 0,252g (2,472 m/s²).

Se destaca que estas aceleraciones máximas son registradas con el cuarto sismo de la serie, entre los 60 y 70 segundos del comienzo del registro.

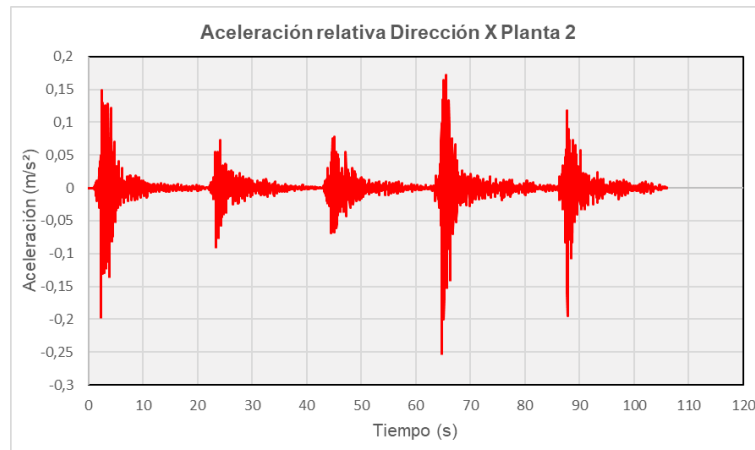


Figura 70. Aceleración de respuesta relativa dirección X planta 2 aplicando factor de amplificación

7.4.4.2 Cortante dirección X

En primera planta se observa el pico de cortante aplicado superior a los 800 kN, con un valor de IDI cercado al 0,02%. Se interpreta que no alcanza el límite de fluencia ni la plastificación en planta (0,02% < 0,5%).

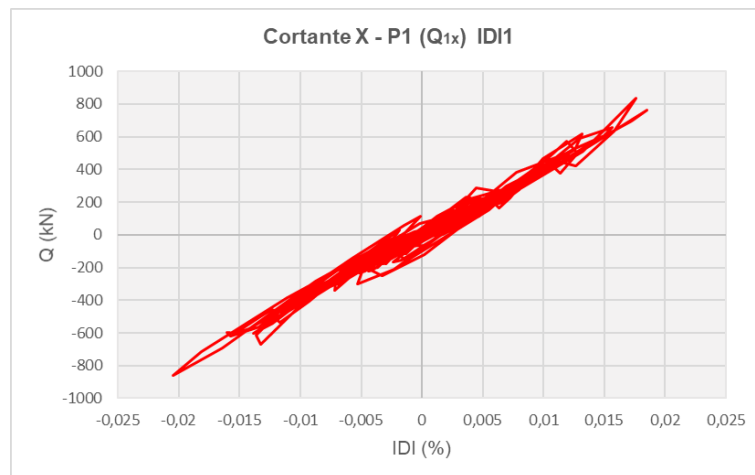


Figura 71. Gráfico cortante X- IDI planta 1 aplicando factor de amplificación

En segunda planta se observa un comportamiento parecido al caso anterior, aunque de valor superior considerable, en donde no se alcanza la plastificación: IDI máximo $\approx 0,23\% < 0,5\% =$ límite de fluencia, además de que el cortante máximo aplicado aumenta del mismo modo acercándose a los 600 kN.

Asimismo, el comportamiento observado previamente relacionado con la altura y el valor del IDI se aprecia con un aumento considerable entre el IDI anterior (en torno a 10 veces superior) con una reducción del cortante de 200 kN y un aumento de altura de planta de 3,10 metros.

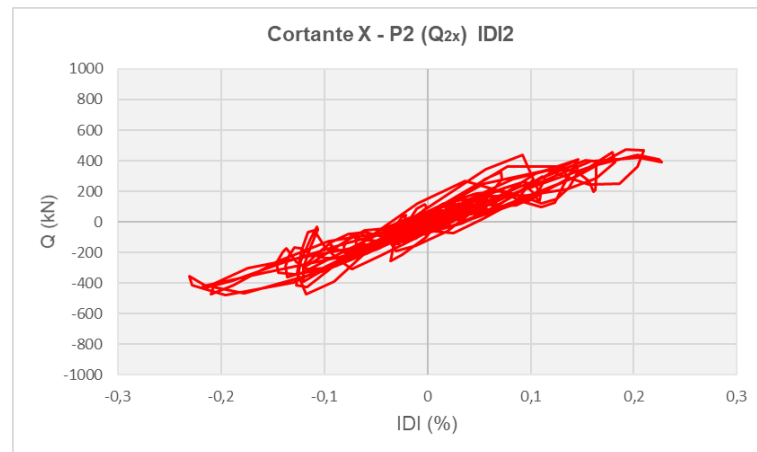


Figura 72. Gráfico cortante X- IDI planta 2 aplicando factor de amplificación

7.4.4.3 Aceleración de respuesta relativa al suelo de la estructura en dirección Y aplicando factor de mayoración

Procediendo con la misma metodología que en los casos anteriores se observa mediante la gráfica el registro de aceleraciones en la dirección Y para la segunda planta considerada del edificio.

La mayor aceleración positiva en primera planta alcanza 0,124g (1,216 m/s²). Por otro lado, en segunda planta se registran las mayores aceleraciones relativas, siendo la máxima positiva de 0,204g (2,001 m/s²) y la máxima negativa de un valor considerable igual a 0,226g (2,217 m/s²).

Se destaca que estas aceleraciones máximas positivas de nuevo se encuentran en el cuarto sismo. Por el contrario, el valor de las aceleraciones negativas máximas en el quinto sismo sufren un aumento torno al 1,4% respecto de las producidas en el anterior.

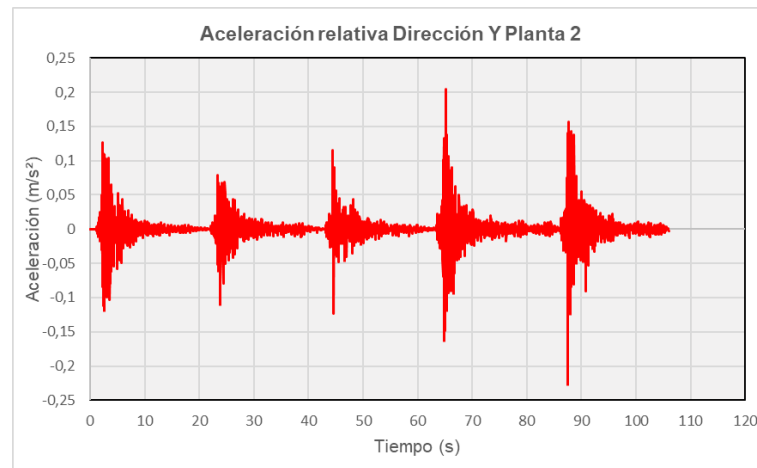


Figura 73. Aceleración de respuesta relativa dirección Y planta 2 aplicando factor de amplificación

7.4.4.4 Cortante dirección X

En primera planta se observa el pico de cortante aplicado superior a los 500 kN, con un valor de IDI cercado al 0,01%. Se interpreta que no alcanza el límite de fluencia ni la plastificación en planta (0,01% < 0,5%).

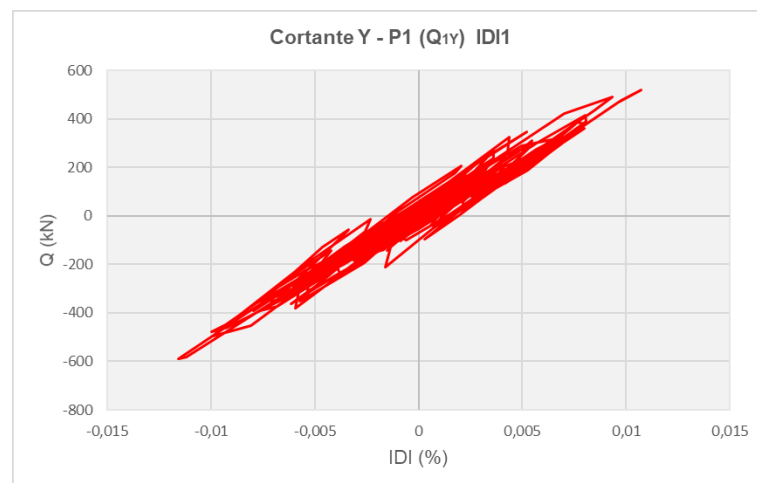


Figura 74. Gráfico cortante Y- IDI planta 1 aplicando factor de amplificación

En segunda planta se observa una gran dispersión en los ciclos producidos (ciclos de histéresis) donde los valores de cortante negativo son superiores a los positivos, así como el IDI producido.

En la rama negativa se superan los 400 kN con un IDI cercano al 0,15%, inferior al valor de referencia de plastificación (IDI máximo $\approx 0,15\% < 0,5\%$). En la rama positiva el cortante aplicado no alcanza los 400 kN, con un IDI máximo asociado de 0,12% donde, del mismo modo, no llega al límite de fluencia.

Asimismo, el comportamiento observado previamente relacionado con la altura y el valor del IDI se aprecia de forma más nítida.

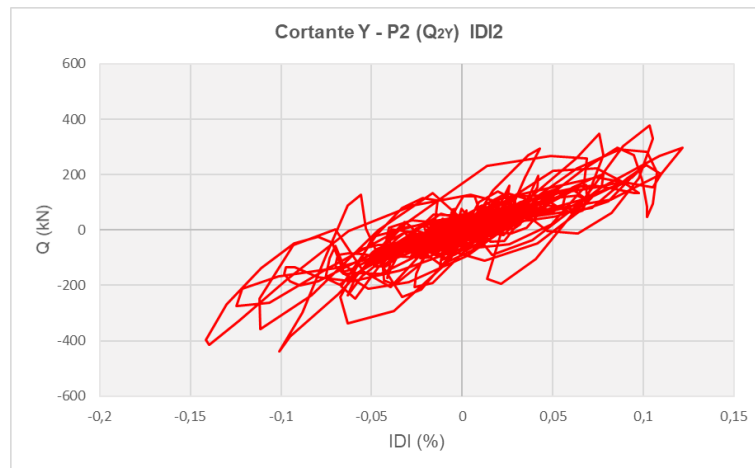


Figura 75. Gráfico cortante Y- IDI planta 2 aplicando factor de amplificación

7.4.5 Límite de plastificación

En función al estudio realizado se deduce que la estructura no llegará a la plastificación en ninguna de sus plantas (a diferencia del caso real donde se produce daño en planta baja). Por ello, para alcanzar el límite de fluencia de la estructura es necesario amplificar la serie sísmica aplicada.

Se propone el cálculo bajo norma y espectros de respuesta del valor de aceleración absoluta del suelo para el cual se produce plastificación en la estructura.

Se aplica con (con $K = 1$ y $C = 1,6$):

$$T_A = 1 * \frac{1,6}{10} = 0,16s$$

$$T_B = 1 * \frac{1,6}{2,5} = 0,64s$$

$$T_1 = 0,448s$$

Siendo:

$$T_A < T_1 < T_B$$

El factor de amplificación según norma NCSE – 02 es igual a:

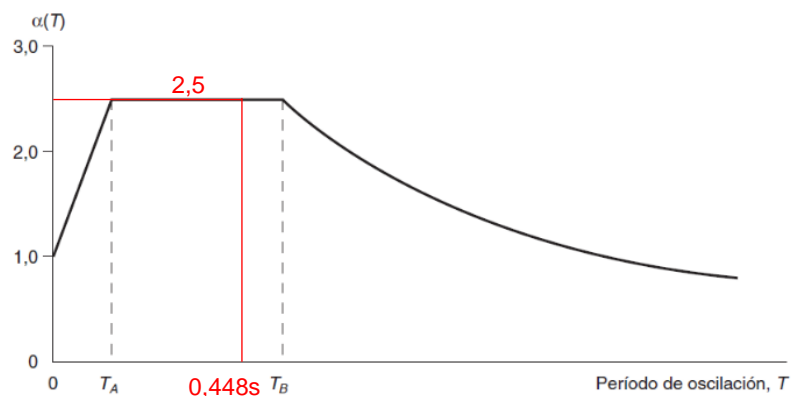


Figura 76. Espectro elástico de respuesta según tipo de suelo[2]

$$\alpha(T_1) = 2,5$$

Por lo tanto, para que se produzca plastificación se debe aplicar:

$$\alpha'_c(T) = a_c * \alpha(T_1)$$

$$\alpha'_c(T) = 0,28g * 2,5 = 0,70g$$

Tras los cálculos realizados, se deduce que el incremento de aceleración del suelo afecta directamente al daño o plastificación estructural, teniendo que alcanzarse 0,70g de aceleración para que se produzca este efecto.

A continuación, se introducen los espectros de la serie sísmica junto con los espectros elásticos de respuesta de la norma.

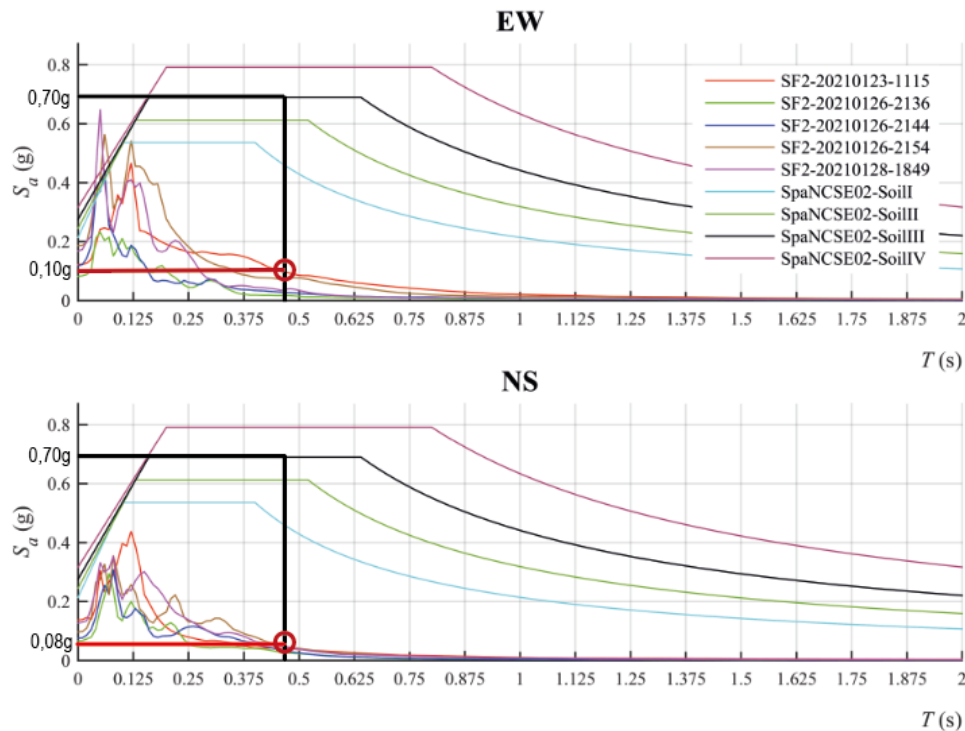


Figura 77. Espectros terremotos y espectros de la norma según tipo de suelo en las direcciones E-W y N-S

La imagen muestra los espectros elásticos de los sismos sin la aplicación del giro o rotación del ángulo de fachada igual a 44°, por lo que las deducciones obtenidas aunque sean próximas al comportamiento real, se destaca que no están referenciadas a un espectro real de respuesta.

Para el periodo principal de la estructura ($T = 0,448s$), se observa según los espectros de la norma que las aceleraciones teóricas producidas deberían encontrarse en torno a 0,70g para un suelo Tipo III. Por el contrario, el comportamiento real de la estructura y del suelo se encuentran lejos de estos valores encontrándose en torno a 0,10g dirección este – oeste y 0,8g en dirección norte – sur para el periodo considerado.

Se observa además, que para estructuras de periodos cortos cercanos a 0,20s los efectos de la aceleración de los sismos se intensifican, por lo que se produce un efecto notable en las mismas. No obstante, el modelado estructural realizado no incluye ni muros de fábrica como elementos de resistencia lateral (ni particiones), por lo que el periodo de la estructura se habría reducido, entrando en el rango de las mayores aceleraciones producidas.

Para llegar a la aceleración de respuesta que se propone por norma, la aceleración del terremoto real tendría que verse multiplicarla por 7 para que estuviera próxima al colapso, es decir para que generase daño severo.

A continuación se muestra la serie concatenada en las direcciones principales X e Y donde del mismo modo, se observa lo mencionado anteriormente.

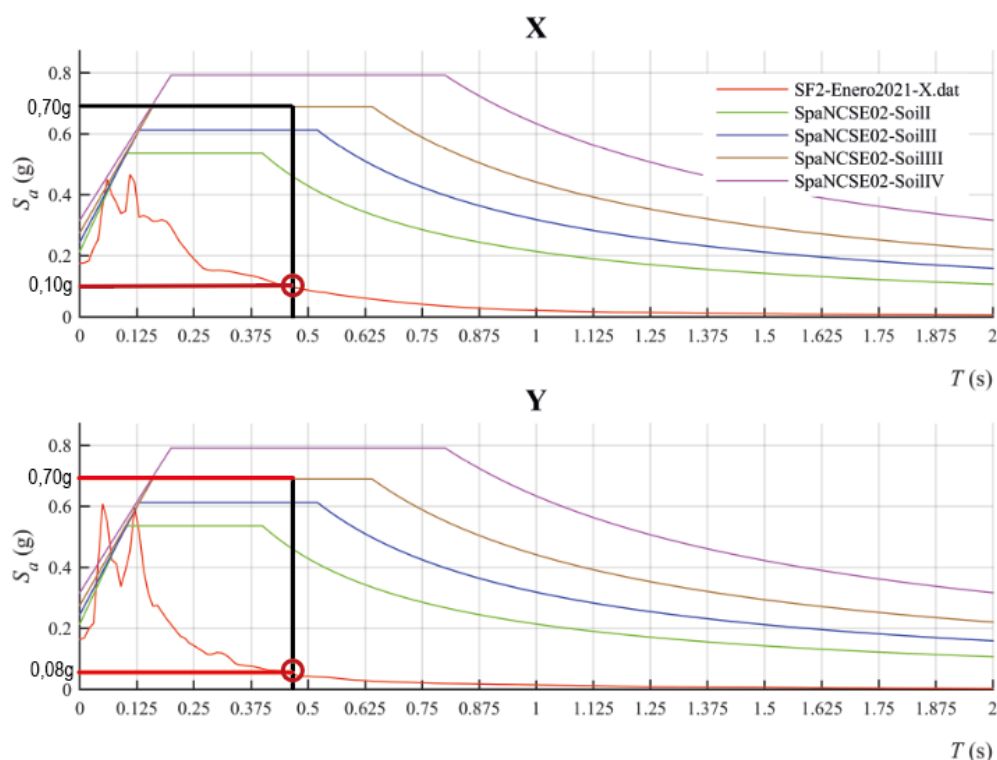


Figura 78. Espectros elásticos de respuesta y serie sísmica concatenada en dirección X e Y

Se reproduce el efecto que se ha mencionado anteriormente, las aceleraciones en dirección X y dirección Y adoptan el mismo valor de 0,70g siendo de igual modo muy superiores a los valores de aceleración reales registrados en el rango entre 0,00g y 0,20g. En definitiva y reproduciendo lo anterior, habría que escalar los terremotos con un factor de amplificación igual 7 para llegar a 0,70g y producir efectos estructurales nocivos como rotura o colapso.

8. Conclusiones

En este Trabajo Fin de Grado se ha desarrollado un análisis y estudio del comportamiento estructural de las viviendas localizadas en Atarfe (Granada) afectadas por la serie sísmica producida en el mes de enero de 2021 compuesta por terremotos de campo cercano con posible presencia de pulsos.

La metodología aplicada concierne por orden de actuación, la definición estructural con ayuda de los planos de arquitectura y su posterior dimensionamiento y cálculo lineal en CypeCad aplicando la normativa Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y de edificación (NCSE – 02). Asimismo, la consideración de ductilidad según norma se aplica con un valor teórico de ductilidad baja ($\mu = 2$).

Prosiguiendo con la metodología, el siguiente paso realizado ha sido la construcción del modelo de elementos finitos en OpenSees para su posterior análisis no lineal y el tratamiento de postprocesado con la herramienta GiD. En el primer intervalo de actuación en OpenSees, se realizó un análisis modal y un análisis bajo cargas estáticas el cual fue objeto de comparación con los resultados obtenidos en CypeCad. Tras lo anterior, se ejecutaron las fases de análisis de empuje incremental (*pushover*) en la direcciones horizontales principales X e Y. Del mismo modo, se efectuó una comparativa de los esfuerzos cortantes máximos de planta reproducidos en por el análisis de empuje incremental (en el software OpenSees) y el cálculo en CypeCad.

La última parte del trabajo realizado corresponde con el análisis de la serie sísmica. Principalmente se desarrollan dos análisis, donde se introducen en primer lugar los sismos ocurridos sin factor de escala, es decir con $F = 1$ y posteriormente se valora su actuación. En segundo y último lugar se calcula según norma los factores de escala aplicados en las direcciones principales del espacio X, Y y Z, evaluando del mismo modo su actuación. Por último, es importante indicar que el factor de escala teórico a introducir con los terremotos reales para alcanzar el valor del daño de proyecto calculado con CypeCad habría sido de 7 ($= 0,70/0,10$), obtenido por la comparación de los valores de aceleración de respuesta del espectro de la serie sísmica con el espectro propuesto por norma NCSE-02.

Valorando el análisis y estudio realizado se concluye con lo siguiente:

1. La comparativa del modelo próximo al real realizado en CypeCad y el modelo de elementos finitos simplificado en OpenSees, permite analizar una reducción de esfuerzos (cortante basal máximo) en torno al 40%.
2. Evaluando el segundo intervalo de actuación de empuje incremental en las direcciones principales horizontales X e Y, se observa un mecanismo de planta débil en la propia planta baja. Comparando con el daño real generado por el sismo se cumple esa hipótesis. No obstante, esto no se ve reflejado en CypeCad.
3. El valor de la ductilidad máxima alcanzada en el análisis pushover en planta baja se aproxima mucho al valor de ductilidad utilizado en el cálculo de la estructura original ($\mu=2$).
4. Con la aplicación de la serie sísmica sin factor de escala, y su posterior análisis dinámico, el modelo permanece en régimen elástico, por lo que la estructura permanece en un rango inferior al límite de convergencia sin llegar a la plastificación.
5. Aplicando el factor mayoración de la acción del terremoto por el tipo de suelo en las direcciones principales del espacio X, Y y Z, se replica el mismo efecto que en el caso anterior, quedando la estructura en régimen elástico sin llegar a la plastificación.
6. Obteniendo los espectros de respuesta elástica de aceleraciones de la serie sísmica, se observa que el periodo fundamental de la estructura queda lejos del rango de aceleraciones máximas afectadas. El valor de aceleración espectral para la estructura de la serie sísmica alcanzó un valor máximo de 0,10g frente a 0,70g del espectro de cálculo de la estructura. Esto supondría un valor en el factor de amplificación del terremoto real de 7 para que la estructura sufriese un nivel de daño parecido al del proyecto.
7. Los rangos de aceleraciones más afectados por los terremotos se corresponden a un intervalo de entre 0s y 0,20s. Si se hubiese modelizado incluyendo los cerramientos y resto de elementos, se apreciaría una reducción notable del periodo fundamental de vibración (aumento de rigidez) cercano al intervalo crítico. Por la consiguiente, las aceleraciones y cortantes de esfuerzo máximos se habrían visto afectados en aumento.
8. Valorando lo anterior, es necesario destacar que, en el dimensionamiento y proyección estructural, no es adecuado la nula inclusión de muros de fábrica y tabiquería, así como la inclusión de obras posteriores que puedan incrementar la rigidez. No obstante, este método es de uso común en el presente.

9. Bibliografía

- [1] J. Donaire Ávila, “Cálculo sismorresistente,” pp. 1–99, 2017.
- [2] Ministerio de Fomento, “Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02),” *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2013.
- [3] C. S. De Galdeano, J. A. Peláez Montilla, and C. López Casado, “Seismic potential of the main active faults in the Granada Basin (Southern Spain),” *Pure Appl. Geophys.*, vol. 160, no. 8, pp. 1537–1556, 2003, doi: 10.1007/s00024-003-2359-3.
- [4] J. M. García Ruiz, “Los terremotos y la actividad sísmica en Granada.”
- [5] Ministerio de Fomento, “Documento Básico SE. Seguridad estructural.,” *Código Técnico la Edif.*, pp. 1–39, 2019, [Online]. Available: <https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE.pdf>.
- [6] Ministerio de Fomento, “NTE-ECV.pdf.” .
- [7] “Rayleigh damping: Guidance.” <https://www.orcina.com/webhelp/OrcaFlex/Content/html/Rayleighdamping,Guidance.htm>.

Anexos

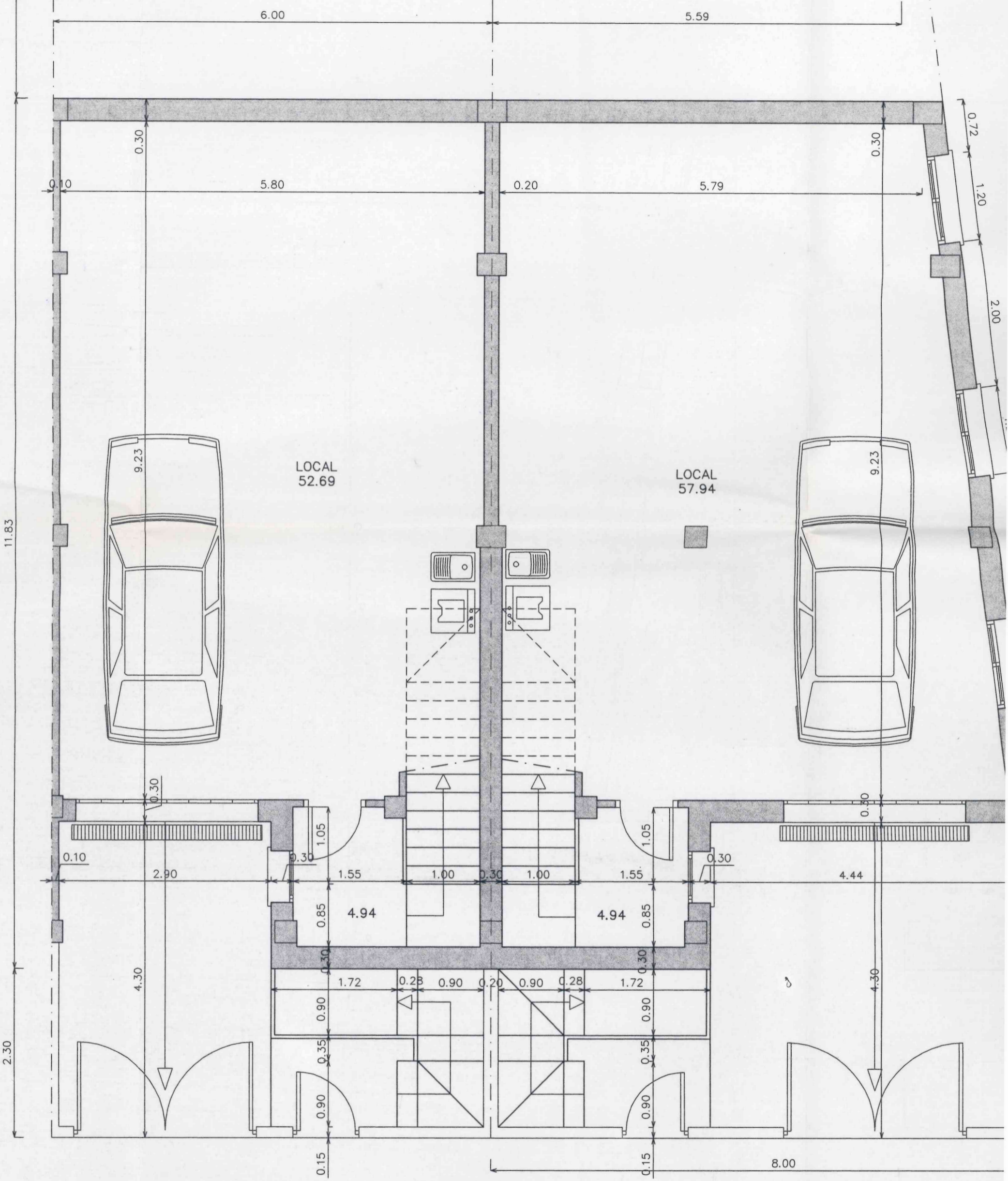
Anexo 1. Planos de arquitectura del edificio

Anexo 2. Cuadro despiece de pilares

Anexo 3. Cuadro despiece de vigas

Anexo 1. Planos Arquitectura edificio

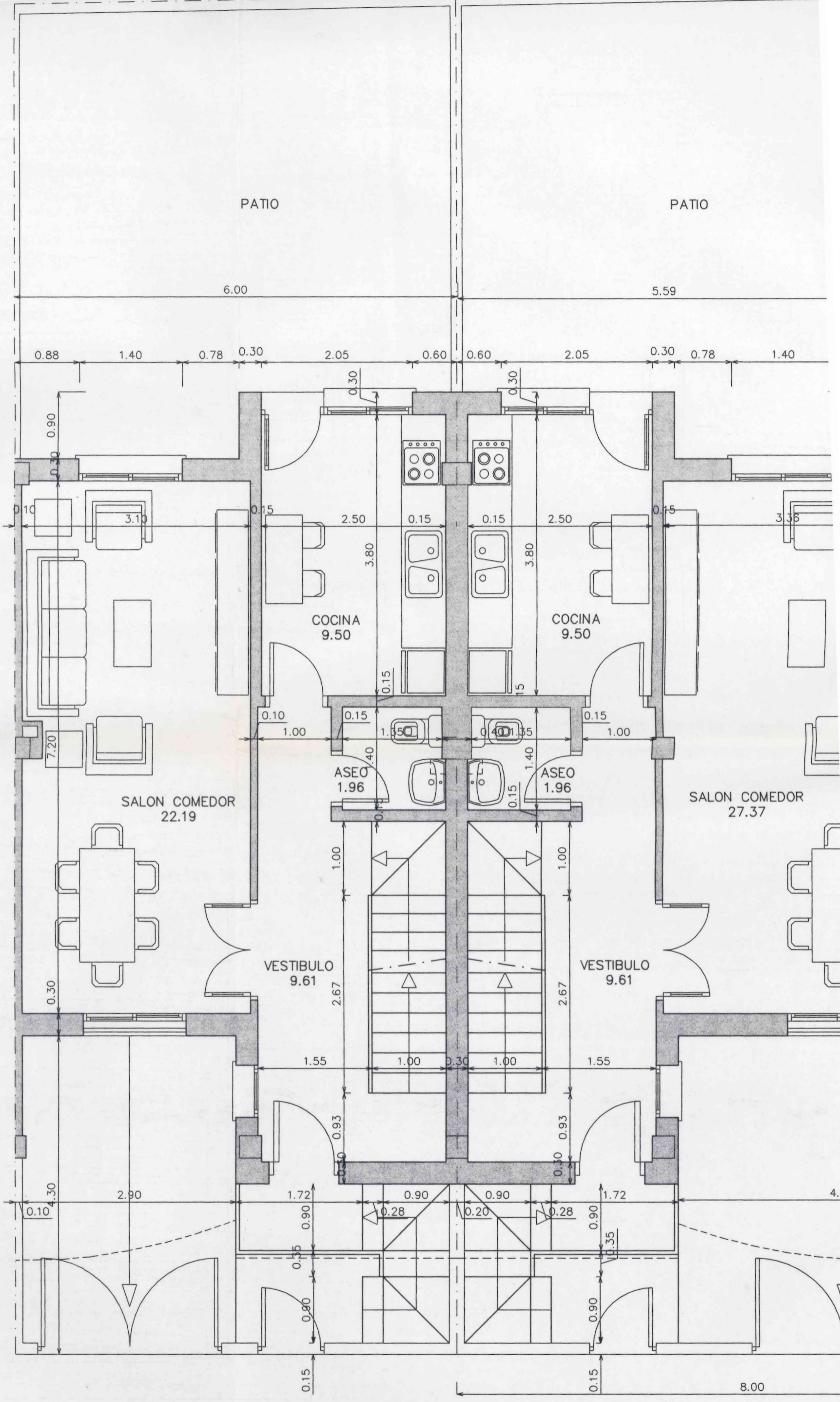
variable



VIVIENDA TIPO

VIVIENDA 15

PLANTA SEMISOTANO



PATIO

PATIO

6.00

5.59

0.88

1.40

0.78

0.30

2.05

0.60

0.60

2.05

0.30

0.78

1.40

0.90

0.10

3.10

0.15

2.50

0.15

0.15

2.50

0.15

3.35

COCINA
9.50

COCINA
9.50

ASEO
1.96

ASEO
1.96

SALON COMEDOR
22.19

SALON COMEDOR
27.37

VESTIBULO
9.61

VESTIBULO
9.61

1.00

1.00

2.67

2.67

1.55

1.00

0.30

1.00

1.55

0.93

0.93

0.30

2.90

1.72

0.90

0.90

1.72

0.10

0.90

0.28

0.20

0.90

0.35

0.35

0.90

0.90

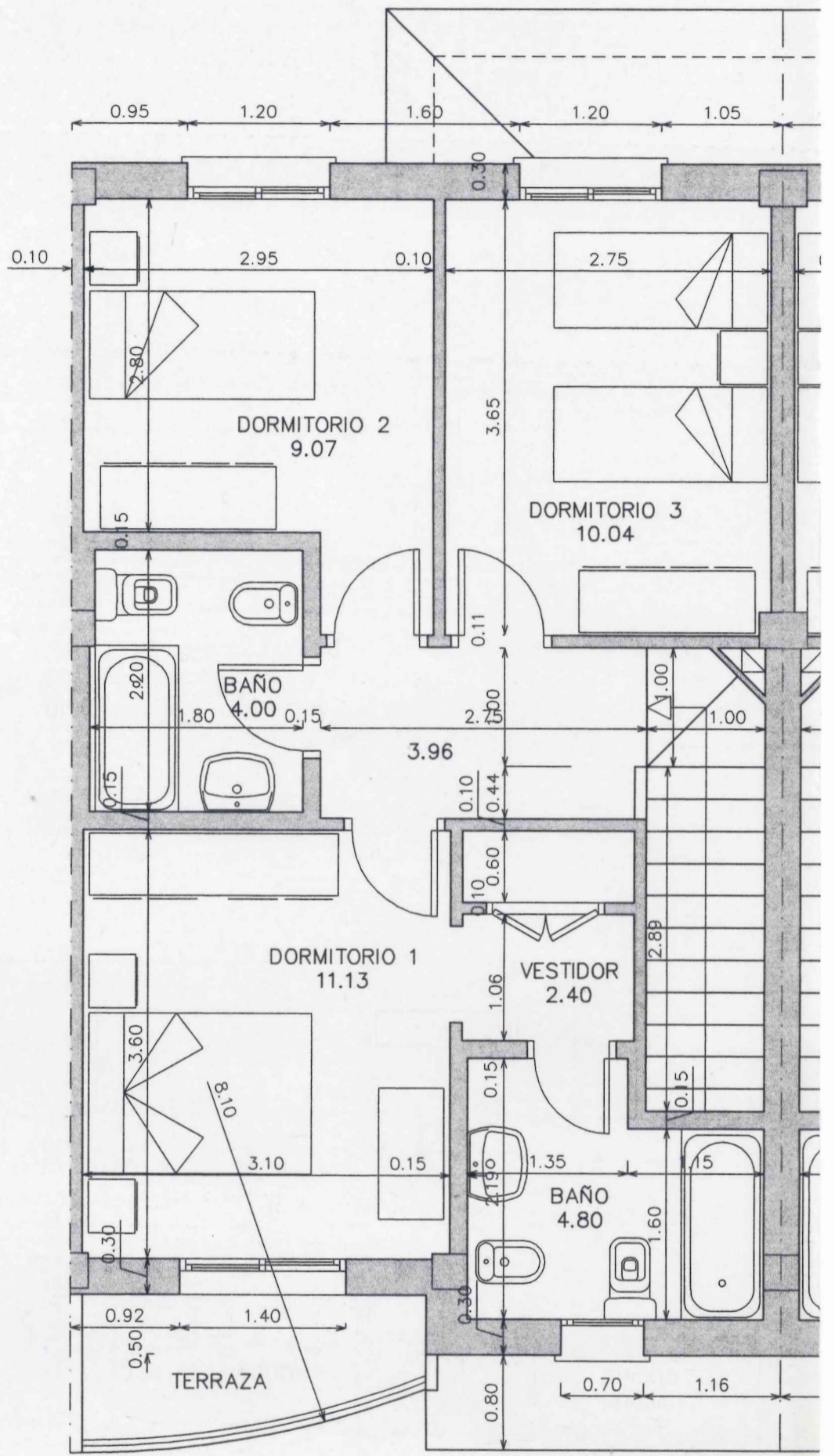
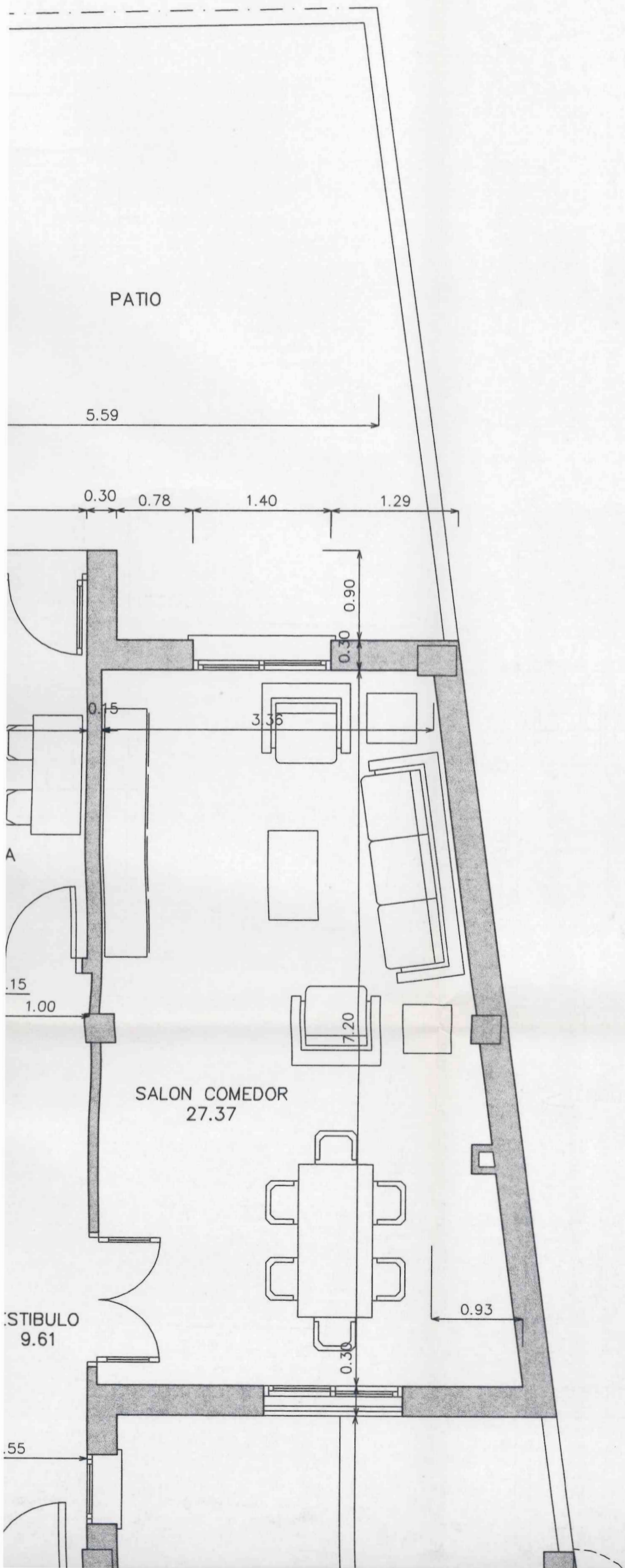
0.15

0.15

8.00

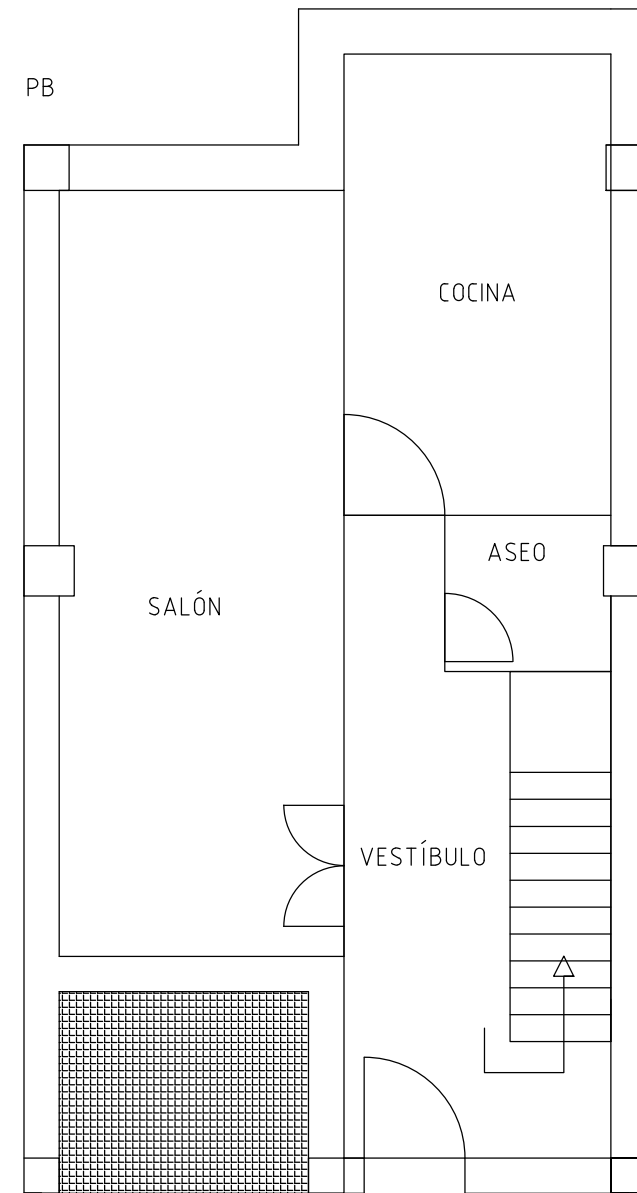
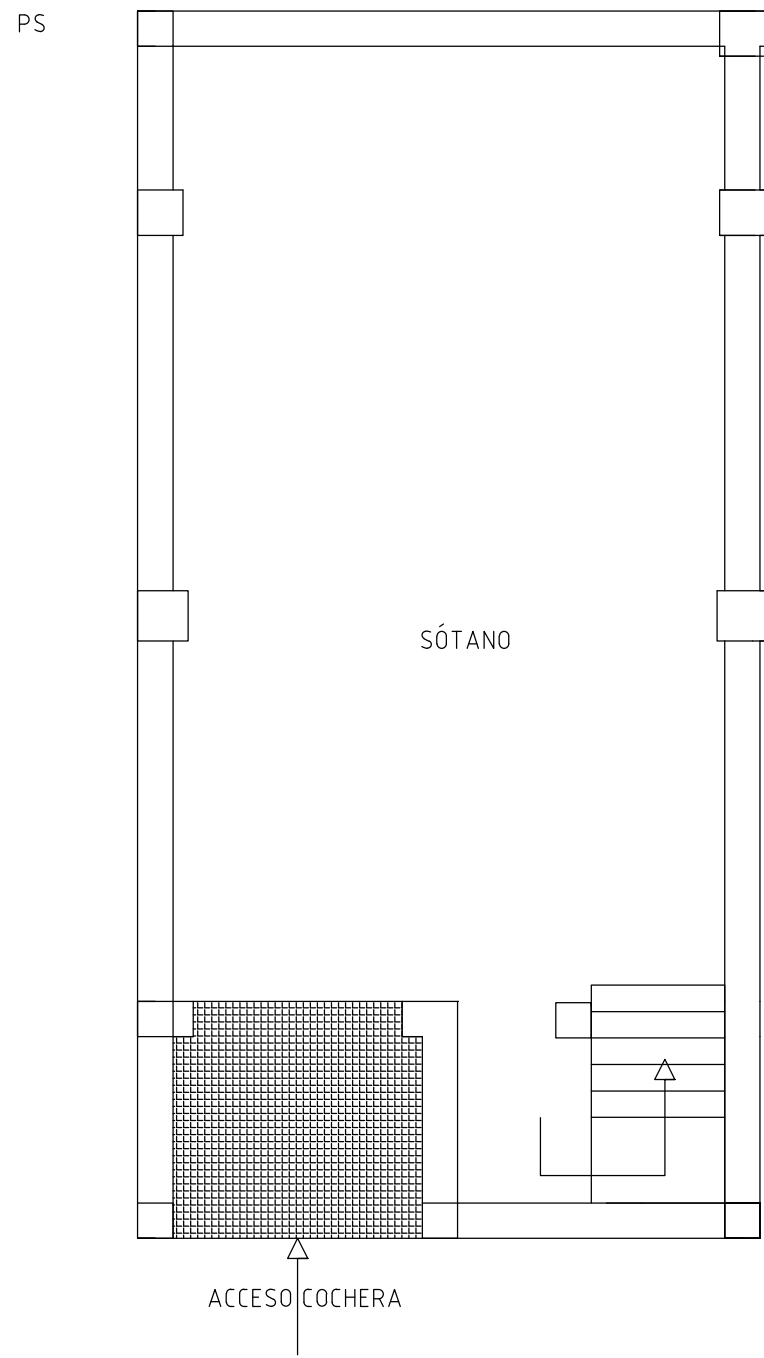
VIVIENDA TIPO

VIVIENDA

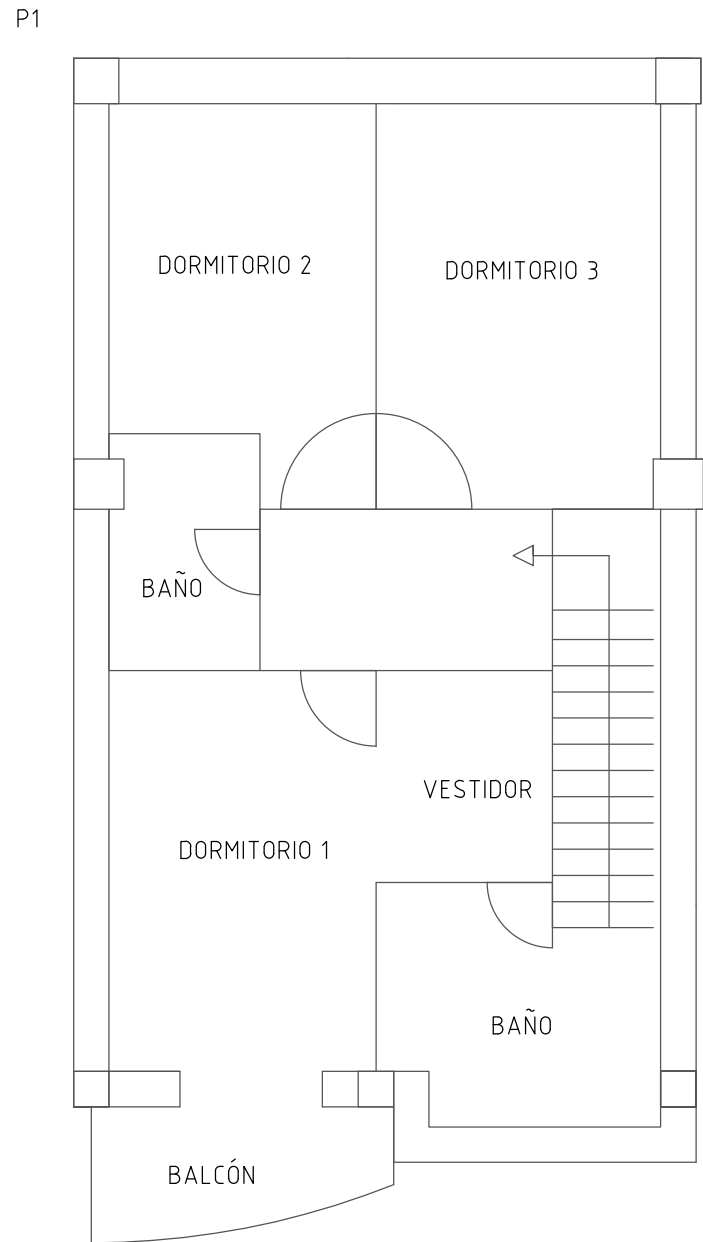


VIVIENDA TIPO

PLANTA A



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG			Nº PLANO
1:75	DISTRIBUCIÓN POR PLANTAS VIVIENDA PLANTA SÓTANO Y PLANTA BAJA			1/2
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG			Nº PLANO
1:75	DISTRIBUCIÓN POR PLANTAS VIVIENDA PLANTA PRIMERA			2/2
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Anexo 2. Cuadro Despiece de Pilares

Producido por una versión educativa de CYPE

Producido por una versión educativa de CYPE

P1	P2	P3	P4=P32	P5	P6=P16	P7=P15 P29	P8	P9	P10	P11	P12=P23	P13=P27	
													Forjado 3
													Forjado 2
													Forjado 1
													Cimentación

Cuadro de pilares
 Hormigón: HA-25, Control Estadístico
 Acero: B 400 S, Control Normal
 Escala: 1:50

Resumen Acero Forjados 1 a 3 Pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 400 S, CN ø8	12123.8	5263	
ø12	1433.6	1400	
ø16	1212.5	2105	
ø20	1619.6	4394	
ø25	498.6	2113	15275

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG			Nº PLANO
1:50	CUADRO DE PILARES 1			1/3
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Producido por una versión educativa de CYPE

Producido por una versión educativa de CYPE

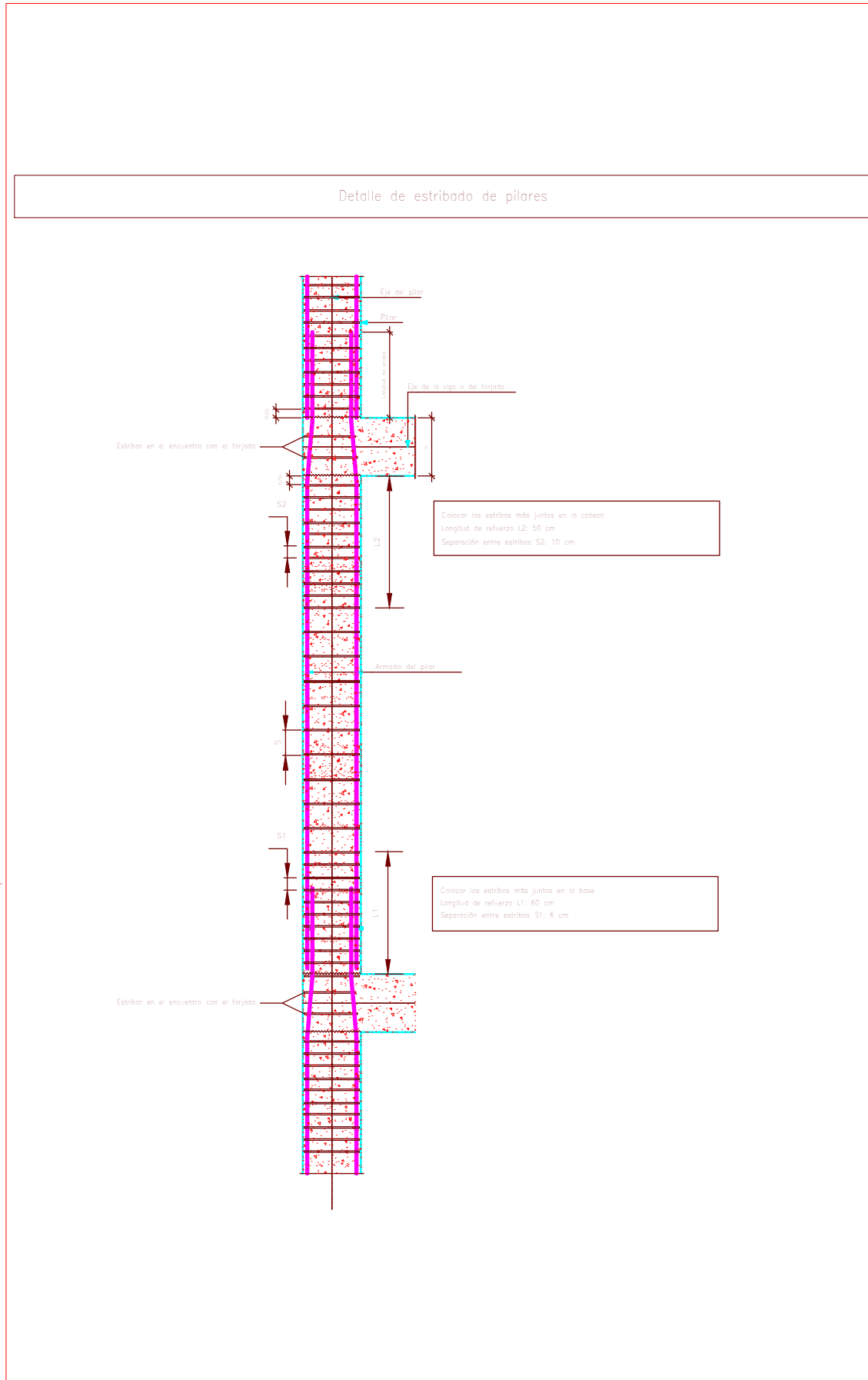
P14=P25	P17=P24	P18	P19	P20	P21	P22	P26	P28	P30	P31	P33	P34	Forjado 3	
														Forjado 2
														Forjado 1
													Cimentación	

Cuadro de pilares
 Hormigón: HA-25, Control Estadístico
 Acero: B 400 S, Control Normal
 Escala: 1:50

P35	P36	P37	P38=P44	P39	P40	P41	P42	P43	Forjado 3	
										Forjado 2
										Forjado 1
									Cimentación	

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUOLA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG			Nº PLANO
1:50	CUADRO DE PILARES 2			2/3
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Producido por una versión educativa de CYPE



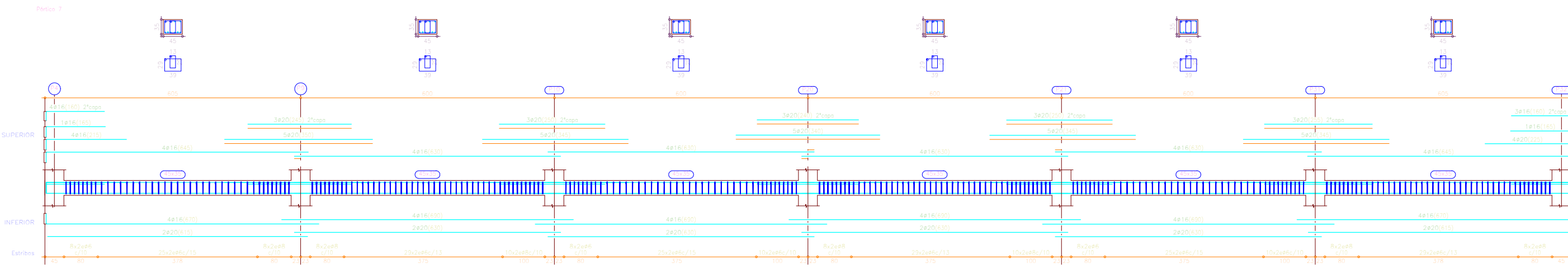
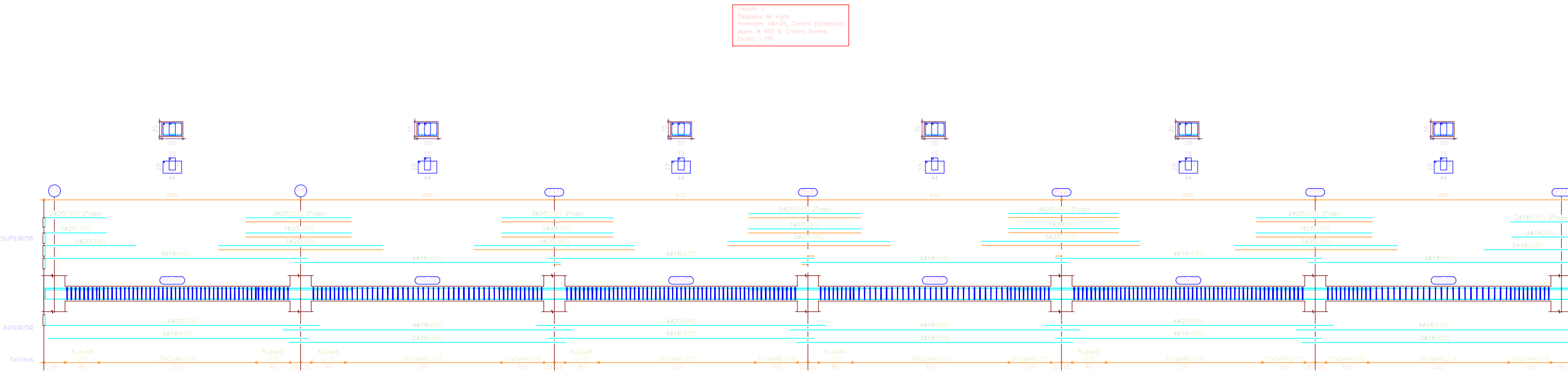
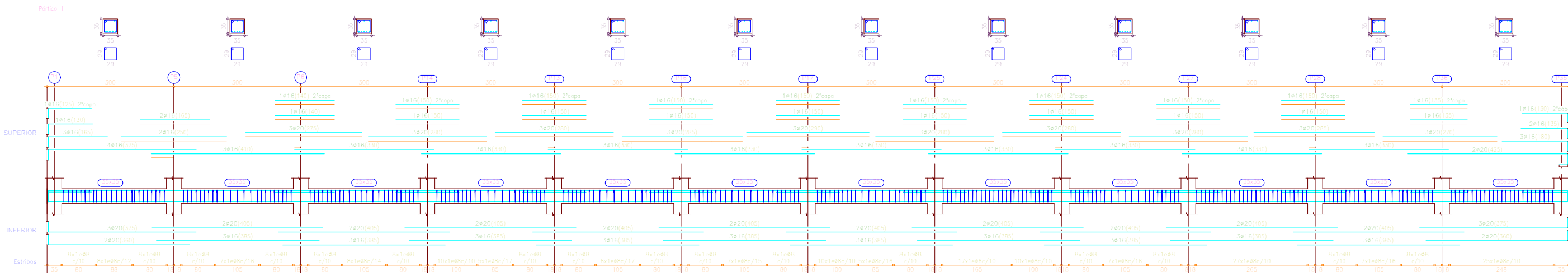
Producido por una versión educativa de CYPE

Producido por una versión educativa de CYPE

Producido por una versión educativa de CYPE

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG CUADRO DE PILARES 3			Nº PLANO 3/3
1:50				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Anexo 3. Cuadro Despiece de Vigas

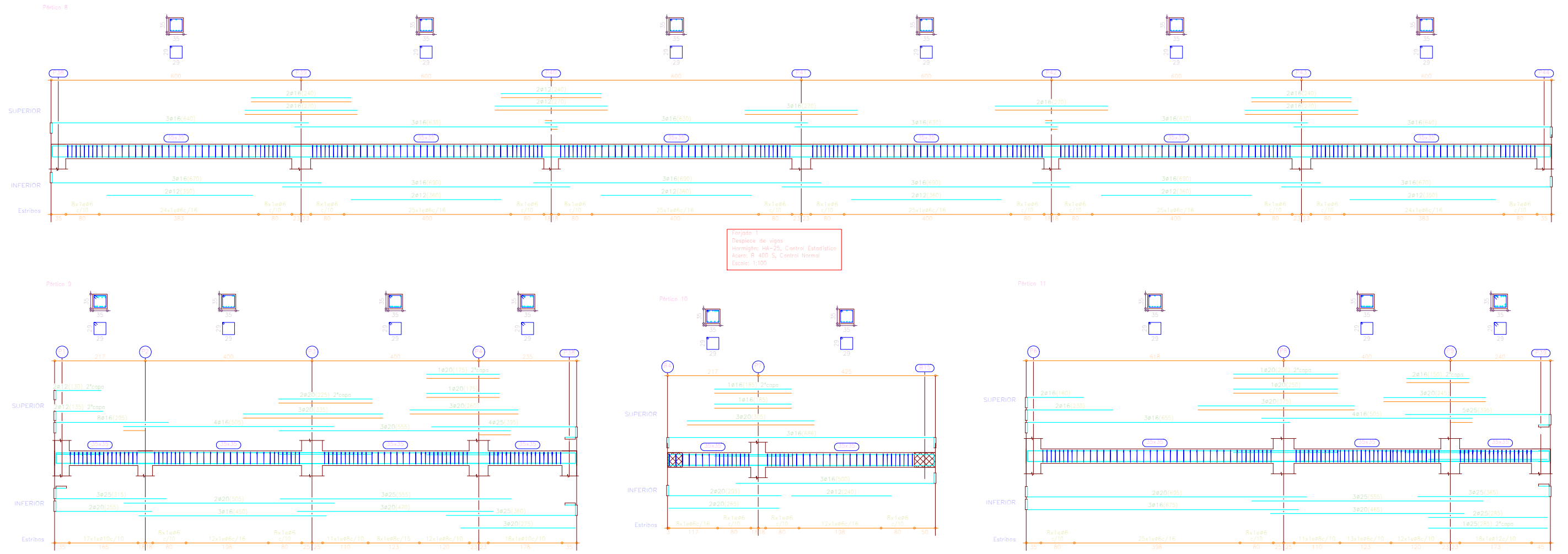


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG			Nº PLANO
1:100	VIGAS DE CARGA FORJADO 1			1/6
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

Producido por una versión educativa de CYPE

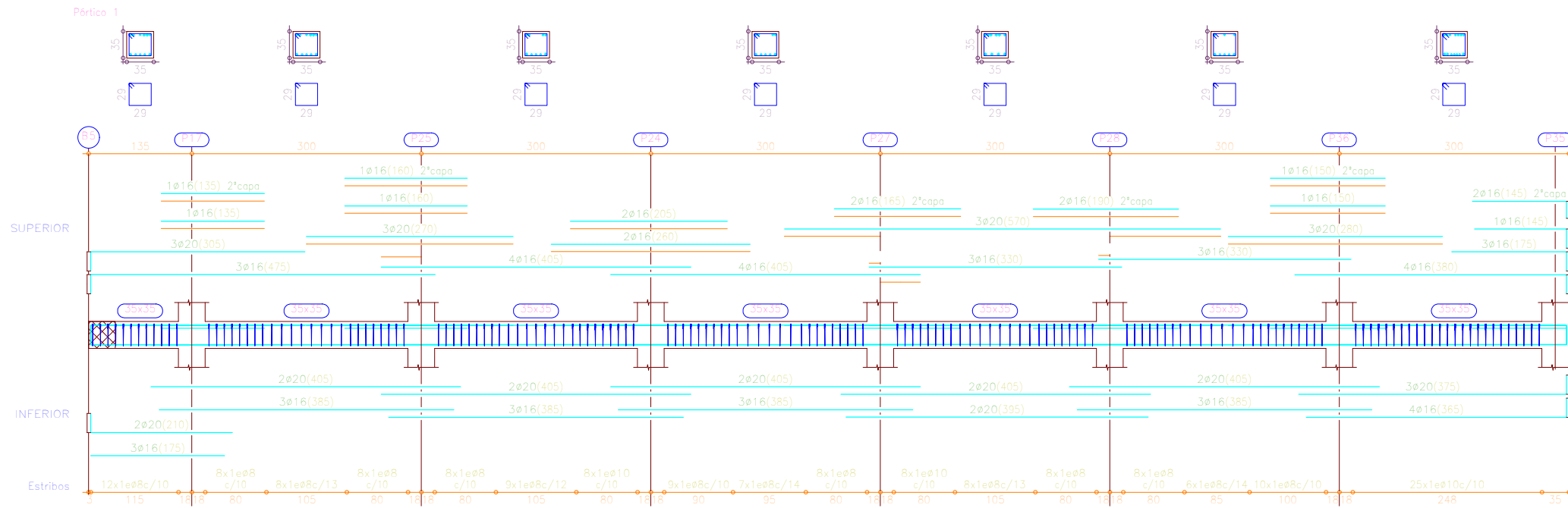


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG VIGAS DE CARGA FORJADO 1 CON DETALLE VIGAS DE BORDE			Nº PLANO 2/6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

Producido por una versión educativa de CYPE



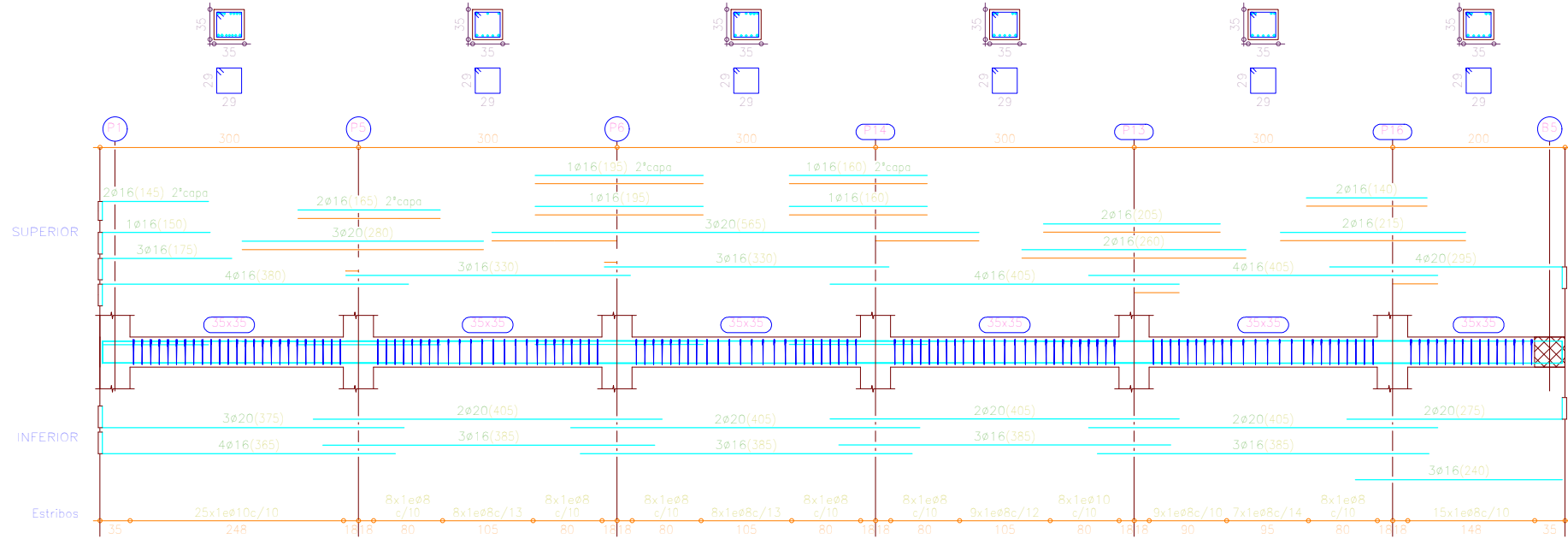
Forjado 2
 Despiece de vigas
 Hormigón: HA-25, Control Estadístico
 Acero: B 400 S, Control Normal
 Escala: 1:100

Pórtico 10
 Pórtico 12

Producido por una versión educativa de CYPE

Producido por una versión educativa de CYPE

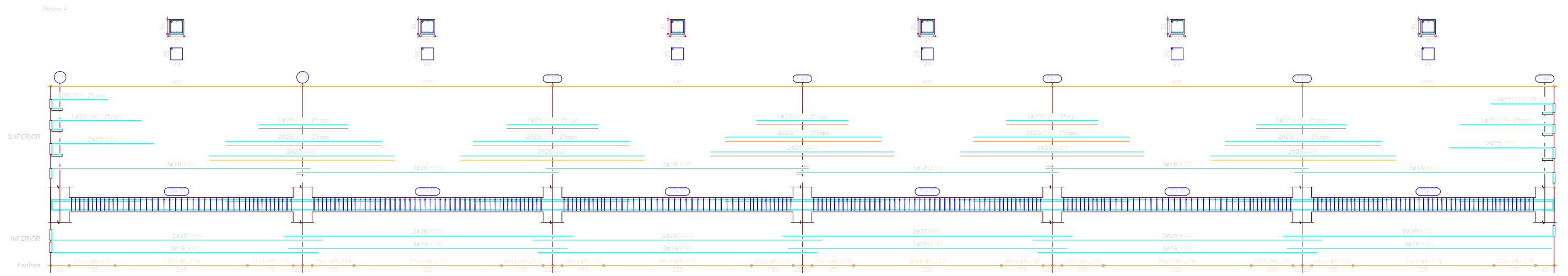
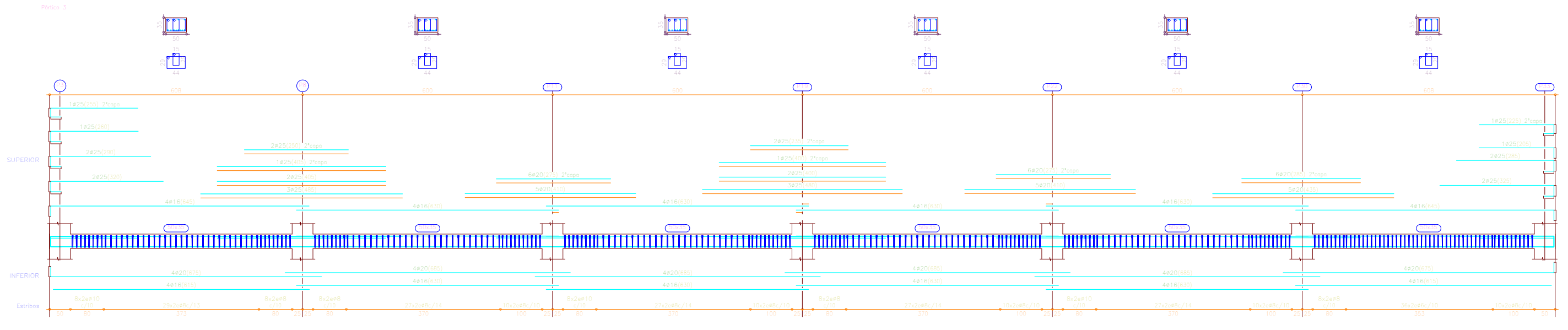
Pórtico 2



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALF JANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG			Nº PLANO
1:75	VIGAS DE CARGA FORJADO 2			3/6
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Producido por una versión educativa de C

Producido por una versión educativa de CYPE

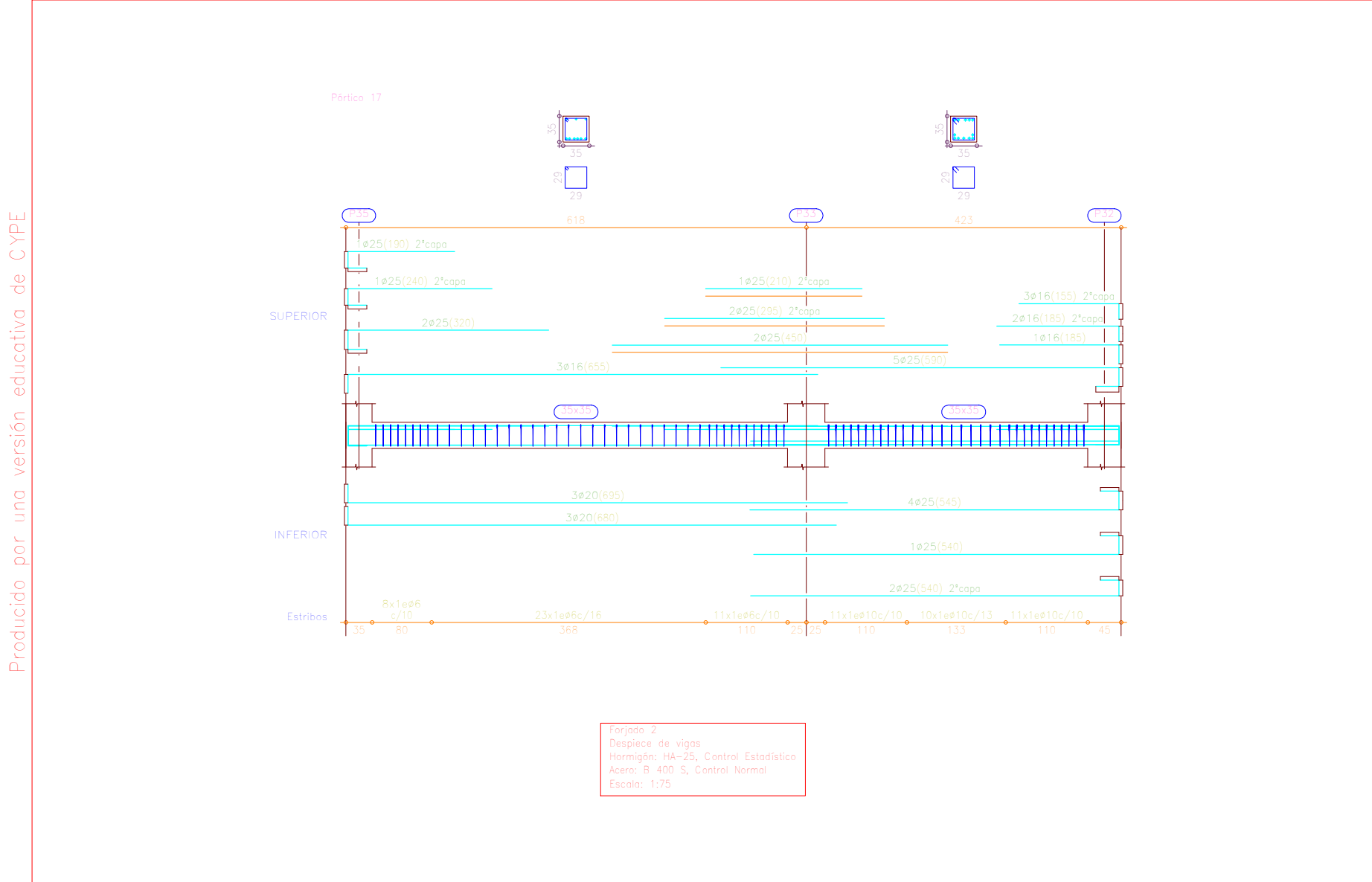


	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALF JANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG VIGAS DE CARGA FORJADO 2			Nº PLANO 4 / 6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

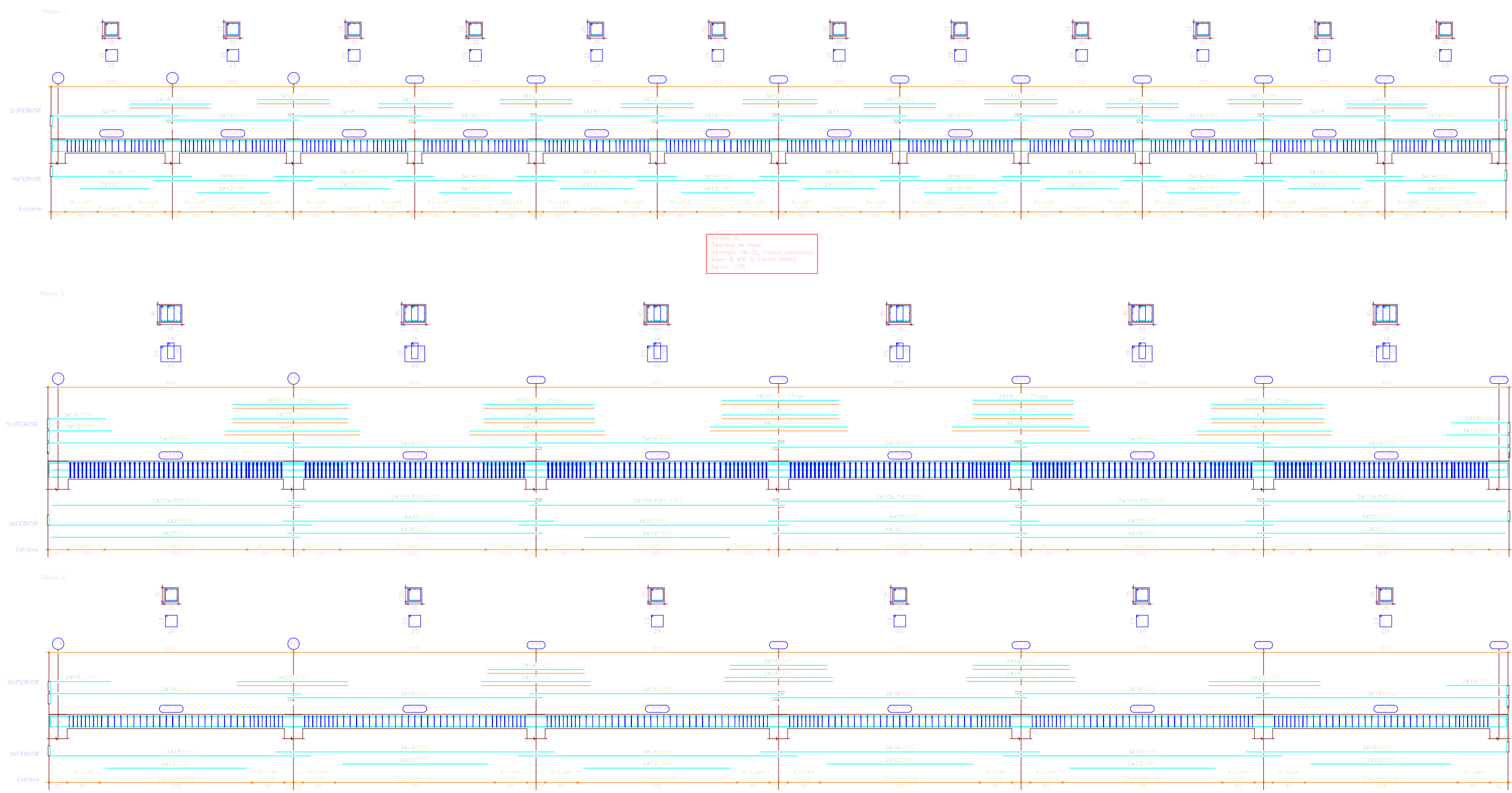
Producido por una versión educativa de CYPE



Producido por una versión educativa de CYPE

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG DETALLE VIGAS DE BORDE FORJADO 2			Nº PLANO 5/6
1:75				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Producido por una versión educativa de CYPE



Producido por una versión educativa de CYPE

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO	01/09/21	ALEJANDRO		
COMPROBADO		COBO ORTIZ		
ESCALA:	Título del TFG VIGAS DE CARGA FORJADO 3			Nº PLANO 6/6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR: