



UNIVERSIDAD DE JAÉN

Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

ESTUDIO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UN EDIFICIO QUE HA SUFRIDO UN INCENDIO

Alumno: Jose Javier Culebra Cano

Tutor: Prof. D. Jesús Donaire Ávila

Depto: Ingeniería mecánica y minera

TRABAJO FIN DE GRADO

TÍTULO: ESTUDIO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UN EDIFICIO QUE HA SUFRIDO UN INCENDIO

INSTITUCIÓN: ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES
(UNIVERSIDAD DE JAÉN)

GRADO: GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

ALUMNO: JOSE JAVIER CULEBRA CANO

TUTOR: Dr. JESÚS DONAIRE ÁVILA

DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA Y MINERA

Firma del autor:



Firma del tutor:

**DONAIRE
AVILA
JESUS -
44292641T**

Firmado
digitalmente
por DONAIRE
AVILA JESUS -
44292641T
Fecha:
2018.06.21
09:02:57 +02'00'

ÍNDICE

1. Resumen.....	5
2. Introducción.....	6
2.1. Estructuras sometidas a incendios.....	7
2.1.1. Efectos sobre el hormigón armado.....	8
3. Objetivos.....	10
4. Métodos de cálculo.....	11
5. Definición del edificio.....	12
5.1. Definición previa.....	12
5.2. Ubicación y emplazamiento.....	13
5.3. Parámetros de sismicidad y viento.....	15
5.3.1. Parámetros necesarios para la definición del espectro.....	17
5.3.2. Parámetros necesarios para la definición del viento.....	17
5.4. Encuadre geológico y geotécnico.....	18
5.5. Geometría del edificio.....	20
5.6. Datos de obra.....	25
5.6.1. Geometría.....	25
5.6.2. Materiales utilizados.....	25
5.6.3. Estados límite.....	26
5.6.3.1. Combinaciones de acciones y coeficientes de seguridad.....	
5.6.4. Definición de acciones consideradas.....	33
5.7. Predimensionamiento.....	36
5.7.1. Losa de cimentación.....	36
5.7.1.1. Estimación del canto mediante la regla del 10%.....	38
5.7.1.2. Criterio de Jose María Ortiz.....	38
5.7.1.3. Estimación mediante el coeficiente de balasto.....	39
5.7.2. Pilares.....	40
5.7.3. Vigas.....	40
5.7.4. Forjados.....	42
5.7.5. Tabiquería y cerramientos.....	44
6. Cálculo de la estructura de referencia.....	45
6.1. Cálculo de la rigidez lateral por planta.....	46

7. Afección del incendio en la estructura.....	51
7.1. Daño en pilares. Efectos en el hormigón.....	52
7.2. Daño en pilares. Efectos en las armaduras.....	54
7.3. Diagramas de interacción de la sección de pilares.....	56
7.4. Reducción del cortante mediante el Principio de los Trabajos Virtuales.....	58
7.5. Reducción de la rigidez lateral.....	61
8. Método del balance de energía.....	63
8.1. Energía de vibración elástica.....	70
8.2. Energía disipada por deformaciones plásticas.....	71
8.3. Distribución estándar del daño. Óptima de Akiyama.....	72
8.4. Ley fundamental de la distribución del daño.....	73
8.5. Resultados energéticos.....	75
8.6. Caso 1. Análisis con cortante basal según NCSE-02 y distribución de resistencia lateral no óptima.....	76
8.7. Caso 2. Análisis con cortante basal según NCSE-02 y distribución óptima de resistencia lateral según Akiyama.....	82
9. Conclusiones.....	87
10. ANEXO A. Planos.....	89
11. ANEXO B. Cálculo sísmico en CypeCad.....	117
12. ANEXO C. Cálculo del deterioro de la estructura por la afección del incendio.....	127
13. ANEXO D. Cálculo de la concentración de daño por métodos energéticos.....	130
14. ANEXO E. Datos de obra.....	141
15. Bibliografía.....	168

1. RESUMEN

En este trabajo fin de grado se va a analizar la influencia de un incendio en la capacidad resistente de una estructura de edificación que sufre un terremoto.

Para ello se estudiará una estructura de hormigón armado de seis plantas modelizada mediante software de diseño de estructuras, una vez calculada se va a simular un incendio mediante la reducción de las propiedades del hormigón y del acero que lo arma, para finalmente observar cómo afecta un sismo a la misma estructura antes y después de haber sufrido el incendio en cuestión.

Lo que se abordará, en resumen, será lo siguiente:

- Capacidad resistente y concentración de daño en cada planta de la estructura original inicial.
- Disminución de la capacidad resistente y variaciones en la concentración de daño cuando un incendio de cierta entidad afecta a la primera planta.
- Disminución de la capacidad resistente y variaciones en la concentración de daño cuando un incendio de cierta entidad afecta a la tercera planta.
- Disminución de la capacidad resistente y variaciones en la concentración de daño cuando un incendio de cierta entidad afecta a la última planta.

El estudio de concentración de daño se va a realizar mediante dos métodos, según los valores que desprende el método nodal espectral propuesto por la normativa sismorresistente española (NCSE-02) [1], y según los valores óptimos que propone el balance de energía de Housner-Akiyama.

De los resultados que arrojen estos análisis para cada situación se realizarán las comparaciones y conclusiones definitivas, destacando la vital importancia de un examen completo de la estructura tras haber sufrido un incendio.

2. INTRODUCCIÓN

Este Trabajo Fin de Grado, con la catalogación de estudio técnico, ha sido realizado por Jose Javier Culebra Cano, de la Escuela Politécnica Superior de Linares (Universidad de Jaén), estudiante del Grado de Ingeniería Civil.

En este estudio técnico se ha propuesto el cálculo y posterior análisis de un edificio de 6 plantas construido sobre rasante en la ciudad española de Granada (España), cuya situación le confiere el grado de sismicidad moderada-elevada así como viento moderado-elevado. Tal edificio estará diseñado bajo la determinación de bloque de viviendas familiares.

El cálculo de la estructura se realiza mediante el software (CypeCad Ingenieros, 2018) [2], en el cuál se implementará el uso de las normativas españolas y europeas vigentes para su determinación estructural, de los resultados se consultarán valores de interés como los esfuerzos internos y desplazamientos, entre otros.

De cara a entender los efectos que producirá el fuego en el edificio de viviendas calculado, donde se verán afectadas muchas de sus características tanto estructurales como no estructurales, siendo aquellas estructurales las que se analizarán en este estudio, se ha procedido realizando tanto una reducción de la sección de los pilares de hormigón armado, siguiendo así lo establecido en (EHE-08 Fomento, 2008) [3], concretamente en el *anejo 6, apartado 7. Método simplificado de la isoterma 500* y (UNE-EN 1998-1. Eurocódigo 8: Parte 1, 2004) [4], como también una reducción en las características resistentes del acero según (Felicetti, Gambarova, & Meda, Residual behavior of steel rebars and R/C sections after fire. Construction and Building Materials, 2009) [5].

Habiendo desarrollado finalmente estas observaciones en planta baja, planta tercera y planta sexta (correspondiéndose la sexta planta a la última) se estará en disposición de realizar un análisis definitivo de concentración de daño en el edificio cuando es afectado por un terremoto antes y después de la presencia de fuego.

2.1. Estructuras sometidas a incendios

En la redacción de este apartado se ha hecho uso de lo publicado en el curso (La identificación de riesgos y el diseño contra incendios, Consejo superior de Investigaciones Científicas, Madrid, 2004) [6], así como el documento (Protección pasiva contra incendios. Asociación de Investigación para la Seguridad de Vidas y Bienes. Madrid, 2003) [7].

Un incendio constituye una amenaza para la vida por la asfixia, el envenenamiento y las temperaturas elevadas, pero de producirse en un edificio el peligro aumenta por la propia estructura. En un recinto exterior, con aire fresco, es casi imposible superar los 700°C. En un recinto cerrado la temperatura sube un 30% más debido a la reflexión y radiación de las paredes.

Para tener una referencia de cómo afectan las altas temperaturas a los materiales, diremos que a los 400 °C el acero se vuelve dúctil y a los 600 °C se produce una bajada brusca de su resistencia.

El hormigón comienza a deteriorarse a temperaturas superiores a los 380 °C en periodos prolongados de tiempo. A los 400 °C se produce una pérdida de su resistencia entre 15-25% según sean áridos calizos o silíceos. Por encima de los 800 °C deja de poseer resistencia a compresión viable, y se debilitará en mayor medida al enfriarse cuando el fuego ya haya cesado.

2.1.1. Efectos sobre el hormigón armado

A diferencia del acero, el hormigón está expuesto al fuego, por tanto las evaluaciones son más complejas. Además de las variables propias de cada incendio (carga de combustible, aireación, etc.), la variación en los resultados del hormigón puede deberse a una serie de factores intrínsecos como la densidad, la porosidad, el tipo de árido y el método de vibración durante la ejecución.

Básicamente, los principales efectos del fuego en el hormigón armado, podrían resumirse en:

- Daños a la adherencia por salto térmico entre las armaduras de acero y el hormigón que las recubre.
- Pérdida significativa de espesor del recubrimiento del hormigón, debida al efecto spalling o desprendimiento por explosión del hormigón.
- Una disminución de la resistencia del hormigón cuando su temperatura supera los 380°C durante períodos prolongados.
- Una disminución de la resistencia de las armaduras de acero cuando la temperatura supera los 250°C.
- Daño o destrucción de las juntas y sellados, lo que en determinadas estructuras puede conducir al colapso.

Como comentario de uno de los principales efectos del fuego, es oportuno señalar que un spalling masivo puede llevar a la pérdida total del hormigón de recubrimiento o “fall off”, dejando al descubierto las armaduras.

Hasta ese momento el hormigón había evitado que el acero alcanzara grandes temperaturas, por lo que preservaba también su resistencia. Al mismo tiempo, la magnitud del incendio es tal que el acero alcanza rápidamente la temperatura de 250°C y superiores. Sobreviene entonces la disminución de resistencia de las armaduras.

Si estamos hablando del incendio en el interior de un edificio, la parte de la estructura más expuesta al fuego y también la más sensible es la cara inferior de los forjados. Aquí las tensiones son de tracción y fundamentalmente soportadas por las armaduras de acero. De modo que si éstas se ven afectadas por altas temperaturas, la disminución de su resistencia se traduce en la transmisión de esfuerzos al hormigón, ya sobretensionado interiormente. Resulta en la rotura frágil a cortante del hormigón y el colapso del forjado por la rotura a momentos negativos del armado.

El efecto spalling depende en gran medida de la proporción de agua/cemento en el hormigón. Se admite que con contenidos de humedad inferiores al 3% no hay riesgo. Lo que se cumple con clase de exposición I según la EHE-08.

El spalling no sólo supone un importante daño a la estructura. Teniendo en cuenta que se da en una fase temprana del incendio, se produce cuando todavía puede haber personas en el edificio o están los equipos de extinción y rescate. El hormigón

desprendido explosionado es una lluvia de escombros, pudiendo provocar lesiones y bloqueando las vías de salida. Se dificultan en gran medida la evacuación de personas y el trabajo de los equipos de extinción de incendios.

Por tanto, se trataría de impedir o al menos retardar el spalling o desprendimiento del hormigón.

Aparte de controlar el tipo de hormigón, dosificación, etc... Una forma sería la aplicación de una protección pasiva contra incendios al revestimiento del hormigón. La aplicación de una capa de producto inorgánico adecuado de protección contra incendios impide el desprendimiento del hormigón tanto durante el periodo de estabilidad exigido como más allá de dicho periodo, puesto que el material continúa proporcionando un nivel previsible de protección mediante el aislamiento térmico del hormigón. Esta acción impide el desmoronamiento repentino de una estructura, inmediatamente después de un periodo especificado de estabilidad o de un incendio de larga duración.

Además, los efectos que un incendio produce en una estructura se agravan con el tiempo, después de haber sido sofocado el fuego, por lo que una evaluación de daños realizada inminentemente tras el incendio no sería acertada de cara a extrapolar sus resultados y conclusiones como definitivas.

Realmente lo más acertado es realizar varias inspecciones a lo largo del tiempo para conocer con seguridad el estado de la estructura y así encarar de manera óptima las medidas a tomar.

3. OBJETIVOS

Con la finalidad de fijar de forma precisa los objetivos de este estudio técnico, se procede a continuación a exponer los principales puntos que se van a abordar a lo largo del presente documento.

- Diseño y dimensionamiento de una estructura de edificación de hormigón armado de 6 plantas porticada, sometida a las cargas gravitatorias y laterales de viento y sismo establecidas en la normativa española (Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, 2006) [8].
- Cálculo de la estructura dimensionada mediante el software de cálculo estructural (CypeCad Ingenieros, 2018) [2].
- Haciendo uso de las teorías de balance de energía del profesor y catedrático Hiroshi Akiyama en su libro (Metodología del proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético. Akiyama, 2002) [9], se obtendrá un análisis de concentración de daño por planta, con las acciones sobre el edificio previamente impuestas.
- Se estudiará el mismo caso pero esta vez con la presencia de un incendio de 90 minutos, esto se hará en primera planta, tercera planta y sexta y última planta. Para conocer el grado de afección de la estructura y simular el daño en sus características resistentes se ha recurrido a la normativa (EHE-08 Fomento, 2008) [3] anejo 6, apartado 7. Método simplificado de la isoterma 500 y (UNE-EN 1998-1. Eurocódigo 8: Parte 1, 2004) [4] y (Felicetti, Gambarova, & Meda, Residual behavior of steel rebars and R/C sections after fire. Construction and Building Materials, 2009) [5].
- Para obtener los nuevos resultados necesarios dada la afección del fuego se ha simulado, basándonos en lo citado anteriormente, con la ayuda de los softwares (CypeCad Ingenieros, 2018) [2], (Response 2000. University of Toronto. 2010) [10] y (Matlab 2012) [11].
- Una vez obtenidos los resultados, tanto de la estructura sin afectar como de cada planta sometida a estudio, se realizará una comparativa en la que se mostrará la importancia del análisis de un incendio mediante una síntesis de conclusiones finales.

4. MÉTODOS DE CÁLCULO

Para el cálculo de la estructura se han utilizado los criterios que establecen las normativas o documentos siguientes: las españolas, (NCSE-02) [1], (EHE-08 Fomento, 2008) [3] y (Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, 2006) [8], la americana (ACI 318-11, 2011) [12], la Europea, (UNE-EN 1998-1. Eurocódigo 8: Parte 1, 2004) [4], la japonesa (Building standard Law of Japan, 2009) [13], y el artículo de la revista científica (Felicetti, Gambarova, & Meda, Residual behavior of steel rebars and R/C sections after fire. Construction and Building Materials, 2009) [5].

Para confeccionar el diseño en planta del edificio se ha procedido con el software (Autocad, 2017) [14], que será utilizado también a la hora de conformar los planos.

Tras predimensionar los elementos que componen la estructura, se ejecutará el cálculo de la misma con la ayuda de (CypeCad Ingenieros, 2018) [2], programa basado en el método de la rigidez y al que se le implementarán las normativas vigentes españolas y Europeas de las que tomará referencia en dicho cálculo.

Para el proceso de cálculo, las vigas y pilares se modelizan como barras conectadas mediante nudos. En el caso del forjado unidireccional de viguetas prefabricadas tomado en la estructura propuesta, Cype realiza un proceso similar a este criterio, ya que homogeneiza tales viguetas como barras separadas por un intereje dependiente del tipo de vigueta.

El análisis que realiza este software es lineal, basado en el comportamiento elástico de los materiales constituyentes de la estructura. Este análisis es adecuado para los E.L.S. y E.L.U. cuando los efectos de segundo orden sean despreciables.

Se ha elegido este software por su gran utilidad y posibilidades de cálculo en estructuras de hormigón armado, la facilidad ofrecida al añadir cargas externas como acciones gravitatorias, viento, nieve o sismo hace el que el trabajo sea más cómodo e intuitivo, así como la posibilidad de exportar los planos generados a formato DWG.

Adicionalmente se han utilizado otros softwares como (Response 2000. University of Toronto. 2010) [10] en el estudio del deterioro de las características resistentes de la estructura antes y después del fuego, complementándolo con (Matlab 2012) [11].

Para la generación de las tablas de resultados pertenecientes a la teoría de balance de energía de Akiyama se ha usado (Excel, 2013) [15].

5. DEFINICIÓN DEL EDIFICIO

5.1. Definición previa

El edificio estará conformado por 6 plantas de viviendas plurifamiliares, en cada planta se han proyectado dos grandes viviendas. **Ver Anexo A. Planos de arquitectura – N° Plano 3. Hoja 1 y 2 de 3.**

La primera planta o planta baja tendrá una altura mayor que el resto, siendo esta de 5 metros y de 3.5 metros en el resto de entreplantas.

La estructura, constituida por pórticos de hormigón armado y forjados de viguetas prefabricadas armadas tiene luces máximas entre vanos de 6 metros. **Ver Anexo A. Planos de replanteo – N° Plano 2. Hoja 2 de 3.**

El edificio ha sido construido por métodos clásicos y la estructura no tiene elementos adicionales para resistir cargas gravitatorias y/o laterales. El entramado de vigas y pilares está unido mediante empotramientos.

La elección de adoptar uniones empotradas en lugar de otra solución como podría ser uniones articuladas con apoyos en ménsula se justifica por el hecho de que la aceleración sísmica que sufre la zona de Granada es moderada (0.23g, nivel VII en la escala de Mercalli). Las estructuras con apoyos en ménsula no tienen un buen comportamiento ante cargas laterales como las que podría provocar el viento o sismo mientras que una estructura con nudos empotrados elasto-plásticos goza de un mejor comportamiento plástico para hacer cara a estos estados de carga (fig 1).

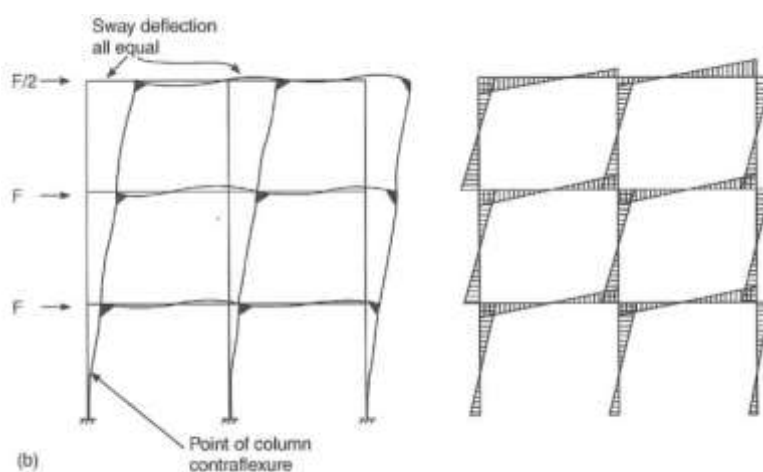


Fig 1. Leyes de desplazamiento y momento flector de una estructura con uniones elasto-plásticas ante cargas laterales

Los pilares irán reduciendo su sección en altura y se ha decidido, por razones que se justifican más adelante, que el método de cimentación sea una losa de cimentación superficial.

Las vigas utilizadas serán tipo viga descolgada por su mayor resistencia a flexión y mejor comportamiento estructural frente a las vigas planas embebidas.

Veremos a continuación la ubicación y emplazamiento de la obra, los parámetros de sismicidad y viento existentes, el encuadre geológico y geotécnico, así como una descripción de las propiedades y predimensionamiento de los elementos constituyentes del edificio.

5.2. Ubicación y emplazamiento

El edificio a estudio se situará en la ciudad de Granada (ver figura 2), en el barrio de la Chana, situado al noroeste del municipio (ver figura 3 y 4). **Ver Anexo A. Plano de emplazamiento – N° Plano 1. Hoja 1 de 1.**

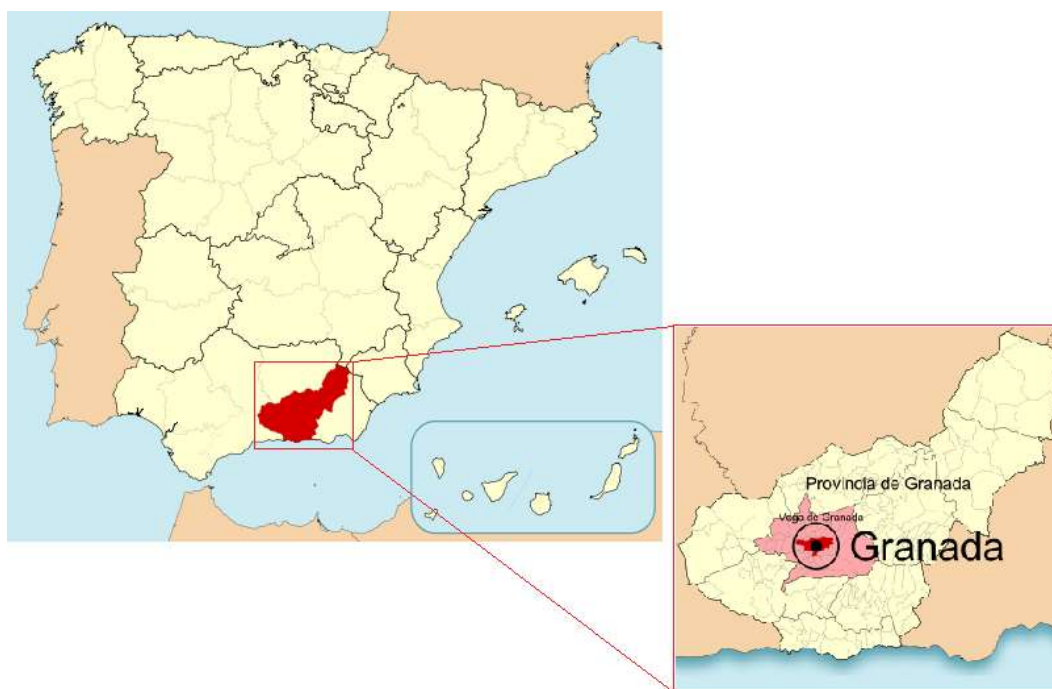


Fig 2. Ubicación de la provincia de Granada y la ciudad de Granada



Fig 3. Ubicación del edificio, barrio de la Chana

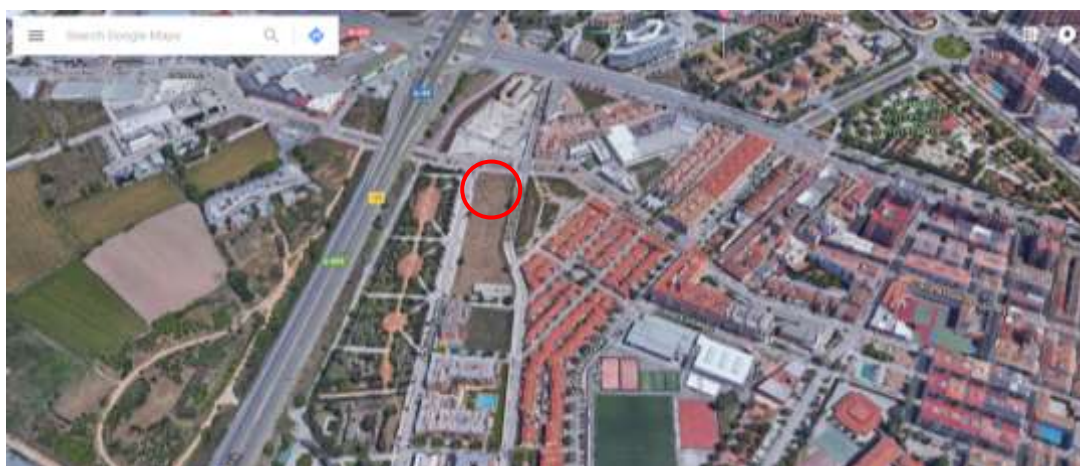


Fig 4. Emplazamiento del edificio

Se encontraría junto a la rotonda donde confluyen la carretera Bailén-Motril E-902 y la avenida de Andalucía en el barrio de la Chana, concretamente en la esquina de calle Dr.Medina Olmos con Av. Gloria Fuertes. Coordenadas 37º 19,42' N, -3º 63,1' W.

5.3. Parámetros de sismicidad y viento

Como se ha mencionado antes, el edificio está situado en Granada, zona de sismicidad moderada-elevada. Se tendrán por tanto en cuenta las prescripciones de la norma de construcción sismorresistente NCSE-02 [1] en su apartado 1.2.3, que, como tal norma indica, son de carácter obligatorio en construcciones de edificación cuando la aceleración sísmica básica sea superior a $0.04g$, siendo g la aceleración de la gravedad. En la figura 5 se pueden ver los valores de aceleración básica.

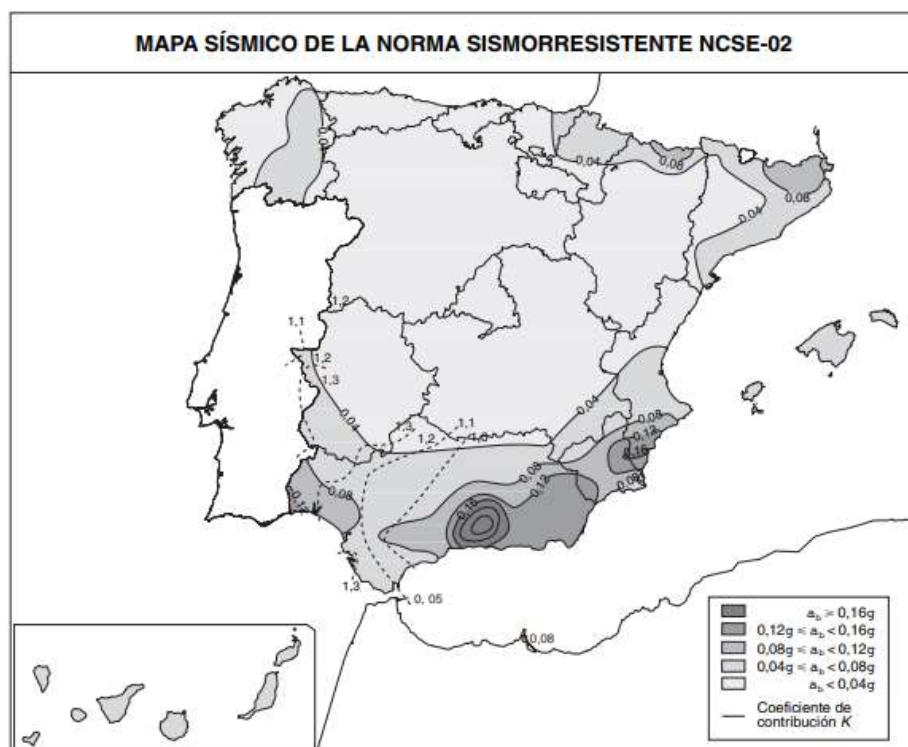


Fig 5. Mapa de peligrosidad sísmica de España

Tal como se aprecia en la figura 5, Granada se encuentra en zona de aceleración sísmica (a_b) mayor a $0.16g$, siendo esta aceleración superior al límite de $0.04g$ que impone la norma. Concretamente el valor de la aceleración sísmica en Granada se obtiene del Anejo 1 de la misma norma, mostrado en la figura 6.

Municipio	a_b/g	K
Colomera	0,18	(1,0)
Cortes de Baza	0,11	(1,0)
Cortes y Graena	0,12	(1,0)
Cuevas del Campo	0,10	(1,0)
Cúllar	0,13	(1,0)
Cúllar Vega	0,24	(1,0)
Chauchina	0,23	(1,0)
Chimeneas	0,24	(1,0)
Churriana de la Vega	0,24	(1,0)
Darro	0,12	(1,0)
Dehesas de Guadix	0,09	(1,0)
Deifontes	0,19	(1,0)
Diezma	0,14	(1,0)
Dílar	0,24	(1,0)
Dólar	0,13	(1,0)
Dúdar	0,21	(1,0)
Dúrcal	0,22	(1,0)
Escúzar	0,25	(1,0)
Ferreira	0,13	(1,0)
Fonelas	0,10	(1,0)
Freila	0,11	(1,0)
Fuente Vaqueros	0,23	(1,0)
Gabias, Las	0,24	(1,0)
Galera	0,12	(1,0)
Gobernador	0,10	(1,0)
Gójar	0,24	(1,0)
Gor	0,12	(1,0)
Gorafe	0,10	(1,0)
Granada	0,23	(1,0)
Guadahortuna	0,09	(1,0)
Guadix	0,12	(1,0)
Guajares, Los	0,18	(1,0)
Gualchos	0,13	(1,0)
Güejar Sierra	0,20	(1,0)
Güevéjar	0,21	(1,0)
Huélago	0,11	(1,0)
Huéneja	0,14	(1,0)
Huéscar	0,11	(1,0)

Fig 6. Valores de la aceleración básica a_b y del coeficiente de contribución K

El suelo a estudio se clasificará como terreno tipo II “*Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros*” según la tabla 2.1 de la NCSE-02, y de ella se obtendrá el coeficiente C (fig 7), parámetro interesante para el cálculo de la aceleración de cálculo que veremos a continuación.

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

Fig 7. Coeficientes del terreno

La norma NCSE-02 define la ecuación de la aceleración sísmica de cálculo (a_c), empleada en el cálculo de la estructura como se muestra en la ecuación 1.

$$a_c = S * \rho * a_b \quad (1)$$

La acción sísmica se puede consultar en **Anexo B. Cálculo sísmico en CypeCad**.

5.3.1. *Parámetros necesarios para la definición del espectro*

a_c: Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)	a_c: <u>0.235 g</u>
$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$	
a_b: Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)	a_b: <u>0.230 g</u>
ρ: Coeficiente adimensional de riesgo	ρ: <u>1.00</u>
Tipo de construcción: Construcciones de importancia normal	
S: Coeficiente de amplificación del terreno (NCSE-02, 2.2)	S: <u>1.02</u>
$S = \frac{C}{1,25}$ $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$	
$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot (\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1) \cdot (1 - \frac{C}{1,25})$ $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$	
$S = 1,0$ $0,4g \leq \rho \cdot a_b$	
C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)	C: <u>1.30</u>
Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II	
a_b: Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)	a_b: <u>0.230 g</u>
ρ: Coeficiente adimensional de riesgo	ρ: <u>1.00</u>

5.3.2. *Parámetros para la definición del viento*

La acción del viento se calcula a partir de la presión estática q_e que actúa en la dirección perpendicular a la superficie expuesta (ecuación 2). El programa CypeCad obtiene de forma automática dicha presión, conforme a los criterios del Código Técnico de la Edificación DB-SE AE, en función de la geometría del edificio, la zona eólica (ver fig 8) y grado de aspereza seleccionados, y la altura sobre el terreno del punto considerado:

$$q_e = q_b * c_e * c_p \quad (2)$$

- q_b : Presión dinámica del viento conforme al mapa eólico del Anejo D de la norma.
- C_e : Coeficiente de exposición, determinado conforme a las especificaciones del Anejo D.2 de la norma, en función del grado de aspereza del entorno y la altura sobre el terreno del punto considerado.
- C_p : Coeficiente eólico o de presión, calculado según la tabla 3.5 del apartado 3.3.4 de la norma, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.



Fig 8. Zona eólica según CTE

El grado de aspereza seleccionado ha sido *grado IV. Zona urbana, industrial y forestal* dado el emplazamiento del edificio.

5.4. Encuadre geológico y geotécnico

La geología presente en el emplazamiento de la estructura ha sido consultada en los mapas geológicos del IGME (Instituto Geológico Minero de España, 1998) [16], concretamente en la **Hoja Geológica nº 83, Granada Málaga** (figura 9) así como en el **Mapa de Suelos de Andalucía** (fig 10).

Gracias a estos mapas se ha podido saber que el suelo presente en la zona noroeste de la capital es de tipo fluvisol calcáreo, aluvial con arenas y calizas, típico suelo donde predomina el cultivo en la provincia de Granada viéndose favorecido por la presencia del río Genil.



Fig 9. Hoja N° 83 del mapa geológico Granada-Málaga

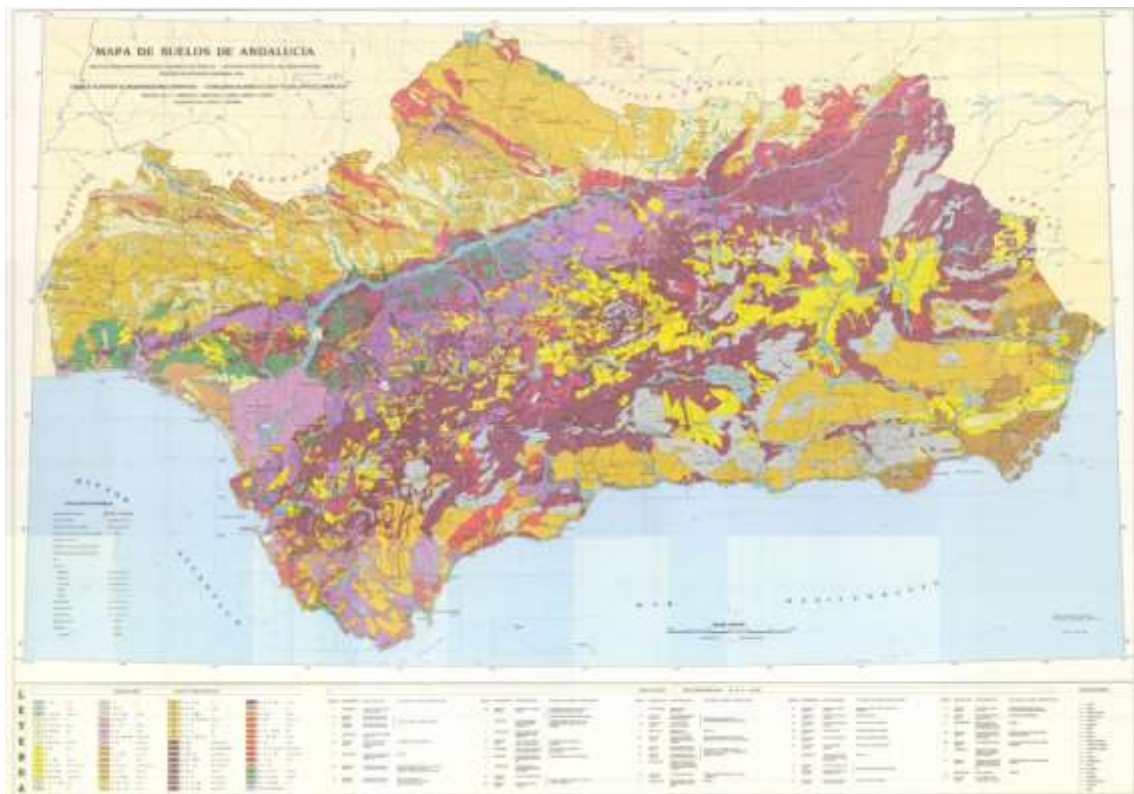


Fig 10. Mapa de suelos de Andalucía

La mayoría de materiales que afloran en esta zona son de edad neógena y cuaternaria, se tomará como suelo de proyecto un terreno de **arenas y arcillas densas**.

En cuanto al encuadre geotécnico se puede decir que, como se puede ver en el mapa del IGME de la figura 9, o cualquier otro mapa topográfico de la zona, el área de estudio presenta formas de relieve de suaves a llanas que se detallan a continuación.

- Formas de relieve suaves a llanas: Comprenden materiales cuaternarios de tipo aluvial. En general predominan conglomerados, limos, arcillas, arenas y localmente travertinos. El drenaje de estos materiales en función de la permeabilidad local es por lo general deficiente o aceptable. Su comportamiento mecánico es variable y en cuanto a la aparición de asientos diferenciales su magnitud es media, de modo que se deben tener en cuenta.
- Formas de relieve suaves: Son algo más heterogéneas, esencialmente compuestas de conglomerados, limos, arcillas, areniscas y calizas lacustres. Se encuentran mejor cementadas que en el anterior caso y el drenaje es en términos generales, aceptable. El carácter geomecánico sigue siendo parecido al caso anterior, aunque el grado de compactación y cementación mayor hace que este se vea atenuado. La aparición de asientos diferenciales, aunque de baja entidad, se deberá tener en cuenta.

Como síntesis global, los materiales sobre los que se construirá se encuentran cementados, lo que conferirá al terreno unos valores de capacidad de carga y asientos que estarán en el intervalo de media-baja a media. La presencia de asientos, como ya se ha mencionado, es en general existente, aunque de magnitud reducida.

5.5. Geometría del edificio

Como se ha comentado, el edificio consta de 6 plantas, planta baja + 5. Destinado en su totalidad a albergar viviendas plurifamiliares.

El bloque tiene una planta rectangular de dimensiones 24x15 metros medidos entre ejes de pilares en dirección X e Y respectivamente, obteniendo un área de 360 m² por forjado que compondrán dos viviendas por planta. De acuerdo al apartado (Documento Básico de Seguridad de Utilización y Accesibilidad, 2015) [17], se dispondrá de un ascensor con las medidas que posibiliten el acceso a personas con discapacidad física para salvaguardar las plantas de la estructura, así como de escaleras tradicionales.

La planta baja contará con 5 metros de altura entre forjados, y las sucesivas plantas tendrán una altura de 3.5 metros, teniendo una altura total de 22.5 metros. **Ver Anexo A. Planos de arquitectura – N° Plano 3. Hoja 3 de 3.**

Las vigas que se han dispuesto serán descolgadas y tienen una luz entre apoyos de 6 metros en la dirección X y de 5 metros en la dirección Y. Los cálculos de estimación de espesores de la losa y los forjados, se verán más adelante en el apartado correspondiente de **predimensionamiento**.

A continuación, se detallan algunas de las exigencias referentes al diseño constructivo del edificio prototipo, tanto para vivienda, cubierta, y diferentes instalaciones, según se establece en plan de ordenación urbanística (PGOU de Granada, 2010) [18].

- Planta baja y planta piso. La altura libre mínima será de doscientos sesenta (260) centímetros, al menos en el setenta y cinco (75) por ciento de la superficie útil de dichas plantas, pudiendo reducirse hasta doscientos veinte (220) en el resto.
- Para la medición de la altura de la edificación se tomará como cota de referencia la de la calle o acera en contacto con la fachada del inmueble. En los edificios exentos cuya fachada no deba situarse alineada a vial, la cota de referencia para la medición de la altura será la cota natural del terreno, no pudiendo en ningún punto de la parcela superarse la altura máxima fijada para la edificación por la normativa del presente PGOU.
- Las construcciones y edificaciones producto de obras de nueva planta y/o reforma, atenderán en sus soluciones de proyecto a las mejores soluciones de estabilidad, durabilidad, resistencia de materiales, seguridad y mejor economía para el mantenimiento y conservación de las obras terminadas.
- Todas las construcciones y edificaciones producto de obras de nueva planta y/o reforma atenderán a las determinaciones derivadas de la aplicación de las diversas legislaciones vigentes de afección en materia de construcción, y en su defecto, a las normas del buen hacer constructivo.
- Las construcciones y edificaciones de nueva planta y/o reforma deberán atenerse a las determinaciones derivadas de la aplicación de las legislaciones sectoriales vigentes de afección en materia de transmisión y aislamiento térmico, y de transmisión y aislamiento acústico.
- Todo local o dependencia construida mediante obras de nueva planta y/o reforma debe ser estanco y estar protegido de la penetración de humedades.

- Las construcciones deberán cumplir las medidas que en orden a la protección contra incendios establece la legislación sectorial vigente de aplicación.
- La altura de las barandillas de las escaleras no será en ningún caso inferior a noventa y cinco (95) centímetros.
- Todas las instalaciones y dotaciones al servicio de la edificación procurarán situar sus trazados, maquinaria y elementos auxiliares en el interior de la edificación, evitándose, siempre que sea posible, su manifestación externa directa.
- Todo edificio deberá disponer en su interior de instalación de agua corriente potable con dimensionado suficiente para las necesidades propias del uso.
- Todo edificio contará con instalación interior de energía eléctrica conectada a la red de abastecimiento general o a sistema de generación propia, realizada de acuerdo con la vigente legislación sectorial de aplicación.
- En el caso de edificaciones destinadas a vivienda plurifamiliar se preverá la intercomunicación en circuito cerrado dentro del edificio, que asegure la comunicación desde el portal con cada una de las viviendas.
- Toda edificación contará con previsión de instalación de antenas receptoras de televisión y radio en frecuencia modulada. En todas las edificaciones destinada a vivienda plurifamiliares, se preverá la instalación de antena colectiva para ambos servicios.
- Todo edificio donde existan dependencias destinadas a la permanencia de personas deberá contar, cuando menos, con preinstalación de calefacción, que podrá emplear cualquier sistema de producción de calor, buscando siempre las soluciones que conduzcan a un mayor ahorro energético.
- Todo inmueble que deba salvar desde su acceso desniveles superiores a tres plantas o alturas plantas superiores a los diez (10) metros, cualesquiera que fuera el uso o actividades a los que se destine, deberá disponer de ascensor.
- El dimensionado de los ascensores quedará definido por su capacidad de carga, velocidad y número de paradas, que se calcularán en función del número de usuarios previstos y del número de plantas servidas. El número de ascensores y su tamaño se determinarán en función de las necesidades del edificio, siendo todos ellos aptos para el ascenso y el descenso.
- Los desembarques de los ascensores instalados tendrán comunicación directa a través de zonas comunes de circulación con la escalera del edificio.

- Cualquiera que sea la clase de aparato elevador instalado, deberá atender al cumplimiento de las normas exigidas por la legislación sectorial vigente de afección.
- Las instalaciones de evacuación de aguas residuales, tanto pluviales como fecales, quedarán definidas por su capacidad de evacuación, sobre la base de criterios indicados en la normativa sectorial vigente de aplicación correspondiente, y debiendo cumplir además las determinaciones técnicas de la empresa que gestione el servicio.
- Todo tipo de conducto o chimenea estará provisto de aislamiento y revestimiento suficiente para evitar que la radiación de calor se transmita a las propiedades contiguas, y que el paso y salida de humos cause molestias o perjuicio a terceros.
- Los conductos de evacuación de humos discurrirán predominantemente por el interior de los edificios, a través de las correspondientes cajas o registros practicados para darles albergue.
- En cubiertas la recogida de aguas deberá solucionarse mediante la disposición de canalones y bajantes, vistos u ocultos, que eviten el vertido directo de pluviales desde las cubiertas al viario o espacio público. Los bajantes vistos deberán quedar embutidos en el paramento de fachada, y/o protegidos hasta una altura de ciento cincuenta (150) centímetros desde la rasante de la acera terminada.
- Los locales que excedan los 50 m² y que no excedan los 300 m² de superficie se enmarcan en el Nivel II. Local hasta 300 m², según la ordenanza municipal. Por lo tanto, los locales contarán con un aforo de 250 personas. (En el caso de nuestro proyecto no existen locales comerciales).

Según el (Documento Básico de Seguridad de Utilización y Accesibilidad, 2015) [17]:

- En cuanto a las escaleras de uso restringido:
 - La anchura de cada tramo será de 0,80 m, como mínimo.
 - La contrahuella será de 20 cm, como máximo, y la huella de 22 cm, como mínimo. La dimensión de toda huella se medirá, en cada peldaño, según la dirección de la marcha.
 - Dispondrán de barandilla en sus lados abiertos.
- La altura libre de paso en zonas de circulación será, como mínimo, 2,10 m en zonas de uso restringido y 2,20 m en el resto de las zonas. En los umbrales de las puertas la altura libre será 2 m, como mínimo.

- Las puertas de vaivén situadas entre zonas de circulación tendrán partes transparentes o translucidas que permitan percibir la aproximación de las personas y que cubran la altura comprendida entre 0,7 m y 1,5 m, como mínimo.
- Los edificios de otros usos en los que haya que salvar más de dos plantas desde alguna entrada principal accesible al edificio hasta alguna planta que no sea de ocupación nula, o cuando en total existan más de 200 m² de superficie útil excluida la superficie de zonas de ocupación nula en plantas sin entrada accesible al edificio, dispondrán de ascensor accesible o rampa accesible que comunique las plantas que no sean de ocupación nula con las de entrada accesible al edificio.

Según el documento del código técnico (DB-CH CTE. Salubridad, 2017) [19]:

- Las uniones de los desagües a las bajantes deben tener la mayor inclinación posible, que en cualquier caso no debe ser menor que 45°, con acometidas con inclinaciones de entre 2-4%.
- La cubierta es no transitable por lo que constara con un sistema de formación de pendientes de entre el 1-15% hacia los elementos de evacuación.

5.6. Datos de obra

En este apartado se expondrán los elementos, materiales, acciones y combinaciones de acciones, estados límite y resto de datos necesarios para una completa descripción de la obra. Tales datos se podrán ver con más detalle en el **Anexo E. Datos de obra**.

5.6.1. Geometría del edificio

Seguidamente se ven las diferentes dimensiones en altura del edificio (eje Z), largo y ancho (refiriéndose a dimensiones en planta respecto a los ejes X e Y). Ver tabla 1.

Tabla 1. Geometría del edificio

Planta	Altura (m)	Cota (m)	Longitud X (m)	Longitud Y (m)
Forjado 6	3.5	22.5	24.5	15.5
Forjado 5	3.5	19		
Forjado 4	3.5	15.5		
Forjado 3	3.5	12		
Forjado 2	3.5	8.5		
Forjado 1	5	5		
Cimentación	-0.9	0	25.2	16.2

5.6.2. Materiales utilizados

A continuación se detallan los materiales utilizados en la estructura del presente estudio técnico, en las tablas 2 y 3 se muestra el tipo de hormigón y de acero seleccionado.

Tabla 2. Características del hormigón

Elemento	Hormigón	Fck (Mpa)	Árido	TM (mm)
Losa ciment	HA-35	35	Cuarcita	15
Pilares	HA-35	35		
Vigas	HA-35	35		
Forjados	HA-35	35		

Tabla 3. Características del acero

Elemento	Acero	Fyk (Mpa)
Barras acero	B500S	500

5.6.3. Estados límite

La norma española (Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, 2006) [8], así como (EHE-08 Fomento, 2008) [3], indican que toda estructura proyectada debe cumplir ciertos requisitos de estabilidad, resistencia, funcionalidad y durabilidad. Tales estados tienen que encontrarse en el rango de valores aceptable, de manera que los estados límite no se vean superados en ningún momento de la vida útil de la estructura, poniendo especial atención a los E.L.U. (ya que de ellos dependen las roturas y colapsos de entidad importante, tanto que producen la puesta fuera de servicio de la estructura, existiendo riesgo para la vida de las personas).

Para el caso de estos estado límite últimos (E.L.U.) la EHE-08 exige que deben considerarse aquellos debidos a:

- Fallo por deformaciones plásticas excesivas, rotura o pérdida de la estabilidad de la estructura o parte de ella;
- Pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella, considerada como un sólido rígido;
- Fallo por acumulación de deformaciones o fisuración progresiva bajo cargas

repetidas.

Tal y como indica la norma española, para los estado límite últimos se emplearán coeficientes de minoración en los materiales y de mayoración en las cargas que suponen las acciones.

Antes de entrar en la descripción de los estados límite analizados en este estudio técnico, en la tabla 4 se observan aquellos tenidos en cuenta, y que utilizará Cype para el desarrollo del cálculo de la estructura.

Tabla 4. Estados límite de proyecto

Estados límite últimos	Consideraciones
E.L.U. de rotura del Hormigón	CTE/EHE-08 Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 metros
E.L.U. de rotura del Hormigón en cimentaciones	
Tensiones sobre el terreno	CTE/EHE-08 Acciones características
Desplazamientos	

5.6.3.1. Combinaciones de acciones y coeficientes de seguridad

- **E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08**

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{ai} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{ai} Q_{ki}$$

- Situaciones accidentales

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Ad} A_d + \gamma_{Q1} \psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{ai} Q_{ki}$$

Donde:

- G_k Acción permanente
- P_k Acción de pretensado
- Q_k Acción variable
- A_E Acción sísmica
- A_d Acción accidental
- γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
- γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
- γ_{Q1} Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
- γ_{Qi} Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
- γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
- γ_{Ad} Coeficiente parcial de seguridad de la acción accidental
- ψ_{p1} Coeficiente de combinación de la acción variable principal
- ψ_{ai} Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

En las tablas 5, 6 y 7 respectivamente se reflejan los coeficientes de seguridad tomados de la norma (EHE-08 Fomento, 2008) [3].

Tabla 5. Coeficientes de seguridad a E.L.U. para situaciones persistentes o transitorias

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1.0000	1.3500	-	-
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.5000	1.0000	0.7000
Viento (Q)	0.0000	1.5000	1.0000	0.6000
Nieve (Q)	0.0000	1.5000	1.0000	0.5000

Tabla 6. Coeficientes de seguridad a E.L.U. para situaciones sísmicas

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000	0.3000	0.3000
Viento (Q)	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
Sismo (E)	-1.0000	1.0000	1.0000	0.3000
Nota: ⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis de cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30% de los de la otra				

Tabla 7. Coeficientes de seguridad a E.L.U. para situaciones accidentales

Accidental				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000	0.5000	0.3000
Viento (Q)	0.0000	1.0000	0.5000	0.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000	0.2000	0.0000
Accidental (A)	1.0000	1.0000	-	-

- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08**

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{ai} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{ai} Q_{ki}$$

- Situaciones accidentales

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Ad} A_d + \gamma_{Q1} \psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{ai} Q_{ki}$$

En las tablas 8, 9 y 10 respectivamente de la siguiente página se reflejan los coeficientes de seguridad tomados de la norma (CTE. Ministerio de Fomento, 2006) [8] y (EHE-08 Fomento, 2008) [3].

Tabla 8. Coeficientes de seguridad a E.L.U. para situaciones persistentes o transitorias

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1.0000	1.3500	-	-
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.5000	1.0000	0.7000
Viento (Q)	0.0000	1.5000	1.0000	0.6000
Nieve (Q)	0.0000	1.5000	1.0000	0.5000

Tabla 9. Coeficientes de seguridad a E.L.U. para situaciones sísmicas

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000	0.3000	0.3000
Viento (Q)	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
Sismo (E)	-1.0000	1.0000	1.0000	0.3000

Nota: (1) Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis de cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30% de los de la otra

Tabla 10. Coeficientes de seguridad a E.L.U. para situaciones accidentales

Accidental				
	Coeficientes parciales de seguridad		Coeficientes de combinación	
	Favorable	Desfavorable	Principal	Acompañamiento
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000	0.5000	0.3000
Viento (Q)	0.0000	1.0000	0.5000	0.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000	0.2000	0.0000
Accidental (A)	1.0000	1.0000	-	-

- **E.L.U. de tensiones sobre el terreno: EHE-08**

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones accidentales

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Ad} A_d + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

En las tablas 11, 12 y 13 respectivamente se reflejan los coeficientes de seguridad tomados de la norma (EHE-08 Fomento, 2008) [3].

Tabla 11. Coeficientes de seguridad para acciones sin sismo

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000
Viento (Q)	0.0000	1.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000

Tabla 12. Coeficientes de seguridad para acciones sísmicas

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000
Viento (Q)	0.0000	1.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000
Sismo (E)	-1.0000	1.0000

Tabla 13. Coeficientes de seguridad para acciones accidentales

Accidental		
	Coeficientes parciales de seguridad	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000
Viento (Q)	0.0000	1.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000
Accidental (A)	1.0000	1.0000

- **E.L.U. de desplazamientos: EHE-08**

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

En las tablas 14, 15 y 16 se reflejan los coeficientes de seguridad tomados de la norma (EHE-08 Fomento, 2008) [3].

Tabla 14. Coeficientes de seguridad para acciones sin sismo

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000
Viento (Q)	0.0000	1.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000

Tabla 15. Coeficientes de seguridad para acciones sísmicas

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000
Viento (Q)	0.0000	1.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000
Sismo (E)	-1.0000	1.0000

Tabla 16. Coeficientes de seguridad para acciones accidentales

Accidental		
	Coeficientes parciales de seguridad	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.0000	1.0000
Sobrecarga (Q)	0.0000	1.0000
Viento (Q)	0.0000	1.0000
Nieve (Q)	0.0000	1.0000
Accidental (A)	1.0000	1.0000

5.6.4. Acciones consideradas

Continuando con lo que dicta el Código Técnico de la Edificación, en este apartado se verán las acciones que se han tomado y que afectarán a la estructura de edificación del estudio técnico, para ello se recurre al apartado del Código Técnico (CTE DB SE-AE, 2009) [20]. Tal documento tiene como campo de aplicación la determinación de las acciones sobre edificios y verifica el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural así como de aptitud de servicio.

Todas las acciones se tomarán en cuenta como características, siempre y cuando no se indique lo contrario.

En el presente estudio se tienen como acciones las siguientes:

- Acciones permanentes: Peso propio y cargas muertas
- Acciones variables: Sobrecargas de uso, sismo (se tomará el modo de vibración predominante en uno de los ejes X,Y) y viento.

Para un mejor entendimiento y mayor detalle de las cargas tanto permanentes como variables, se han elaborado tablas y descripciones de todas aquellas que acontecen en la estructura.

En la tabla 17 se muestran los tipos de carga presentes en el cálculo. En la tabla 18 se muestran las acciones del peso propio, y por último se pueden observar las sobrecargas de uso y cargas muertas según la tabla 3.1 del DB SE-AE, reflejada en la figura 11 del presente estudio técnico.

Tabla 17. Cargas de proyecto

Tipo de carga	Resumen
Peso propio forjados	Peso propio del forjado de viguetas unidireccionales prefabricadas
Peso propio estructura	Peso propio de los elementos componentes de la estructura (pórticos formados por vigas y pilares)
Cargas muertas	Capas de compresión, peso que añade la albañilería como la pavimentación de los forjados, etc
Sobrecarga de uso (viviendas)	Sobrecarga para una categoría de uso residencial A1
Sobrecarga de uso cubierta	Sobrecarga para una categoría de uso de cubierta accesible únicamente para conservación (G1)
Cargas especiales	Suponen las cargas de uso de las escaleras, ascensor, instalaciones y tabiquerías

Tabla 18. Acciones gravitatorias

Peso propio y cargas muertas	Elemento	Carga (kN/m ²)
Peso propio forjado	Forjado 25+5	3.74
Cerramientos interiores	Tabiquería interior	1
	Tabiquería interior pesada	8
Cerramientos exteriores	Cerramiento ext vivienda	6
Revestimientos	Pavimentos	1
	Falsos techos	0.5
Peso propio ascensor		4
Peso propio instalaciones		4

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

Fig 11. Tabla 3.1 DB SE-AE. Valores de las sobrecargas de uso

Las cargas variables están compuestas además por la nieve y el viento. La definición de las cargas que suponen el viento se ha realizado ya en el apartado 5.3.2. *Parámetros para la definición del viento* del presente estudio técnico (ver dicho apartado para recordar el método utilizado), se mostrará a continuación la tabla 19 con las cargas debidas a la acción del mismo.

Tabla 19. Cargas debidas al viento

Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
Forjado 6	77.526	10.43
Forjado 5	146.755	19.743
Forjado 4	137.004	18.431
Forjado 3	125.119	16.832
Forjado 2	109.764	14.766
Forjado 1	106.383	14.312

Para el caso del sismo se ha procedido según lo indicado en NCSE-02. Además en el apartado 5.3.1. *Parámetros para la definición del espectro* se pueden ver algunos de los datos tenidos en cuenta. No obstante se deben conocer más datos adicionales que se presentan a continuación.

- Modos de vibración: 5
- Aceleración básica $a_b = 0.230g$
- Ductilidad alta $\mu=3$ (La estructura cumplirá con los requisitos de cuantías mínimas en estructuras porticadas con vigas descolgadas dictados en NCSE-02)
- Fracción de sobrecarga de uso 0.5
- Amortiguamiento $\Omega=5\%$
- Direcciones de análisis: Según X e Y (En el presente estudio técnico, como se verá más adelante, se realizará el análisis en una de las direcciones)

5.7. Predimensionamiento

En este apartado se justificarán, mediante referencias a los cálculos empleados según autores y/o normas, las dimensiones tomadas en los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Se procede a definir la losa de cimentación, pilares, vigas, forjados y tabiquería y cerramientos. Las escaleras y el ascensor no serán predimensionados, pues no son objeto del presente estudio técnico.

5.7.1. Losa de cimentación

Tal como indica el CTE DB-C, la losa de cimentación es el recurso general y preferente en estructuras de edificación, y se recurrirá a esta cuando su cimentación mediante zapatas ocupe más del 50% de la superficie total de cimentación. Además de este factor, otros como los posibles asentamientos diferenciales se ven controlados de mejor manera cuando se dispone una losa. **Ver Anexo A. Planos de replanteo – N° Plano 2. Hoja 1 de 3.**

El parámetro de rigidez de la losa es muy importante a la hora de predimensionar la misma, dependiendo esta de los siguientes factores:

- Tipo de terreno
- Dimensión del cimiento
- Rigidez de la estructura superior

Según la rigidez de la losa existirán:

- Losas rígidas: Con leyes de presiones uniformes (salvo en los bordes de la losa), o con variaciones lineales en caso de cargas laterales. Debido a su rigidez los momentos serán elevados y por tanto también la cantidad de armadura utilizada. A favor señalar que los asientos diferenciales para altas rigideces son mínimos.
- Losas semirígidas-semiflexibles: Son la solución más adoptada por su adecuación aceptable a un amplio abanico de condiciones. La tensión del terreno es sensiblemente uniforme con ligeras concentraciones de carga en torno a los pilares. Consiguen deformaciones que hagan tolerables los asientos diferenciales así como un canto que evite la colocación de armaduras a cortante (a excepción de la armadura de punzonamiento bajo pilares).
- Losas flexibles: En general son poco utilizadas ya que sufren asientos diferenciales elevados, a cambio de esto conducen a momentos flectores bajos, ya que la carga del terreno se concentra bajo los pilares, lo que conlleva a una armadura a punzonamiento elevada y una armadura reducida en el resto de la losa.

En la fig 12, obtenida de (J.M. Rodríguez Ortiz, Curso aplicado de cimentaciones, 1989) [21] se clasifica el tipo de cimentación de la losa. Para entender la tabla que propone se deben conocer antes los siguientes parámetros:

- L: Longitud elástica de un cimiento (ver ecuación 3)

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}} \quad (3)$$

Donde:

- K Coeficiente de balasto
- E Módulo de deformación del suelo
- I Inercia del cimiento
- B Ancho de una viga de cimentación (o viga ficticia)
- l (ele minúscula, no confundir con la inercia I): Es la longitud total de la cimentación en la dirección de análisis
- N: Parámetro de rigidez (ver ecuación 4)

$$N = \frac{1}{12} * \frac{E_{suelo} B l^3}{EI} \quad (4)$$

Tipo cimentación	I	N
Rígida	$\leq L$	1
Semirrígida	$L - 2.5L$	3-5
Semiflexible	$2.5L - 5.0L$	5-30
Flexible	$5.5L$	>30

Fig 12. Rigidez de la cimentación

Una aproximación del canto ideal por condiciones de rigidez sería aquel en el que $8 < N < 25$, para tamaños de losas entre 30-40 metros. Adoptaremos como válida esta aproximación a pesar de tener una losa de 25.20 metros.

Para la estimación del canto de la losa se ha decidido disponer el tipo semirígido, y proceder mediante varios métodos para así observar el rango de valores admisible.

5.7.1.1. Estimación del canto con el criterio del 10% de luz máxima entre pilares

Es un criterio sencillo usado en España. Se considera el canto de la losa como aproximadamente el 10% de la luz máxima entre pilares. Este método conlleva a obtener cimentaciones flexibles susceptibles de asientos diferenciales o fallos por punzonamiento. En nuestro caso la luz máxima entre pilares es de 6 metros, por lo tanto se obtendría una losa de cimentación de **60 centímetros**.

5.7.1.2. Criterio de José María Rodríguez Ortiz

El arquitecto y profesor Rodríguez Ortiz en su libro (J.M. Rodríguez Ortiz, Curso aplicado de cimentaciones, 1989) [21] indica que, para una losa apoyada en el terreno de canto B , el canto estimado para rigideces intermedias sería como se muestra en la fig 13.

$N.^\circ$ de plantas	Canto $h(m)$ para una longitud de losa		
	$B = 15\ m$	$B = 30\ m$	$B = 40\ m$
< 5	0,60	0,80	1,00
5-10	0,90	1,20	1,50
10-20	1,50	2,00	2,50

Fig 13. Criterio de estimación de canto según Rodríguez Ortiz J.M.

Para el edificio de 6 plantas y canto de la losa $B=25.20$ metros, la aproximación del canto resultaría de entre **1 metro a 1,10 metros**.

5.7.1.3. Estimación mediante el coeficiente de balasto

Este criterio se basa en los parámetros de rigidez del suelo y cimiento. Existen distintos métodos, de los cuales se aplicará el del doctor ingeniero de caminos puentes y canales y profesor Fernando Muzás Labad en su artículo (Consideraciones sobre la elección del coeficiente de balasto. Muzás Labad, Noviembre 2002.) [22], basado en el modelo Winkler.

Tal y como se ha mencionado, el parámetro N ha de estar entre los valores de 8 y 25, por tanto se van a realizar los cálculos que veremos a continuación tomando como valor prefijado de $N = 8$ (semirrígida) y $N = 20$ (semiflexible), de estos valores resultarán dos estimaciones de canto.

En definitiva, mediante la ecuación 5 se puede obtener el canto h mediante el despeje, ya que el resto de datos son conocidos. Ver tabla 20, resultados del canto h .

$$N = \frac{E_{suelo}}{E_h} * \left(\frac{l}{h}\right)^3 \quad (5)$$

Donde:

- $E_{(suelo)}$: 10 N/mm² Obtenido de (Geotécnia y cimientos, Jiménez Salas y otros, 1975) [23]
- $E_{(HA-35)}$: 29778.9 N/mm² (Obtenido de la ecuación 6)
- l : 25.20 m

$$E_h = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (6)$$

Tabla 20. Cantos estimados

N	h (cm)
8	88
20	65

Por lo tanto, desestimando el primer valor del 10% de luz máxima entre pilares, de 60 centímetros, el cuál conduce a losas flexibles, el rango de resultados obtenido oscila entre los 65 centímetros y 110 centímetros. Dado que, como se ha visto en el apartado 5.4. *Encuadre geológico y geotécnico* de este mismo documento, los asientos deben considerarse en la zona de proyecto, se ha decidido escoger un canto que se

aleje de los rangos semiflexibles y esté más cerca de los semirrígidos, el canto h de la losa de cimentación será por tanto de **90 centímetros**.

No obstante, cuando se realiza el cálculo mediante el software CypeCad, tal valor puede ser modificado y/o añadir armadura a punzonamiento si fuera necesario. Ver **Anexo A. Planos de detalles constructivos – N° Plano 7. Hoja 1 y 2 de 3.**

5.7.2. Pilares

El reparto y disposición de pilares ha sido en cuadrícula respecto al eje X e Y, con una distancia entre ellos de 6 metros y 5 metros respectivamente. Además se han incluido pilares intermedios próximos al hueco de escaleras y hueco de ascensor. Se puede ver con más detalle en el **Anexo A. Planos de replanteo – N° Plano 2. Hoja 2 de 3.**

Las dimensiones mínimas de los pilares han sido fijadas siguiendo criterios propios y gracias a la experiencia contrastada en la construcción de edificios similares, adoptando secciones que reducirán en altura cada dos plantas como muestra la tabla 21, manteniendo fijo el eje de los pilares.

Tabla 21. Dimensiones de pilares

Planta	Dimensiones (cm)
6ª	40x40
5ª	40x40
4ª	45x45
3ª	45x45
2ª	50x50
1ª	50x50

5.7.3. Vigas

Como se ha comentado ya, las vigas dispuestas en la estructura serán de tipo descolgado. El dimensionamiento de las vigas está en cierto modo acotado por la dimensión de los pilares, no pudiendo exceder en más de 5 centímetros el ancho del pilar sobre el que apoya, ya que se producirían tensiones no deseables y posible torsión. En el caso de vigas de arriostramiento se ha hecho uso del tipo viga plana. Ver figuras 14 y 15 de detalles constructivos de vigas descolgadas

La norma seguida para el dimensionamiento de vigas ha sido la EHE-08 en su artículo 50.2.2.1. *Cantos mínimos*.

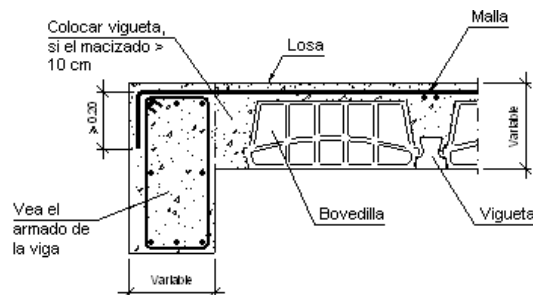


Fig 14. Detalle de viga descolgada en extremo

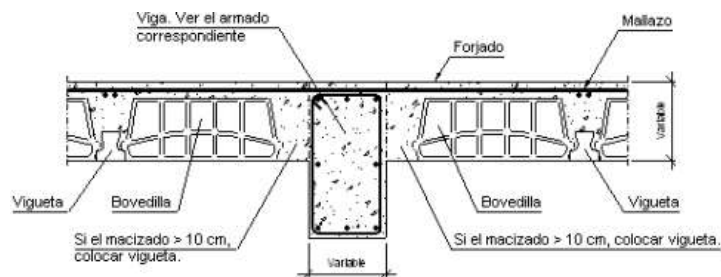


Fig 15. Detalle de viga descolgada interior

Para hallar el canto mínimo de las vigas se recurrirá a la tabla 50.2.2.1.a de dicho apartado de la norma EHE-08. La tipología de sistema estructural de la viga será *viga simplemente apoyada y losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada*, el elemento se considerará como *fuertemente armado*. Como se aprecia en la figura 16, se puede obtener fácilmente el canto mínimo gracias a la ecuación 7.

Sistema estructural <i>L/d</i>	<i>K</i>	Elementos fuertemente armados: $\rho = 1,5\%$	Elementos débilmente armados $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

¹ Un extremo se considera continuo si el momento correspondiente es igual o superior al 85% del momento de empotramiento perfecto.

² En losas unidireccionales, las esbelteces dadas se refieren a la luz menor.

³ En losas sobre apoyos aislados (pilares), las esbelteces dadas se refieren a la luz mayor.

Figura 16. Tabla 50.2.2.1 a. Relaciones *L/d* en vigas y losas de hormigón armado sometidas a flexión simple

$$\frac{L}{d} = 14 \rightarrow \frac{6}{14} = 0.43 \text{ metros} \quad (7)$$

Como mínimo se tendrá un canto de 43 centímetros, no obstante al calcular con CypeCad se ha tenido que modificar el dimensionado de vigas ya que no cumplía las exigencias a E.L.U. impuestas. Finalmente las dimensiones del ancho y canto de las vigas descolgadas son las que muestra la tabla 22.

Tabla 22. Dimensiones de vigas

Planta	Dimensiones (cm)
6ª	35x50
5ª	35x50
4ª	40x55
3ª	40x55
2ª	40x55
1ª	40x55

5.7.4. Forjados

Los forjados que se han dispuesto son forjados unidireccionales de viguetas prefabricadas armadas aligeradas, cuyo esquema se ve en la figura 17.

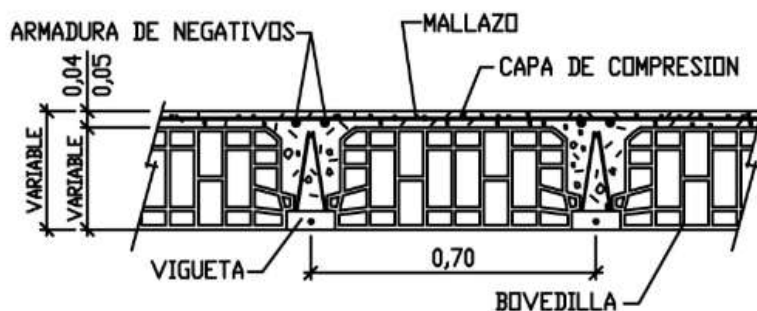


Fig 17. Forjado de viguetas prefabricadas armadas aligeradas

Del mismo modo que se ha procedido en el caso anterior con el dimensionado de vigas, en el caso de los forjados se hará uso del mismo artículo de la EHE-08, tomando como expresión de cálculo la ecuación 8.

El apartado 50.2.2.1 de la norma indica que, en viguetas que cuenten con luces inferiores a 7 metros y que no sufran una sobrecarga superior a 4 kN/m², el canto mínimo con el cual no será necesario hacer comprobaciones de flecha será:

$$h_{min} = \delta_1 \delta_2 \frac{L}{c} \quad (8)$$

Donde:

- δ_1 : Factor que depende de la carga total con valor $\sqrt{\frac{q}{7}}$
- δ_2 : Factor de valor $(\frac{L}{6})^{\frac{1}{4}}$
- L : Luz entre forjados en metros
- C : Coeficiente obtenido en la tabla 50.2.2.1.b de la EHE-08 (ver fig 18)

Como se va a disponer un tipo de forjado en toda la estructura, para definir el coeficiente C se ha tomado el caso más desfavorable, es decir, *viguetas armadas en el interior en cubiertas*.

Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas(*)	Con tabiques o muros	36	—	—
	Cubiertas	45	—	—

(*) Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación poco frecuente no llegue a superarse el momento de fisuración.

Fig 18. Tabla 50.2.2.1.b Coeficientes C

Siguiendo lo visto, se ha confeccionado la tabla 23 de donde se obtiene el valor del canto mínimo del forjado según la ecuación 8.

Tabla 23. Canto mínimo del forjado unidireccional de viguetas

δ_2	δ_2	L (m)	C	q (kN/m ²)	h_{min} (cm)
1.117	1	6	27	8.74	24.8

Por lo tanto se dispondrán forjados de 25+5 con interejos entre viguetas de 72cm y nervio de 12cm. El valor de 5cm se refiere a la capa de compresión.

5.7.5. Tabiquería y cerramientos

La solución adoptada en cuanto a cerramiento exterior ha sido la de muro capuchino; se dispondrá el mismo muro en todas las plantas del edificio, incluso en cubierta, prolongando el muro en altura 1.20 metros en el perímetro de la misma. Se recurre al documento del Código Técnico de la Edificación (CTE DB SE-F, 2009) [24], el cual describe el muro tipo capuchino como el compuesto por dos hojas paralelas enlazadas por llaves o armaduras de tendel sin capacidad para transmitir esfuerzo a cortante, y con una o ambas hojas soportando cargas verticales. El esquema de esta tipología de muro se aprecia en la fig 19 y fig 20.

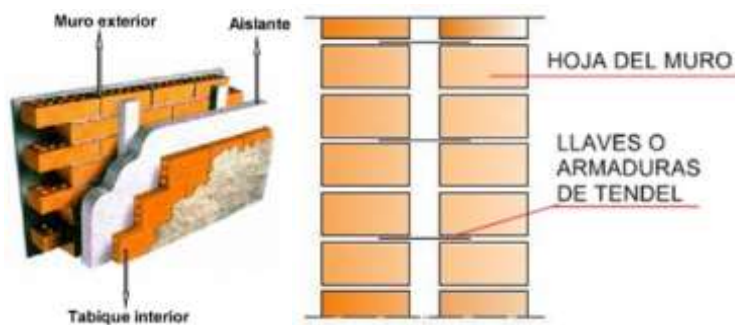


Fig 19 y fig 20. Cerramiento exterior tipo muro capuchino

Los cerramientos medianeros y tabiquería interior se compondrán de ladrillo de termoarcilla, el cual tiene la ventaja de aislamiento térmico y acústico frente a ladrillos huecos y ladrillos macizos. Ver figura 21.

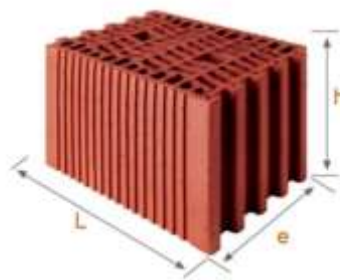


Fig 21. Ladrillo o bloque de termoarcilla

En el interior de las viviendas para el cálculo de la tabiquería interior, falso techo o solería dispuesta atenderá a la normativa del Código Técnico de la Edificación (CTE DB SE-EA, 2009) [20], concretamente en el *Anejo C. Prontuario de pesos y coeficientes de rozamiento interno*.

6. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE REFERENCIA

Habiendo definido la estructura al completo, se introducirán los elementos predimensionados en el software, gracias a plantillas creadas previamente en AutoCad [14], que son abiertas en CypeCad [2] y que sirven de guía para la introducción de los elementos que componen el conjunto del edificio (losa de cimentación, vigas, pilares, forjados, huecos de ascensor y escaleras).

Además se introducirán las cargas y acciones previamente definidas (sobrecargas de uso, cargas muertas, cargas superficiales, cargas lineales, etc), y, tras ello, el programa estará en disposición de calcular la estructura.

Comentar que al iniciar la edición de la obra, se le implementará al programa la normativa que se desee a emplear en el cálculo, que en el caso del presente estudio técnico es, como se ha citado ya en apartados anteriores, la (EHE-08 Fomento, 2008) [3], (NCSE-02) [1] y los pertinentes documentos básicos del (Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, 2006) [8].

El cálculo que realiza CypeCad se basa en el análisis lineal de estructuras estáticas, concibe la obra como una estructura de nudos y barras. El método tomado es el de la matriz de rigidez (o método de los desplazamientos), aplicable a estructuras hiperestáticas de barras que tienen un comportamiento estático y lineal.

Se adjunta en la figura 22 la representación en 3D de la estructura a estudio, imagen generada por el programa de cálculo utilizado.

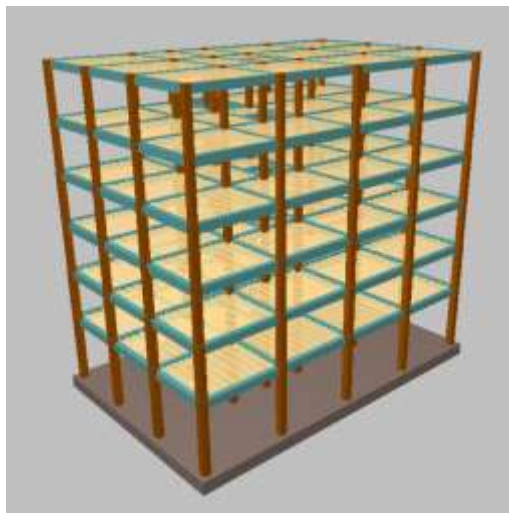


Fig 22. Estructura en vista 3D

6.1. Cálculo de la rigidez lateral por planta

Uno de los factores más importantes a tener en cuenta será el valor de las rigideces laterales por planta. El fin de este apartado es la obtención de los valores de las mismas encontrándose la estructura en un estado original (sin acciones adicionales reseñables). El mismo parámetro será calculado más adelante cuando el incendio conlleve al deterioro de los materiales, y por tanto se producirá una disminución de tal resistencia lateral por planta.

Para la obtención de la rigidez lateral K_i se procederá con el método de la distribución lineal de esfuerzos sobre la estructura. Tales esfuerzos se tomarán como dos cargas puntuales situadas simétricamente en dos pilares de la estructura y que afectarán **respecto al eje Y**, tal y como se aprecia en la figura 23.

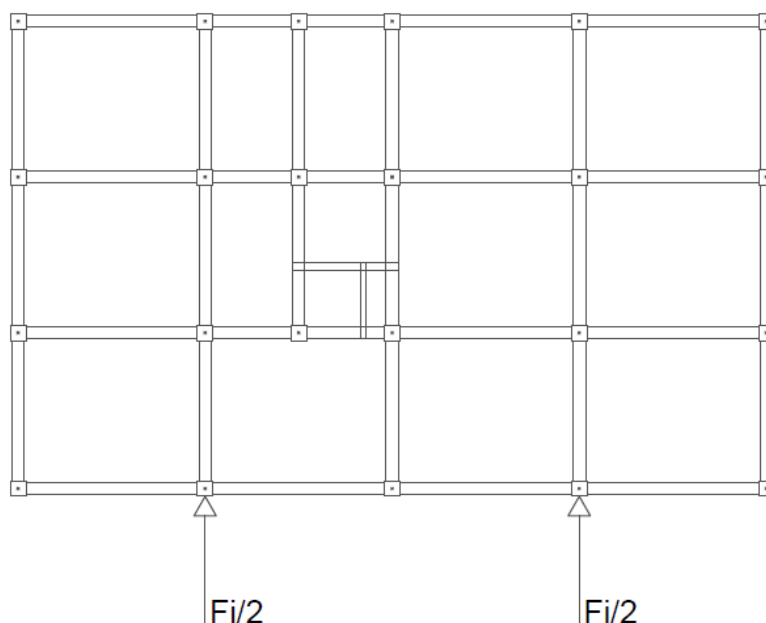


Fig 23. Representación de las cargas introducidas para el cálculo de K_i

Una vez introducidos los esfuerzos, y con los desplazamientos obtenidos de Cype así como los cortantes calculados, se podrá hallar el valor de las rigideces laterales por planta.

Lo primero será calcular los esfuerzos F_i , que según la norma sismorresistente española pueden deducirse según la ecuación 9.

$$[F_i] = [M] * [\phi_n] * \frac{L}{M} * Spa \quad (9)$$

Donde

- $[M]$: Matriz de masas de la estructura
- $[\phi_n]$: Modo de vibración
- L : Factor de excitación modal
- M : Masa total de la estructura
- Spa : Pseudoaceleración de respuesta de la estructura

En realidad los dos últimos términos de la ecuación son cocientes que van a mayorar o minorar el valor final de F_i , pero de cara el cálculo de las rigideces se ha decidido simplificar la ecuación 9 a la ecuación 10, ya que los parámetros eliminados no afectarán al resultado final. En las ecuaciones 11 y 12 se ven las expresiones de $[M]$ y $[\phi_n]$.

$$[F_i] = [M] * [\phi_n] \quad (10)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_n \end{bmatrix} \left(\frac{kN*s^2}{m} \right) \quad (11)$$

$$[\phi_n] = \begin{bmatrix} sen\left(\frac{(2n-1)\pi h}{2H}\right) \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} (rad) \quad (12)$$

Donde

- n : Modo de vibración
- h : Altura hasta el forjado en metros
- H : Altura total de la estructura en metros
- m_n : Masa de la planta n en $\frac{kN*s^2}{m}$

Los resultados obtenidos en la estructura objeto de estudio son los que muestran las tablas 24, 25 y 26. La tabla 27 muestra los valores escalados de F_i .

NOTA: Una vez hallados los valores de las fuerzas laterales introducidas como acciones puntuales laterales, se precedió a escalarlas de manera que los desplazamientos producidos fueran apreciables, no obstante esto no afectará a los resultados de cálculo.

Tabla 24. Matriz de masas por planta de la estructura

$[M] =$ $\left(\frac{\text{kN} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}\right)$	330.78	0	0	0	0	0
	0	330.78	0	0	0	0
	0	0	330.85	0	0	0
	0	0	0	330.85	0	0
	0	0	0	0	331.08	0
	0	0	0	0	0	331.08

Tabla 25. Vector modo de vibración

$[\Phi] =$	1
	0.968
	0.873
	0.722
	0.525
	0.294

Tabla 26. Esfuerzos laterales

$[F_i] \text{ (kN)} =$	330.78
	320.19
	288.83
	238.88
	173.82
	97.34

Tabla 27. Esfuerzos escalados

MATRIZ ESCALADA x10		
[F]x10 =	3307.8	(kN)
	3201.9	
	2888.4	
	2388.8	
	1738.2	
	973.4	
DIVIDIDA EN DOS FUERZAS		
[F1]=[F2]=	1653.9	(kN)
	1601.0	
	1444.2	
	1194.4	
	869.1	
	486.7	

Teniendo estos resultados, se estará en disposición de averiguar el cortante entre plantas de la estructura, tal y como indica la expresión 13. Básicamente los cortantes se suman conforme decrece el edificio en altura, o dicho de otra manera, los mayores cortantes se producen en la base, y el cortante de la planta inferior se reduce en la planta siguiente hasta llegar a la última, donde el cortante existente estará constituido solamente del propio. En la tabla 28 se presentan los valores del cortante por planta.

$$Q_i = F_i + F_{i+1} \quad (13)$$

Tabla 28. Cortantes por planta

[Qi] (kN)=	3307.8
	6509.7
	9398.1
	11786.9
	13525.1
	14498.5

De cara a comprender mejor el comportamiento de la estructura con la adición de los esfuerzos y la respuesta estructural generando los cortantes, se aprecia de manera gráfica en la fig 24 un esquema de dicho comportamiento.

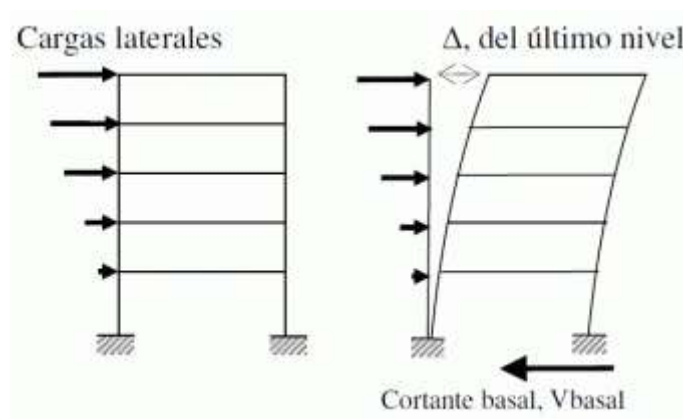


Fig 24. Esquema de cargas laterales, desplazamientos producidos y cortantes

Cuando se calculan los esfuerzos laterales F_i , la estructura es recalculada con Cype añadiéndole tales esfuerzos como cargas puntuales laterales en pilares, del programa se obtendrán entonces los desplazamientos generados por dichas fuerzas laterales. Una vez obtenidos los desplazamientos entre plantas (ver tabla 29), por medio de la ecuación 14 se podrán obtener finalmente las rigideces laterales por planta.

Tabla 29. Desplazamientos laterales debidos a Fi

	desplazamiento total δ_i (mm)	desplazamiento planta Δ_i (mm)
Forjado 6	172.19	19.8
Forjado 5	152.39	22.08
Forjado 4	130.31	23.83
Forjado 3	106.48	28.79
Forjado 2	77.69	28.85
Forjado 1	48.84	48.84

$$K_i = \frac{Q_i}{\Delta_i} \text{ (kN/mm)} \quad (14)$$

Tabla 30. Rigideces por planta

	Ki (kN/mm)
Forjado 6	167.06
Forjado 5	294.82
Forjado 4	394.38
Forjado 3	409.41
Forjado 2	468.81
Forjado 1	296.86

Como se observa, la rigidez en planta baja es notablemente más baja que en el resto de plantas superiores (exceptuando la última planta). Esto se presenta porque la altura de la planta baja es de 5 metros mientras que las del resto de plantas es de 3.5 metros. Según la ecuación 15, que refleja un cálculo aproximado de la rigidez de un pilar, se aprecia que la influencia de la altura es importante, y que al encontrarse este factor en el denominador, disminuirá el valor de K_i cuando el valor de h aumente. Por otro lado, la disminución de la rigidez en última planta se explica por el hecho de no tener ninguna planta superior a ella, siendo la que menor cortante experimenta.

$$K = \frac{12 E I}{h^3} \quad (15)$$

Además, en plantas intermedias se puede apreciar que las diferencias de rigideces son más bajas, y que, los saltos de valores más elevados se presentan cuando se produce un cambio de sección de los pilares (entre 2ª y 3ª planta y entre 4ª y 5ª planta). Los cálculos llevados a cabo en este apartado se pueden consultar con más detalle en el **Anexo D. Cálculo de la concentración de daño por métodos energéticos. Tablas para el cálculo de la matriz de masas y tablas para el cálculo de Q_i , Δ_i y K_i .**

7. AFECCIÓN DEL INCENDIO EN LA ESTRUCTURA

Tal y como se ha expuesto en el apartado 2.1. *Estructuras sometidas a incendios* del presente estudio técnico, la afección de un incendio entraña un evidente peligro para la vida de las personas y para la vida de la estructura. Las características estructurales se ven afectadas y el acero y hormigón se deterioran.

Con el paso del tiempo tras haber sofocado el incendio, el edificio sigue sufriendo una caída en las propiedades de sus materiales, lo que muchas veces conduce a problemas que no han sido percibidos ni previstos por no hacer un estudio detallado de las propiedades y consecuencias tras el enfriamiento de la estructura.

Se ha tenido en cuenta que existe un **incendio de 90 minutos de duración** y que tendrá lugar, de manera independiente e individual, en primera planta, tercera planta y última planta.

En el presente estudio se ha realizado el cálculo teniendo en cuenta la reducción en las propiedades de los pilares de hormigón armado. Se procede en los siguientes apartados a detallar el método de cálculo de esta reducción tanto de las características resistentes del hormigón como de las del acero que lo arma.

Para la comparación del estado de los pilares se ha recurrido a la representación de los diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) y momento-axil ($M-N$) antes y después del fuego, además de la obtención de ratios de disminución de las rigideces laterales en la planta afectada y los cortantes que la estructura es capaz de resistir, estos últimos hallados mediante el Principio de los Trabajos Virtuales.

En resumen, el procedimiento de análisis con la afección del fuego es el siguiente:

- Reducción de la sección de hormigón debido al fuego.
- Reducción de la resistencia a tracción del acero debido al fuego.
- Obtención de los diagramas $M-\phi$ y $M-N$ de un pilar de esquina, un pilar de borde y un pilar central, antes y después del incendio.
- Comparación de los diagramas $M-\phi$ y $M-N$ de la estructura dañada y la estructura sin dañar, de los que se extraerán los valores de momento máximo que la estructura resiste antes y después del daño.
- Obtención de los cortantes por planta por el PTV
- Obtención de las rigideces laterales por planta y ratio de disminución.

7.1. Daño en pilares. Hormigón. Método simplificado de la isoterma 500

Se ha tenido en cuenta una disminución de la capacidad resistente de los pilares, teniendo en cuenta pilares de esquina, de borde y centrales. Para realizar este cálculo se ha procedido según indica el Anejo 6. Apartado 7, de la EHE-08, *método simplificado de la isoterma 500*.

Este método es aplicable a elementos de hormigón armado y pretensado de resistencia característica $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, solicitados por esfuerzos de compresión, flexión o flexocompresión. La comprobación de la capacidad portante de una sección de hormigón armado se realiza por los métodos establecidos en dicho Anejo, considerando:

- Una sección reducida de hormigón, obtenido eliminando a efectos de cálculo para determinar la capacidad resistente de la sección transversal, las zonas que hayan alcanzado una temperatura superior a los 500°C durante el periodo de tiempo considerado.
- Que las características mecánicas del hormigón de la sección reducida no se ven afectadas por la temperatura, conservando sus valores iniciales en cuanto a resistencia y módulo de elasticidad.
- Que las características mecánicas de las armaduras se reducen de acuerdo con la temperatura que haya alcanzado su centro durante el tiempo de fuego considerado. Se tendrán en cuenta todas las armaduras, incluso aquellas que queden situadas fuera de la sección transversal reducida del hormigón (la reducción de las características de las armaduras se verá en el siguiente punto).

Este método se encuentra del lado de la seguridad.

Las gráficas que propone el Anejo 6 para esta disminución se tratan de cuartos de secciones de pilares de diferentes medidas, en el caso de este estudio se ha seleccionado una gráfica de pilar 800x500mm, y se ha realizado la medida sobre el eje que contiene el cuarto de sección del lado de 500mm, medida que se tiene en primera y segunda planta. La reducción en plantas superiores se ha hecho mediante la interpolación lineal del mismo estudio sobre un pilar de 300x300mm. La duración del fuego elegida ha sido de 90 minutos.

Siguiendo lo que propone el método, el proceso de reducción de la sección de hormigón de los pilares se muestra en la fig 25 y fig 26, y la reducción obtenida en la tabla 29.

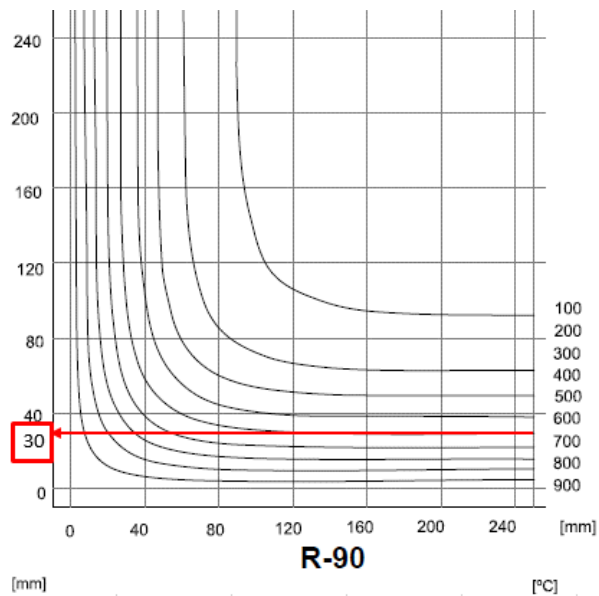


Fig 25. Disminución en la sección de un pilar de sección 500x800

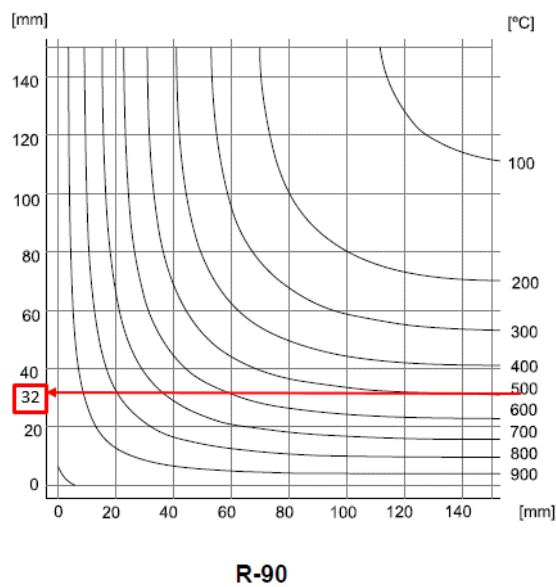


Fig 26. Disminución en la sección de un pilar de sección 300x300

Tras interpolar entre la dimensión que ofrecen las gráficas de isotermas de la norma y las dimensiones reales que existen en el presente proyecto se obtienen los valores de la sección reducida.

Tabla 31. Reducción de la sección de los pilares

Para un fuego de R90			
Sección original (cm)	Pilar 50x50	Pilar 45x45	Pilar 40x40
Sección reducida (cm)	44x44	38.9x38.9	33.8x33.8

7.2. Daño en pilares. Acero

La reducción de las características resistentes del acero ha sido calculada tal como se indica en el artículo (Felicetti, Gambarova, & Meda, *Residual behavior of steel rebars and R/C sections after fire*. Construction and Building Materials, 2009) [5].

En el citado artículo se propone una reducción en el diagrama de tensión deformación del acero conforme la temperatura de las barras aumenta. Lo que se hará por tanto será comparar el diagrama del acero a temperatura ambiente con respecto del diagrama tensión deformación del acero cuando éste se encuentra a la temperatura de afección del incendio, se logrará así llegar a un ratio de disminución del límite de resistencia a tracción elástica y límite de resistencia a tracción última del acero.

La temperatura de las barras se va a hallar recurriendo a los gráficos de isoterma del Anejo 6 de la EHE-08, para ello, y como el recubrimiento impuesto a las armaduras en los pilares es de 40mm, se observa en la figura 27 que a esa distancia la temperatura del acero sería de unos 600 °C.

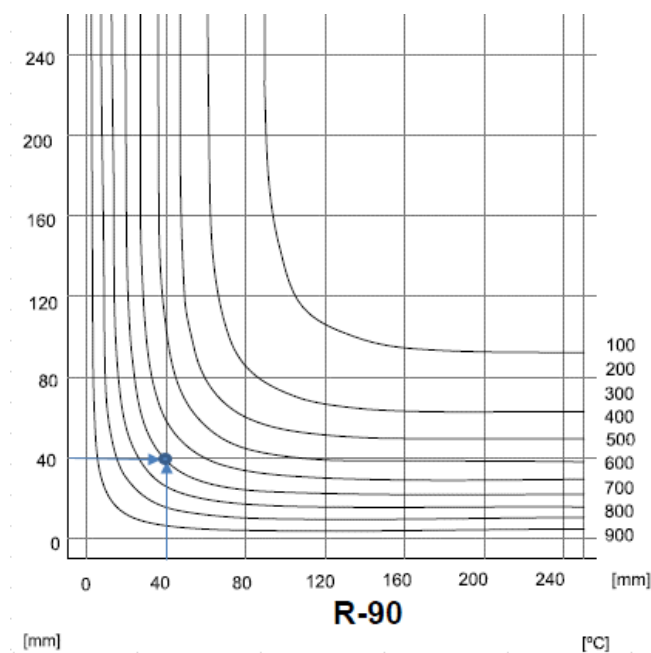


Fig 27. Temperatura del acero cuando se desarrolla el fuego

Para la reducción de la capacidad resistente del acero, entre las muchas tipologías que recoge el artículo *Residual behavior of steel rebars and R/C sections after fire*, se ha seleccionado la gráfica de diagramas tensión deformación de un acero QST

también denominado Tempcore, el cual se asemeja en gran medida al utilizado en la estructura.

El diagrama tensión deformación utilizado, para estar en favor de la seguridad, ha sido el de la temperatura de 700°C. En la figura 28 se aprecia la caída de resistencia del acero con el aumento de temperatura así como el caso a estudio de este trabajo.

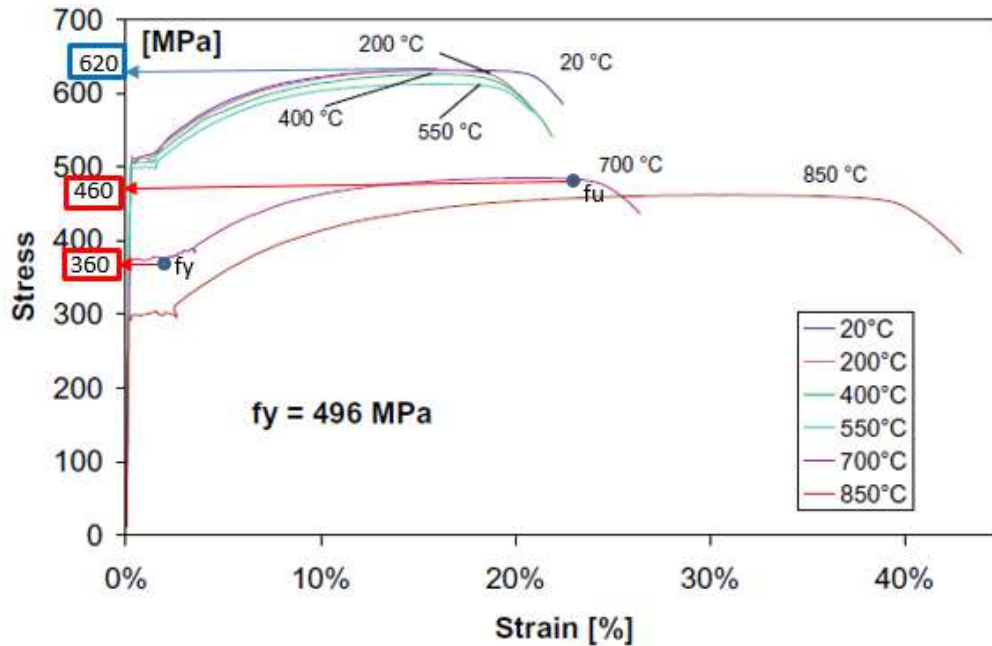


Fig 28. Valores del límite elástico y límite último del acero bajo acción del fuego

Finalmente, estableciendo una relación entre los valores de resistencia elástica y resistencia última, se obtienen los ratios de decremento de la capacidad resistente.

$$Ratio_{elástico} = \frac{fy_{700^{\circ}C}}{fy_{20^{\circ}C}} = \frac{360}{500} = 0.72$$

$$Ratio_{último} = \frac{fu_{700^{\circ}C}}{fu_{20^{\circ}C}} = \frac{460}{620} = 0.74$$

7.3. Diagramas de Interacción de la sección de pilares

Habiendo calculado la reducción en las propiedades del hormigón y el acero, lo siguiente que se ha realizado ha sido una comparación de los diagramas momento curvatura ($M-\phi$) y momento axil ($M-N$) de la estructura original sin daño con respecto a la estructura dañada.

Para ello se han utilizado conjuntamente los softwares (Response 2000. University of Toronto. 2010) [10] y (Matlab 2012) [11].

Response 2000 es un software de análisis de secciones que muestra resultados de interés en cuanto diagramas de distinta índole ($M-\phi$, $M-N$, $M-V$ y $N-V$) y en el que se pueden observar estados de plastificación y fisuración, entre otros, del elemento estudiado, en el caso del presente estudio los elementos serán los pilares, tanto de esquina como de borde y centrales.

De ahora en adelante, tomando un pilar de cada tipo en la estructura del presente estudio y para una mayor simplicidad, los pilares se nombrarán de la siguiente manera

- Pilar de esquina $\rightarrow$ P1
- Pilar de borde $\rightarrow$ P3
- Pilar central $\rightarrow$ P10

Matlab se utilizará para representar gráficamente el análisis push over y para obtener la disminución de momentos de la estructura con y sin daño.

Se realizará el análisis de los pilares en los siguientes casos.

- Pilar de esquina (P1) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en primera planta.
- Pilar de esquina (P1) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en tercera planta
- Pilar de esquina (P1) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en sexta planta
- Pilar de borde (P3) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en primera planta
- Pilar de borde (P3) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en tercera planta
- Pilar de borde (P3) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en sexta planta

- Pilar central (P10) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en primera planta
- Pilar central (P10) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en tercera planta
- Pilar central (P10) sin dañar aplicando el axil de cálculo correspondiente en sexta planta

Se realizarán exactamente los mismos casos cuando los pilares se encuentran dañados, con la particularidad de incluir en el programa las secciones reducidas calculadas previamente y los ratios de reducción de la resistencia a tracción de las armaduras.

El axil de cálculo para cada caso se obtendrá según lo indicado en el (Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Fomento, 2006) [8] (ver ecuación 16), extrayendo los valores de axil que arroja Cype en el cálculo de la estructura y multiplicándolos por los coeficientes correspondientes.

$$N_d = N_{PP} * \gamma_{PP} + N_{CM} * \gamma_{CM} + N_Q * \gamma_Q * \psi_{2,1} \quad (16)$$

A continuación se presentan los valores de N_d en la tabla 32. Para un mayor detalle de cómo se han calculado consultar **Anexo C. Cálculo del deterioro de la estructura por la afección del incendio. Tablas de afección del incendio.**

Tabla 32. Axiles de cálculo en P1,P3 y P10 por planta

	Nd (kN)
P1 — 6ª	57.46
P3 — 6ª	101.99
P10 — 6ª	246.4
P1 — 3ª	460.7
P3 — 3ª	747.67
P10 — 3ª	1084.05
P1 — 1ª	770.25
P3 — 1ª	1224.01
P10 — 1ª	1671.03

Los resultados de los diagramas $M-\phi$ y $M-N$ se han representado en un sistema de coordenadas superpuesto en el caso del análisis con daño y sin daño para así obtener una idea de la afección del incendio con una simple inspección visual. A continuación en la fig 29 se presentan las gráficas del pilar 1 en primera planta. Para ver los diagramas de interacción de todos los pilares en las tres plantas estudiadas ver **Anexo C. Cálculo del deterioro de la estructura por la afección del incendio. Diagramas de interacción de las secciones de pilares.**

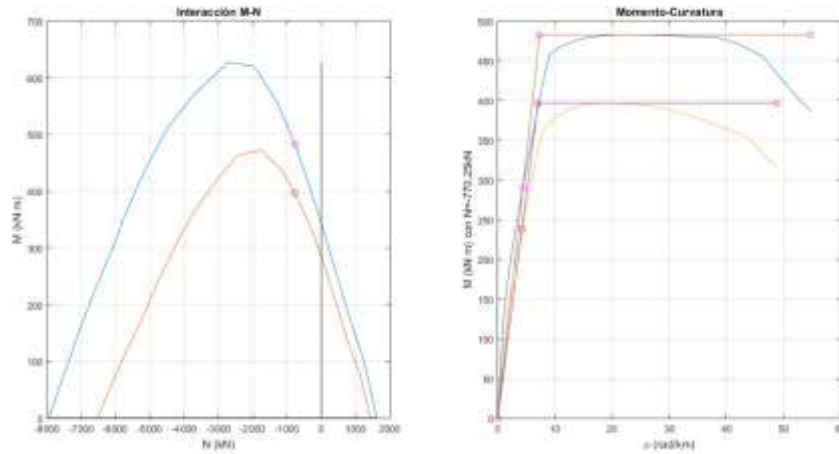


Fig 29. Diagramas de interacción del pilar 1 en primera planta

7.4. Reducción del cortante por el Principio de los Trabajos Virtuales

Para obtener la reducción del cortante lo que se hará será calcular dicho parámetro para la estructura sin daño y proceder del mismo modo con los datos de la estructura dañada, tal y como se recoge en este apartado. Finalmente, tras obtener los resultados se observará el ratio de disminución de cortante original.

Para el cálculo del cortante se ha utilizado el Principio de los Trabajos Virtuales, el cual indica que el trabajo realizado por las fuerzas exteriores ha de ser el mismo que el de las fuerzas interiores, tal y como muestra la ecuación 17.

$$W_{ext} = W_{int} \quad (17)$$

Considerando las fuerzas exteriores a nivel de planta como el cortante que afecta a la planta "j" por el desplazamiento de la planta "j", y siendo las fuerzas interiores el momento resistente del pilar "i" por el ángulo existente entre las dos rótulas plásticas que se forman en dicho pilar "i", resulta la ecuación 18.

$$Q_j \delta_j = \sum_{i=1}^{N_{pilares}} 2 M_{Ri} \theta_i \quad (18)$$

El término θ_i se obtendrá según la ecuación 19 y teniendo en cuenta que se asume la longitud de rótula plástica igual al lado del pilar ($L_p = h$, siendo h el lado de la sección del pilar), según indica la norma NCSE-02 y ACI-318-11 para estribado cerrado con buen confinamiento. Esto se aprecia más claramente en la figura 30.

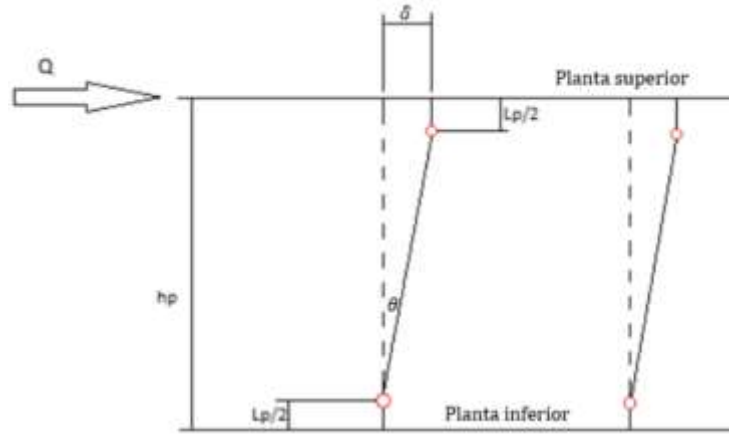


Figura 30. Esquema de formación de rótulas plásticas en pilares y esfuerzos int y ext

$$\theta_i \approx \tan \theta_i = \frac{\delta_j}{h_p - L_p} \quad (19)$$

Sustituyendo la ecuación 19 en la ecuación 18 se obtiene la ecuación 20, de la que se puede eliminar el término δ_j :

$$Q_j \delta_j = \sum_{i=1}^{N_{\text{pilares}}} 2 M_{Ri} \frac{\delta_j}{h_p - L_p} \quad (20)$$

La expresión final para calcular los cortantes por planta se presenta en la ecuación 21.

$$Q_j = \sum_{i=1}^{N_{\text{pilares}}} \frac{2 M_{Ri}}{h_p - L_p} \quad (21)$$

Donde

- M_{Ri} : Momento máximo resistente obtenido en el cálculo del apartado 7.3. *Diagramas de interacción* mediante Matlab. Como el estudio será de la estructura antes de estar afectada por el incendio y después de la acción del mismo, se calculará el cortante con el momento máximo de la estructura sin daño así como con el momento máximo de la estructura dañada.
- h_p : Altura del pilar de la planta a estudio
- L_p : Longitud de rótula plástica, será tomada como el valor del lado del pilar dependiendo de la planta a estudio (recordar que la sección de pilares se reduce tras la afección del fuego)

Finalmente se obtendrán los ratios de reducción de la resistencia a cortante lateral de la primera, tercera y sexta planta mediante la relación entre cortantes calculados, como se ve en la ecuación 22.

$$\text{Ratio de reducción de cortante} = \frac{Q_{i,daño}}{Q_{i,inicial}} \quad (22)$$

Los resultados de reducción de cortantes, así como los momentos máximos antes y después del daño se muestran en la tabla 33.

Tabla 33. Momentos máximos, cortantes y ratio de disminución de cortantes por planta

	Nº Pilar	Mu (kNm)	Mu daño (kNm)	$\Sigma Q_{inicial}$	$\Sigma Q_{daño}$	Ratio afección
PLANTA 6ª	P1	114.02	69.56	2192.95	1499.97	0.68
	P3	147.48	102.55			
	P10	165.09	117.74			
PLANTA 3ª	P1	236.33	170.29	6495.88	4672.62	0.72
	P3	462.67	334.12			
	P10	483.94	354.92			
PLANTA 1ª	P1	494.26	408.37	5678.35	4525.49	0.80
	P3	547.24	441.61			
	P10	597.45	469.88			

Como se puede observar, la reducción es importante, y especialmente preocupante en última planta, donde los cortantes que resiste la estructura se verán reducidos un 32% con respecto a los que era capaz de soportar inicialmente.

7.5. Reducción de la rigidez lateral

En este apartado se ha procedido siguiendo lo que indica la ecuación 23 para el cálculo de la rigidez sin torsión y bajo la suposición de pilares con giros impedidos, tal ecuación muestra el ratio de reducción de la rigidez, calculando la misma mediante la inercia de la sección del pilar inicial y la posterior sección del pilar reducido.

$$Ratio\ Ki = \frac{K_{daño}}{K_{inicial}} = \frac{\alpha * \frac{12 * E * I_{daño}}{h^3}}{\alpha * \frac{12 * E * I_{inicial}}{h^3}} = \frac{I_{daño}}{I_{inicial}} \quad (23)$$

Como los términos α , 12 , E , y h^3 son iguales en numerador y denominador de ambos casos (estructura inicial y estructura dañada) no afectarán al ratio y, por lo tanto, pueden eliminarse. El problema se reduce al cálculo de las inercias de los pilares en el caso inicial y caso dañado, expresiones que se pueden consultar en la ecuación 24 y 25.

$$I_{daño} = \frac{1}{12} * a_{daño} * b_{daño}^3 \quad (24)$$

$$I_{inicial} = \frac{1}{12} * a_{inicial} * b_{inicial}^3 \quad (25)$$

- Siendo a y b los lados de la sección del pilar.

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 34.

Tabla 34. Ratio de reducción de rigidez por planta

	Ratio Ki
PLANTA 6ª	0.51
PLANTA 3ª	0.56
PLANTA 1ª	0.60

En el caso de las rigideces, la disminución debida al fuego es aún mayor que la que se tiene con los esfuerzos cortantes, lo que afectará, como se verá más adelante, al estudio de concentración de daño por la teoría del balance de energía de Housner-Akiyama que se realizará en el siguiente apartado.

Como se ha visto a lo largo de este punto, la afección del incendio genera la pérdida en la capacidad resistente de la estructura en un grado considerable, pero además de esto se va a realizar un estudio de concentración de daño por métodos energéticos. Del mismo modo que se ha procedido hasta ahora, este análisis se realizará con el estado inicial de la estructura, cuando el fuego afecta a la primera planta,

cuando el fuego afecta a la tercera planta y cuando el fuego afecta a la sexta planta. Por lo tanto los ratios de reducción por planta obtenidos en este apartado serán utilizados para la obtención de los resultados finales. A modo de síntesis, los valores que se modificarán dependiendo de la planta a estudio en la *hoja Excel de Métodos Energéticos* (**Ver Anexo D. Cálculo de la concentración de daño por métodos energéticos**) serán los que muestra la tabla 35.

Tabla 35. Datos a utilizar en la reducción de propiedades en la hoja Excel final

		Ratio K_i	Ratio Q_i	T
ESTRUCTURA DAÑADA POR EL FUEGO	PLANTA 6ª	0.51	0.68	0.903
	PLANTA 3ª	0.56	0.72	0.93
	PLANTA 1ª	0.60	0.8	1.023
	ESTRUCTURA SIN DAÑO	1	1	0.903

NOTA: Los valores del periodo (T) que se observan en la tabla 35 se han obtenido mediante el cálculo de la estructura en Cype con las características reducidas del edificio.

8. MÉTODO DEL BALANCE DE ENERGÍA

El método de cálculo elegido para conseguir los objetivos finales del estudio ha sido el propuesto por Hiroshi Akiyama, y es el método de análisis sísmico de balance de energía. Se aplica por lo tanto la teoría del balance de energía de Housner-Akiyama, la cuál viene recogida en la hoja Excel de este documento perteneciente al **Anexo D. Cálculo de la concentración de daño por métodos energéticos.**

Se desarrollan a continuación los principios básicos del método, los cuales se tienen en cuenta en la hoja Excel utilizada en la obtención de resultados finales.

En la figura 31 se muestra un sistema dinámico de un grado de libertad sometido a una componente translacional horizontal (movimiento del suelo que provocaría un sismo). La ecuación diferencial que gobierna el movimiento será la ecuación 26.

$$f_1(t) + f_D(t) + f_S(t) = 0 \quad (26)$$

Donde:

- f_1 = Fuerza de inercia del sistema
- f_D = Fuerza de amortiguamiento
- f_S = Fuerza recuperadora o restauradora del sistema

Las dos últimas dependen de la velocidad y del desplazamiento relativos del punto másico respecto al suelo, y f_1 depende de la aceleración absoluta (esto es, de la derivada segunda respecto el tiempo del desplazamiento absoluto). Teniendo esto en cuenta la ecuación anterior se transforma en la ecuación 27, representado tal sistema en la fig 32.

$$m\ddot{v} + f_D(t) + f_S(t) = -m\ddot{v} \quad (27)$$

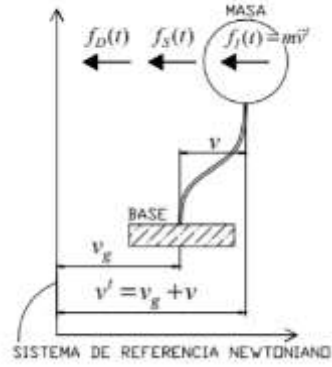


Fig 31. Sistema de 1 GDL sometido a movimiento horizontal en su base

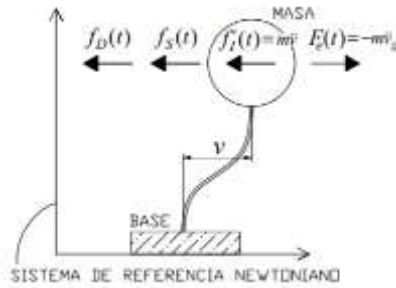


Fig 32. Sistema equivalente con base fija sometido a una fuerza ficticia $F_e(t)$

Multiplicando ambos miembros de la ecuación 27 por un incremento diferencial de desplazamiento relativo $dv = \dot{v}dt$ se obtiene la ecuación 28.

$$m\ddot{v} \dot{v}dt + f_D(t)\dot{v}dt + f_S(t)\dot{v}dt = -m\ddot{v}_g \dot{v}dt \quad (28)$$

Si ahora se integra desde el instante de tiempo inicial ($t = 0$) en el que comienza el movimiento, hasta el instante t_0 en que termina, resultará la ecuación 29, de la cuales extraen las energías que componen el sistema.

$$\int_0^{t_0} m\ddot{v} \dot{v}dt + \int_0^{t_0} f_D(t)\dot{v}dt + \int_0^{t_0} f_S(t)\dot{v}dt = \int_0^{t_0} -m\ddot{v}_g \dot{v}dt \quad (29)$$

En el caso de la primera integral, si asumimos que en el instante de tiempo inicial la velocidad relativa de la estructura es nula, $\dot{v}(0) = 0$, la solución de dicha integral representa la definición de energía cinética W_{ek} del sistema en el instante t_0 , mostrada en la ecuación 30.

$$W_{ek} = \int_0^{t_0} m\ddot{v} \dot{v}dt = \frac{m \dot{v}^2(t_0)}{2} \quad (30)$$

La segunda integral que compone la ecuación 29 representa la *energía consumida por la estructura mediante amortiguamiento* y se designará como W_ξ .

$$W_\xi = \int_0^{t_0} f_D(t) \dot{v} dt \quad (31)$$

La tercera integral del primer miembro de la ecuación 29 es la energía de deformación total almacenada y/o disipada por la estructura hasta el instante t_0 , a la que se le denominará W_S ; siendo esta la suma de la energía almacenada de las deformaciones elásticas W_{es} más la energía disipada mediante deformaciones plásticas W_p .

$$W_S = \int_0^{t_0} f_S(t) \dot{v} dt = W_{es} + W_p \quad (32)$$

En la expresión anterior, el término W_p representa el daño estructural inducido en la estructura por el terremoto. La suma de $W_{es} + W_{ek}$ constituye la denominada *energía de vibración elástica* W_e , la cual se definirá como muestra la ecuación 33.

$$W_e = W_{es} + W_{ek} \quad (33)$$

Por último, el segundo miembro de la ecuación 29 representa el trabajo total introducido por la fuerza sísmica $F_e(t)$ hasta el instante t_0 cuando finaliza el terremoto. De modo que reescribiendo los términos se obtiene la ecuación 34.

$$W_e + W_\xi + W_p = E_I \quad (34)$$

Esta última ecuación representa términos de energía, el primer término puede interpretarse como la capacidad sismorresistente de la estructura y el segundo término como el efecto de carga o input energético del terremoto. Dicha ecuación constituye la ecuación fundamental del balance energético de Housner-Akiyama.

El criterio a tomar en cualquier proyecto que se base en esta teoría será hacer que el primer miembro de la ecuación sea mayor que el segundo, de manera que la energía que resiste la estructura sea mayor que el input de energía del sismo. Investigaciones realizadas por Housner, 1956 y Akiyama, 1985, han demostrado que:

- 1) Para un terremoto determinado, el input de energía E_I es una cantidad muy estable que depende básicamente de la masa total del edificio y de su periodo fundamental de vibración.
- 2) La capacidad sismorresistente de la estructura y el efecto de carga del terremoto son dos aspectos que se pueden definir de forma independiente.

La ventaja de esta teoría de balance energético es que se puede estipular cómo se reparte la energía del terremoto E_I entre los términos W_e (energía de vibración elástica), y W_p (energía disipada por fuerzas recuperadoras). W_ξ (energía de amortiguamiento) es un término intrínseco de cada estructura y no se puede controlar.

Para poder modelizar lo explicado en la teoría del balance de energía en una estructura de varias plantas, es decir, para varios grados de libertad, se utilizan los modelos de masas concentradas (stick model) a nivel de forjado, idealización que vemos en la fig 33.

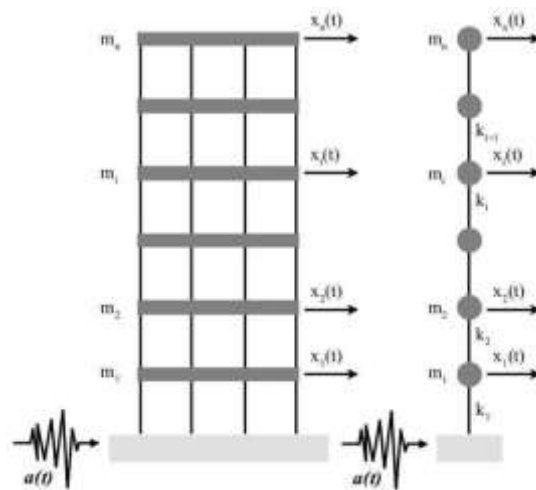


Fig 33. Modelo de masas concentradas en pórtico a nivel de forjado. Stick model

Los grados de libertad de la estructura pueden ser traslacionales y rotacionales:

- Cada grado de libertad traslacional, v_i , tiene asociada una masa m_i . Si sobre esa masa actúa una aceleración $\ddot{v}_i$, aparecería una fuerza de inercia $f_i = m_i \ddot{v}_i$
- Cada grado de libertad rotacional, α_i , tiene una inercia rotacional, I_r . Si sobre esa masa actúa una aceleración angular $\ddot{\alpha}_i$, aparecería un momento $M_T = I_r \ddot{\alpha}_i$

Los forjados del presente estudio técnico se han concebido como diafragmas rígidos, por lo tanto los grados de libertad en cada planta se verán reducidos a desplazamientos horizontales según el eje X e Y, y un giro en el eje vertical Z.

Como en este estudio se va a realizar el análisis en una de las direcciones X,Y, se considerará 1 GDL horizontal v_i ; el esquema que representa esta idea se muestra en la fig 34.

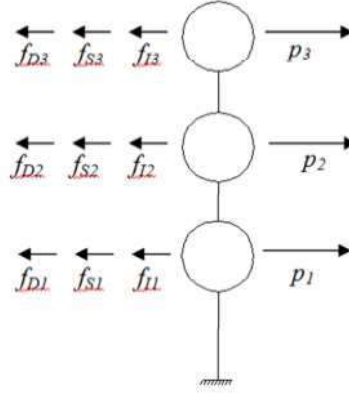


Fig 34. Modelo del esquema de fuerzas de la estructura

Las fuerzas que actúan en cada una de las masas deben satisfacer la ecuación 35 de equilibrio dinámico:

$$\sum F = 0 \rightarrow \begin{pmatrix} f_{D1} & +f_{S1} & +f_{I1} = p_1 \\ f_{D2} & +f_{S2} & +f_{I2} = p_2 \\ f_{D3} & +f_{S3} & +f_{I3} = p_3 \end{pmatrix} \quad (35)$$

Las relaciones de las tres fuerzas que aparecen se presentan a continuación:

- $f_{Si} \rightarrow$ Fuerzas recuperadoras, dependen de las rigideces $[K]$ y los desplazamientos horizontales. Ver ecuación 36.
- $f_{Di} \rightarrow$ Fuerzas de amortiguamiento, dependen del amortiguamiento y los desplazamientos. Ver ecuación 37.
- $f_{Ii} \rightarrow$ Fuerzas de inercia, dependen de la masa y de los desplazamientos. Ver ecuación 38.

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ f_{S3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{bmatrix} \quad (36)$$

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ f_{D3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \\ \dot{v}_3 \end{bmatrix} \quad (37)$$

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ f_{I3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \ddot{v}_3 \end{bmatrix} \quad (38)$$

Se puede reescribir lo anterior sustituyendo en la ecuación 18 del sistema de equilibrio dinámico y reescribiendo la misma con las matrices $[K]$, $[C]$ y $[M]$, como se puede apreciar en la ecuación 39.

$$[M][\ddot{v}] + [C][\dot{v}] + [K][v] = [P] \quad (39)$$

Habiendo desarrollado lo visto hasta ahora, se puede decir que la ecuación 17 del balance de energía será útil para conocer la energía absorbida y disipada por la estructura por los tres componentes principales, la energía de vibración elástica (W_e), el amortiguamiento viscoso (W_D) y las deformaciones plásticas (W_p). Además, el input de energía del sismo va a depender principalmente de la masa de la estructura (M) y del periodo de la estructura (T).

La expresión que propone Akiyama para expresar el balance de energías que contribuyen al daño, y que se utiliza normalmente en proyectos de estructuras, se refleja en la ecuación 40.

$$W_e + W_p = E_I - W_\xi = E_D = \frac{M * V_D}{2} \quad (40)$$

Donde:

- E_D : Energía que contribuye al daño
- V_D : Pseudovelocidad que contribuye al daño
- M : Masa de la estructura de proyecto

La expresión utilizada en el presente estudio técnico en relación a la pseudovelocidad equivalente es la propuesta por Akiyama.

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1 + 3\xi + 1.2\sqrt{\xi}} \quad (41)$$

Siendo ξ el ratio de amortiguación inherente.

Con la energía E_I calculada, se podrá obtener el valor de V_E mediante la ecuación 42.

$$V_E = \sqrt{\frac{2E_I}{M}} \quad (42)$$

En el artículo del profesor Benavent perteneciente a la revista Earthquake Engineering and Structural Dynamics (A.Benavent-Climent, Design energy input spectra for moderate-seismicity regions,2002.) [25] se muestra que la relación entre el input total de energía E_I , expresado en términos de pseudovelocidad equivalente V_E (ecuación 26) y del periodo natural del sistema estructural, T , se define como el espectro de introducción de energía, V_E vs T . En la figura 35 se observa la relación propuesta por Akiyama frente a la propuesta por la norma de construcción japonesa (Japanese Building Code, 1981) [26]. En la figura 36, extraída del mismo artículo, se muestra el criterio tomado en el cálculo del valor de V_E según el periodo.

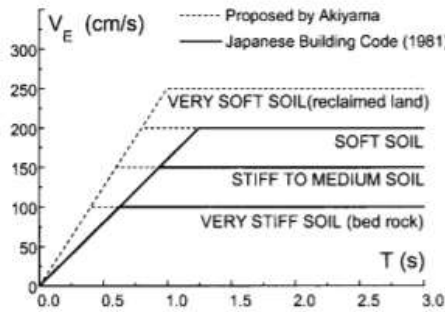


Fig 35. Espectro del input de energía

$$\text{For } T \leq T_G, \quad V_E / (\text{PGA} \times K) = 1.25(T/K)$$

$$\text{For } T > T_G, \quad V_E / (\text{PGA} \times K) = 1.25T_G$$

$$\text{For soft-medium soils: } T_G = 0.40$$

$$\text{For stiff soils: } T_G = 0.24$$

Fig 36. Determinación de V_E según el periodo

A continuación se presenta de manera detallada la obtención de los términos necesarios de energía de vibración elástica (W_e), energía disipada por deformaciones plásticas (W_p) y finalmente la distribución estándar del daño. Esto será clave para extraer resultados definitivos de la Hoja Excel creada, la cuál tendrá en cuenta las expresiones y parámetros vistos en el desarrollo de la teoría del balance de energía así como lo que se proceden a desarrollar en los siguientes puntos.

8.1. Energía de vibración elástica (W_e)

Los trabajos de Akiyama presentan, para estructuras del tipo que aborda este estudio, la ecuación 43, en la que el factor $\alpha(0)$ se refiere el coeficiente máximo de cortante basal de la estructura propuesta, el cuál se obtendrá como indica la ecuación 44.

$$W_e = \frac{Mg^2T^2}{4\pi^2} * \frac{\alpha(0)}{2} \quad (43)$$

$$\alpha_i = \frac{Q_{yi}}{\sum_{j=1}^N m_j g} \quad (44)$$

- Donde Q_{yi} es el cortante de la planta i de la estructura.

La ecuación 43 se transforma, por lo tanto, en la ecuación 45.

$$W_e = \frac{Mg^2T^2}{4\pi^2} * \frac{\alpha_i^2}{2} \quad (45)$$

De cara a los cálculos en la práctica, Akiyama propuso una simplificación de la ecuación considerando la energía vibracional elástica como la mitad del cortando máximo por el desplazamiento lateral máximo entre plantas, de la planta baja.

$$W_e = \frac{1}{2} Q_{max,1} \delta_{max,1} \approx \frac{1}{2} Q_{y,1} \delta_{y,1} \quad (46)$$

8.2. Energía disipada por deformaciones plásticas (W_p)

La ecuación 47 es la propuesta para la disipación de energía por contribución de las deformaciones plásticas.

$$W_p = \sum_{i=1}^N W_{pi} = \sum_{i=1}^N \eta_i Q_{yi} \delta_{yi} \quad (47)$$

Donde:

- η_i es el ratio de deformación plástica acumulada de la planta i. Cuya expresión muestra la ecuación 48.
- δ_{yi} es el desplazamiento de fluencia entre plantas de la planta i. Ver ecuación 49.

$$\eta_i = \frac{W_{pi}}{Q_{yi} \delta_{yi}} \quad (48)$$

$$\delta_{yi} = \frac{Q_{yi}}{K_i} \quad (49)$$

Donde

- K_i es la rigidez de la estructura en la planta i .

Para poder tratar con estructuras de múltiples grados de libertad, Akiyama propuso una expresión de rigidez equivalente a 1GDL así como un ratio de rigideces aplicable a estructuras de varios GDL. Ver ecuaciones 50 y 51.

$$K_{eq} = \frac{4 \pi^2 M}{T} \quad (50)$$

$$\chi_i = \frac{K_i}{K_{eq}} \quad (51)$$

Finalmente la expresión de W_p de la ecuación 47 es modificada como muestra la ecuación 52.

$$W_{pi} = \frac{M g^2 T^2}{4 \pi^2} * c_i \alpha_i^2 \eta_i \quad (52)$$

Donde:

$$c_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^N m_j}{M} \right)^2 * \frac{1}{\chi_i} \quad (53)$$

8.3. Distribución estándar del daño (distribución óptima de Akiyama)

La distribución del daño en una estructura como la del presente estudio técnico viene definido por el ratio de deformación plástica acumulativa η_i (ecuación 48). Si el ratio es constante en cada una de las plantas, la acumulación del daño será óptima. Si, por el contrario, el ratio es variable entre planta y planta conllevará a concentraciones de daño distintas y, por lo tanto, acumulaciones de daño en ciertas plantas. Este es el parámetro central del trabajo fin de grado.

Si se considera $\eta_i = \eta = cte$, la ecuación que gobierna la distribución estándar de daño es la ecuación 54.

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{c_i \alpha_i^2}{\sum_{j=1}^N c_j \alpha_j^2} \quad (54)$$

Esta distribución deberá incluir la distribución óptima del cortante de fluencia ($\bar{\alpha}_i$), ecuación 55.

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} \quad (55)$$

Si el parámetro $\bar{\alpha}_i$ es el utilizado en el cálculo, entonces teóricamente $\eta_i = \eta = cte$ y no habría concentración de daño alguna. La ecuación 54 pasa a ser entonces la ecuación 56 y el valor de s_i es el que muestra la ecuación 57.

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i}{\sum_{j=1}^N s_j} \quad (56)$$

$$s_i = c_i \chi_i \bar{\alpha}_i^2 = \left(\frac{\sum_{j=1}^N m_j}{M} \right)^2 \frac{K_1}{K_i} \bar{\alpha}_i^2 \quad (57)$$

De esta última expresión se puede observar que la distribución estándar del daño depende, principalmente, de la distribución de masa del sistema estructural, de la distribución de rigideces laterales por planta y de la distribución óptima de la fuerza cortante de fluencia por planta.

8.4. Ley fundamental de la distribución del daño

Un caso bien distinto de la distribución del daño aparece cuando la distribución de resistencia lateral no es la óptima $\bar{\alpha}_i$, la ecuación se ve modificada a la ley fundamental de distribución de daño de la estructura conforme expresa la ecuación 58. El mismo Akiyama propuso, mediante cálculos dinámicos, la nueva expresión.

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} = \frac{1}{\gamma_i} \quad (58)$$

Donde:

- γ_i : Índice de dispersión del daño para cualquier modo de vibración
- n : Índice de concentración de daño. N=6 en estructuras pilar fuerte-viga débil y N=12 para estructuras pilar débil-viga fuerte
- p : Ratio entre la distribución normal y la óptima $p = \frac{b \alpha_i}{\bar{\alpha}_i \alpha_i}$

El valor de b conlleva una variación en las propiedades de los materiales de la estructura, si el valor de p fuera igual a 1, la distribución sería óptima. En el caso del presente estudio técnico el valor de b se verá modificado por la afección del fuego, el cuál producirá una reducción en las características de los materiales de cierto valor dependiendo de la planta sometida a estudio.

Visto esto, para sistemas de múltiples grados de libertad, la expresión de la energía disipada por deformaciones plásticas W_p va a tomar una forma parecida a la ecuación 52, como muestra la ecuación 59.

$$W_p = \gamma_i W_{pi} = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} * c_i \alpha_i^2 \eta_i \gamma_i \quad (59)$$

Como se ha representado en la ecuación 55, el valor de α_i puede ser fácilmente obtenido, y se puede sustituir nuevamente para formar la ecuación 60.

$$W_p = \gamma_i W_{pi} = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} * c_i \bar{\alpha}_i^2 \alpha_1^2 \eta_i \gamma_i \quad (60)$$

Aplicando ahora la ecuación del balance de energía (ecuación 40) y haciendo uso del valor W_e de la ecuación 45, se forma la ecuación 61.

$$W_e + W_p = \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} * \frac{\alpha_i^2}{2} + \frac{Mg^2 T^2}{4\pi^2} * c_i \bar{\alpha}_i^2 \alpha_1^2 \eta_i \gamma_i = \frac{M V_D^2}{2} \quad (61)$$

Por último en este apartado merece la pena comentar que en cálculos energéticos la ductilidad es el coeficiente definido por la expresión 62, y en métodos de cálculo de fuerzas (este es el caso empleado en la norma NCSE-02), la ecuación que define la ductilidad es la 63.

$$\mu_e = \frac{\delta_i - \delta_{yi}}{\delta_{yi}} \quad (62)$$

$$\mu_f = \frac{\delta_i}{\delta_{yi}} \quad (63)$$

Por lo tanto, la relación existente entre ambos coeficientes es $\mu_e = \mu_f - 1$. Esto conlleva a considerar como coeficiente de ductilidad en cálculos mediante métodos energéticos un $\mu_e = 2$, ya que la ductilidad de la estructura del edificio bajo la normativa NCSE-02, que ha sido sobre la que se ha realizado el cálculo lineal de la misma, se implementó como $\mu_f = 3$.

En este trabajo fin de grado se van a estudiar diferentes situaciones mediante la teoría del balance de energía con dos casos:

- Terremoto cerca de falla: El mayor peligro de este tipo de sismos es que se pueden producir pulsos, es decir, concentraciones de trenes de ondas que resultan muy dañinos para las estructuras, ya que liberan gran cantidad de energía con grandes desplazamientos. Al valor que representa el tipo de terremoto se le llama número de ciclos equivalente y se define como $n_{eq} = \frac{\eta}{\mu}$. Los terremotos cerca de falla se caracterizan por tener un valor de n_{eq} que oscila entre 1 y 3.
- Terremoto lejos de falla: Los terremotos que se producen lejos de falla tienen un valor de $n_{eq} > 5$. Valores altos de este parámetro implican bajos desplazamientos laterales (μ) y un elevado número de ciclos de deformación plástica (η), por lo que normalmente son más favorables para las estructuras.

8.5. Resultados energéticos

Visto el desarrollo al completo de la teoría del balance de energía, se muestran a continuación los resultados de los parámetros más interesantes. Se verá el valor de V_E , V_D y E_D . El estudio de la estructura se ha realizado con respecto al eje Y.

El valor de V_E ha sido obtenido conforme lo establecido en el artículo del profesor Benavent (A.Benavent-Climent, Design energy input spectra for moderate-seismicity regions, 2002.) [25] y es $V_E = 112.7 \text{ cm/s}$

El valor de V_D se obtiene de despejar esta parámetro de la ecuación 41, $\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1+3\xi+1.2\sqrt{\xi}}$, tomando el amortiguamiento como el 5%, y es $V_D = 79.46 \text{ cm/s}$.

El cálculo del input de energía se obtiene de la ecuación 40, $E_D = \frac{M \cdot V_D}{2}$, y por tanto el valor de $E_D = 78.880,86 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

Uno de los parámetros más importantes a tener en cuenta en este estudio es el ratio de deformación plástica η acumulada en cada planta, definido en la ecuación 48. Lo que mostrará es en qué planta se tiene una acumulación de energía, lo cual será peligroso ya que se traduce en mayores desplazamientos y daños estructurales.

Para una distribución óptima (homogénea) de la energía se necesita que el parámetro η sea constante en cada planta.

Otro parámetro de gran importancia y que influye de manera vital en la concentración del daño es la relación $\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$ (distribución del cortante lateral por planta). Ya que si la distribución de daño fuese homogénea, también lo sería la del cortante lateral y la relación tendría valor 1 y el caso sería óptimo, no obstante las estructuras en Europa no se suelen calcular con el método de balance óptimo de energía, por lo que se producen valores diferentes en cada planta y, por lo tanto, concentraciones de daño distintas. Cuando el valor de la relación es menor de 1, la estructura tendrá carencias en su capacidad para resistir el daño.

El último factor importante que se va a señalar es la relación de reparto de energía $\frac{W_{pi}}{W_p}$, el cuál muestra el reparto de energía disipada por deformaciones plásticas por planta. Lo que ocurrirá si se producen picos de valores heterogéneos de η en alguna planta será que aparecerán concentraciones de energía disipada en la planta afectada.

Del mismo modo cuando la relación $\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$ es menor que la óptima, se verá reflejado en el aumento de dichas concentraciones de energía en la planta en cuestión.

8.6. Caso 1. Análisis de concentración de daño con cortante basal y distribución de resistencia lateral según NCSE-02

En este apartado se realizará el estudio de concentración de daño según lo desarrollado en la teoría del balance de energía en el caso de terremoto cerca de falla y lejos de falla.

Los principales datos de entrada serán las rigideces laterales de planta (hallado en el apartado 6.1. *Cálculo de la rigidez lateral por planta*, los cortantes de planta de la estructura (obtenidos de Cype), pesos de los forjados, aceleración básica (multiplicada por la gravedad), periodo de vibración de la estructura y altura entre plantas, mostrados en las tablas 36, 37, 38 y 39, perteneciendo cada tabla a uno de los estados de la estructura que aborda este trabajo.

Además se realizará el análisis cerca de falla ($n_{eq} = 1.5$) y lejos de falla ($n_{eq} = 6$).

Tabla 36. Datos previos de la estructura original inicial

	Ki	Qi	H (m)	Peso (kN)	ab (m/s²)	T (s)
Forjado 6	1670.61	492.36	3.5	3244.92	2.254	0.903
Forjado 5	2948.23	1121.74		3245.67		
Forjado 4	3943.81	1620.83				
Forjado 3	4094.1	2034.85				
Forjado 2	4688.08	2389.86	5	3247.92		
Forjado 1	2968.57	2650.53				

Tabla 37. Datos previos de la estructura que ha sufrido un incendio en 1ª planta

	Ki	Qi	H (m)	Peso (kN)	ab (m/s²)	T (s)
Forjado 6	1670.61	492.36	3.5	3244.92	2.254	1.023
Forjado 5	2948.23	1121.74		3245.67		
Forjado 4	3943.81	1620.83				
Forjado 3	4094.1	2034.85		3247.92		
Forjado 2	4688.08	2389.86	5			
Forjado 1	1781.14	2120.42				

Tabla 38. Datos previos de la estructura que ha sufrido un incendio en 3ª planta

	Ki	Qi	H (m)	Peso (kN)	ab (m/s²)	T (s)
Forjado 6	1670.61	492.36	3.5	3244.92	2.254	0.93
Forjado 5	2948.23	1121.74		3245.67		
Forjado 4	3943.81	1620.83				
Forjado 3	2292.69	1465.09				
Forjado 2	4688.08	2389.86	5	3247.92		
Forjado 1	2968.57	2650.53				

Tabla 39. Datos previos de la estructura que ha sufrido un incendio en 6ª planta

	Ki	Qi	H (m)	Peso (kN)	ab (m/s ²)	T (s)
Forjado 6	852.01	334.80	3.5	3244.92	2.254	0.903
Forjado 5	2948.23	1121.74		3245.67		
Forjado 4	3943.81	1620.83				
Forjado 3	4094.1	2034.85				
Forjado 2	4688.08	2389.86	5	3247.92		
Forjado 1	2968.57	2650.53				

Antes de entrar en los resultados obtenidos mediante el cálculo energético se ha de señalar los rangos de valores de desplazamientos para estructuras de hormigón armado, con apoyo en la gráfica de la figura 37 propuesta por Akiyama.

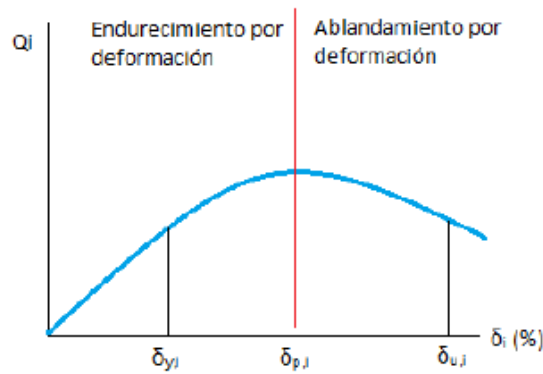


Fig 37. Gráfica de deformación de Akiyama

Como se observa, la gráfica diferencia un primer tramo de endurecimiento por deformación mientras el cortante aumenta, en el que la estructura se encuentra tanto en rango elástico como en parte del rango plástico, al llegar al cortante pico, ya en campo plástico, se produce un ablandamiento por deformación, el cortante a descender mientras la deformación aumenta hasta llegar al punto de desplazamiento último. Con desplazamientos mayores del desplazamiento último la estructura tendrá gran probabilidad de acabar colapsando.

Los rangos de deformación impuestos por Akiyama son los siguientes:

- $\delta_{y,i} \approx 0.5\%$ Desplazamiento de fluencia, se mantiene en rango elástico.
- $\delta_{p,i} \approx 1.5\%$ Se aprecian daños moderados que necesitan de reparación.
- $\delta_{u,i} \approx 2.5\%$ Desplazamiento último, la estructura está próxima al colapso.

A continuación se muestra en las figuras 38 y 39 los desplazamientos relativos por planta en los casos cerca de falla y lejos de falla. En ellas se observa dónde se concentran los mayores desplazamientos, apreciándose la influencia de la afección del fuego en las plantas estudiadas.

Hay una clara diferencia entre los desplazamiento cerca de falla y lejos de falla, siéndos estos últimos mucho menos dañinos, ya que distribuyen la energía en más ciclos de deformación plástica lo que se traduce en menores desplazamientos. En el caso de estudio los terremotos cerca de falla producen desplazamientos entre 3 y 4 veces mayores que los que se producen lejos de falla.

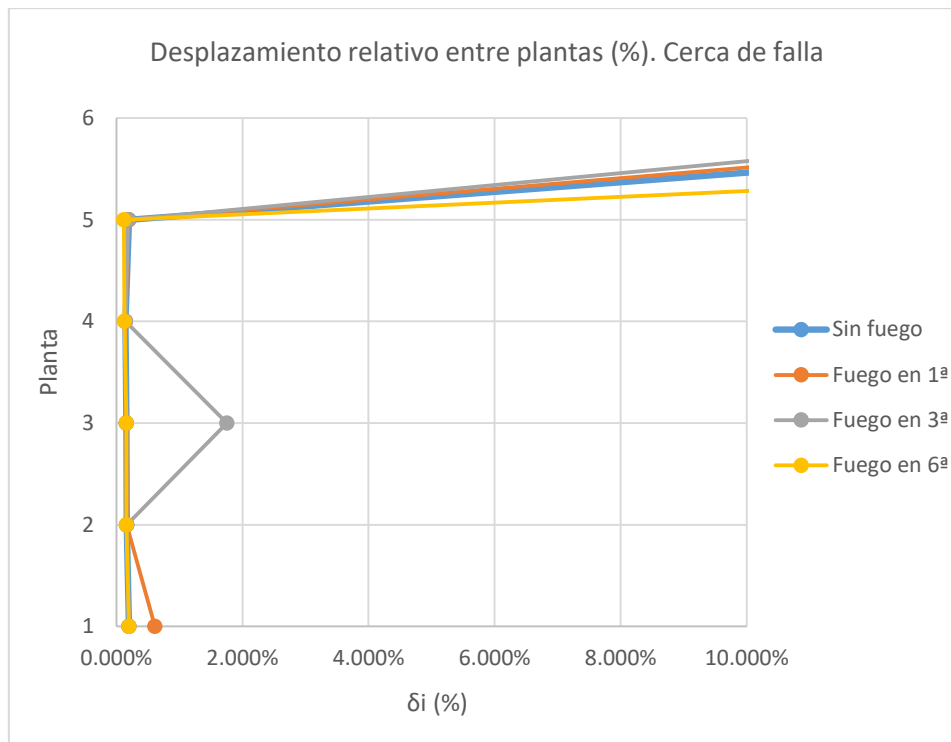


Fig 38. Gráfica de desplazamiento relativo entre plantas en el caso cerca de falla

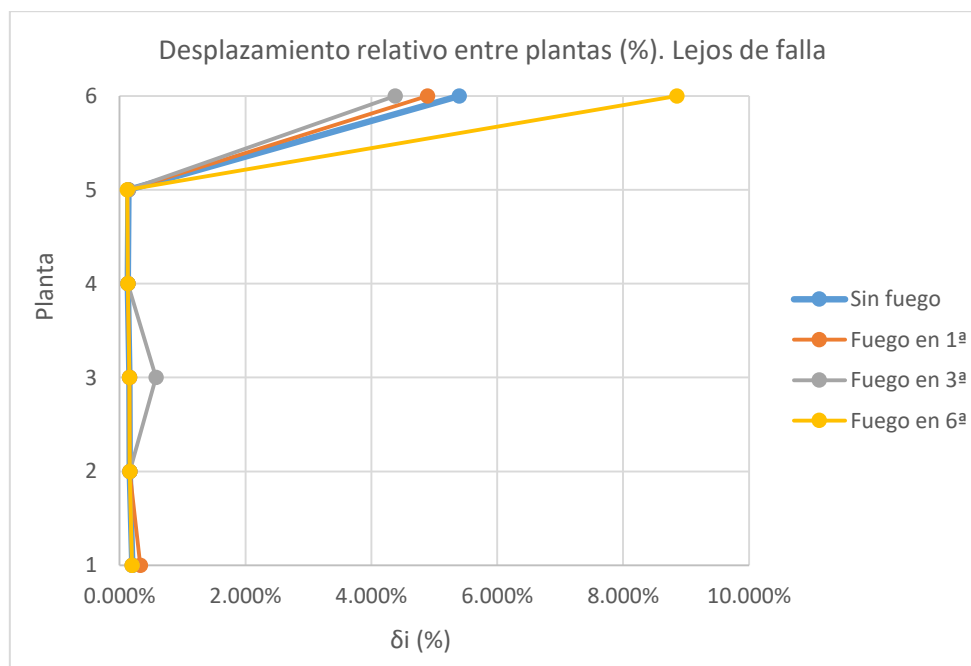


Fig 39. Gráfica de desplazamiento relativo entre plantas en el caso lejos de falla

Se puede apreciar que se produce un solape en las líneas que indican la deformación relativa entre la planta 1ª y 5ª cuando no hay deterioro producido por el incendio.

Como se ve en las gráficas, la afección del fuego hace que la planta afectada sufra mayores desplazamientos debido al deterioro en las características resistentes visto a lo largo del punto 7. *Afección del incendio en la estructura*. Estos deterioros en primera, tercera y sexta planta se seguirán observando en el resto de las gráficas expuestas.

En cualquier caso se aprecia que los desplazamientos de última planta conllevarían al colapso seguro de la estructura.

La segunda gráfica a tener en cuenta, mostrada en la figura 40, será la que relaciona la distribución del coeficiente de cortante de fluencia ($\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$), en la cuál se incluye además la línea que indica la distribución óptima de Akiyama ($\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$). Los valores que queden a la derecha de la línea de distribución óptima indican resistencias a cortante mayores de las que establece dicha distribución, lo que significa que soportaría las concentraciones de energía aplicadas. En cambio, los valores situados a la izquierda de la línea de distribución óptima indican carencia de resistencia, lo que conlleva a mayores concentraciones de daño y, en definitiva, a una situación desfavorable y peligrosa.

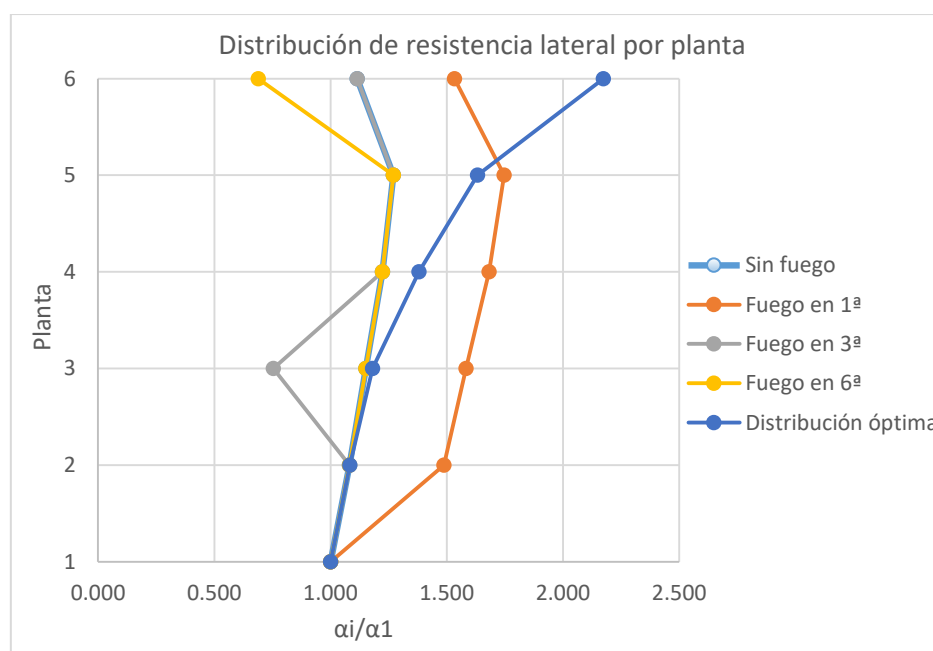


Fig 40. Gráfica de distribución de resistencia lateral por planta

Se observan picos de mayores diferenciales con respecto a la distribución óptima cuando el incendio afecta a la planta tercera y sexta. Lo que ocurre con la planta primera es que, al depender la relación $\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$ del cortante basal, y estar la primera planta afectada

por el fuego, dicho cortante basal con el que se calcula la distribución de resistencia lateral por planta disminuirá (cosa que no ocurre en el resto de plantas donde el cortante basal es el original de la estructura obtenido de Cype, al no estar la primera dañada), aún así, aunque no se aprecie una carencia de resistencia cuando el incendio se ha producido en la planta baja, la concentración de resistencia lateral será mayor en la planta afectada que en el resto.

En este caso se vuelve a observar que la sexta planta, esté o no afectada por el fuego, es la planta débil del edificio, produciéndose disminuciones de resistencia lateral en cualquier caso.

La figura 41 muestra la disipación de energía plástica por planta de la estructura ($\frac{W_{p,i}}{W_p}$) en tanto por uno.

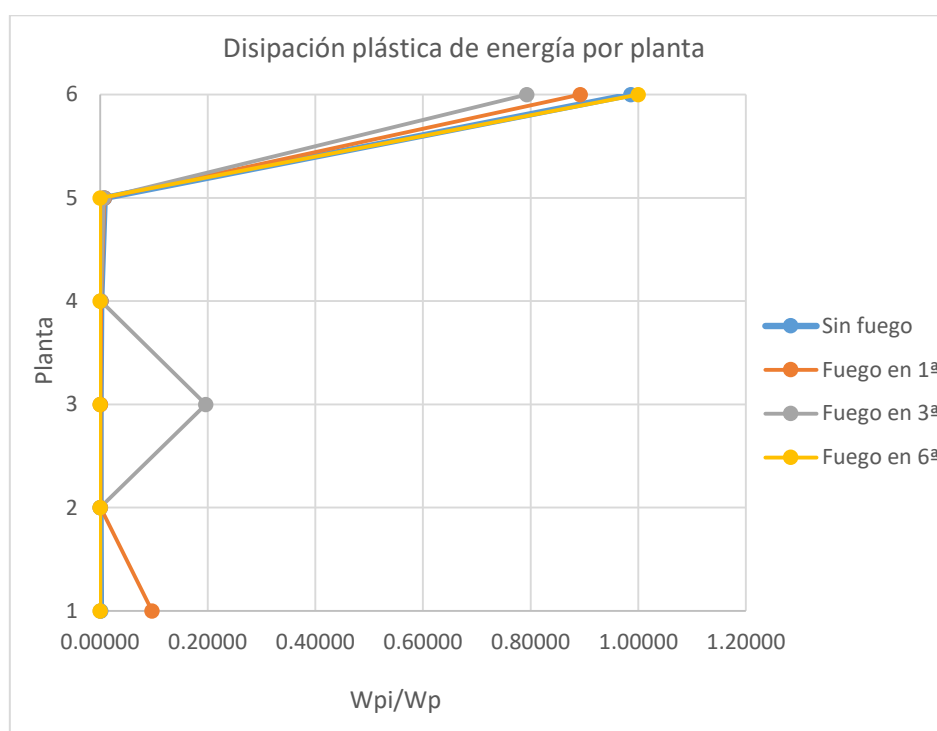


Fig 41. Gráfica de disipación plástica de energía por planta

De nuevo, entre la primera y quinta planta, cuando se mantienen sin daño, no se diferencian las líneas ya que el reparto de disipación plástica es idéntico.

Tal como corroboran las gráficas anteriores, en esta ocasión se sigue verificando que la última planta muestra los resultados más preocupantes, disipando en todos los casos más del 80% de la energía en forma plástica en dicha planta, lo que supone mayores daños, traduciéndose esta acumulación de disipación energética, por ejemplo, en los grandes desplazamientos observados anteriormente. Además, cuando el

incendio ha afectado a las plantas de estudio, se producen concentraciones de disipación también en ellas.

Por último, la concentración de daño la representa el factor η (ratio de deformación plástica acumulada por planta), descrito en la ecuación 32. Este parámetro se representa en la figura 42.

Con una distribución óptima de daño, el parámetro η permanecerá invariable en todas las plantas, lo que es positivo, por el contrario, cuando la distribución del daño no sea óptima habrá valores heterogéneos que indicarán concentraciones de daño mayores en aquellas plantas que los muestren lo que puede dañar la planta llevándola al colapso.

En la imagen no se han representado los valores mayores a 50 para visualizar mejor las variaciones en el eje X.

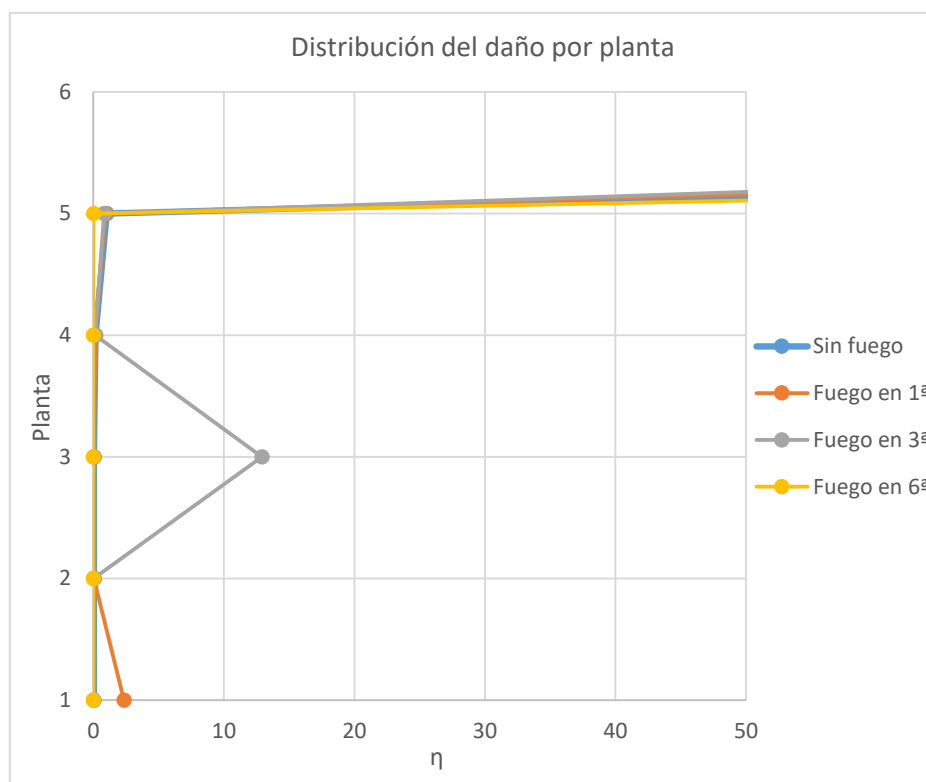


Fig 42. Ratio de deformación plástica acumulada por planta

De nuevo en este caso se producen variaciones perjudiciales de la variable analizada, concentrándose el daño especialmente en la planta afectada por el incendio y disparándose en el caso de la planta 6.

Señalar que el hecho de que el sismo se produzca cerca o lejos de falla afecta de forma directa solamente a los desplazamientos relativos entre plantas.

8.7. Caso 2. Análisis de concentración de daño con cortante basal según NCSE-02 y distribución óptima de resistencia lateral de Akiyama.

En este segundo caso, el cortante basal de cálculo que se usará se mantiene, tomado de Cype hallado según indica la NCSE-02, el cambio respecto al caso anterior viene determinado por el uso de la distribución de cortante óptima de Akiyama.

Al utilizar una distribución de cortante óptima por planta, el daño en la estructura original se concentrará de manera homogénea, ofreciendo valores de η constantes, esto conduce también, como se observará en las gráficas del análisis, a deformaciones menores y un comportamiento de la estructura notablemente mejor que con lo visto mediante aplicación de la distribución de cortantes de la norma española. Tales resultados se presentan cuando el sismo afecta a la estructura sin daño, no obstante se verá a continuación que los efectos del fuego sobre la estructura hacen que las plantas afectadas sigan viéndose debilitadas como consecuencia de la reducción en las características resistentes de los materiales.

En la figura 43 se muestran los desplazamientos cuando el sismo se produce cerca de falla y en la figura 44 cuando éste tiene lugar lejos de falla. Recordar que se ha optado por disponer los siguientes valores de número de ciclos equivalentes:

- Terremoto cerca de falla $\rightarrow n_{eq} = 1.5$
- Terremoto lejos de falla $\rightarrow n_{eq} = 6$

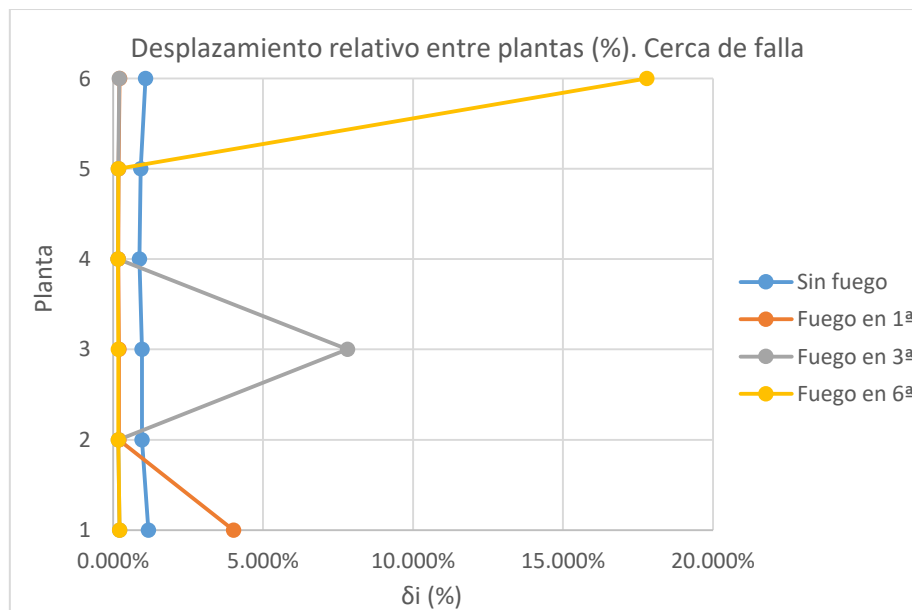


Fig 43. Gráfica de desplazamiento relativo entre plantas en el caso cerca de falla

Se aprecia que, cuando el fuego ha afectado a la primera, tercera o sexta planta, dicha planta sufriría desplazamientos que la llevarían al colapso, además se observa que son mayores cuando el incendio afecta a plantas superiores. Al aplicar la distribución de cortantes que recoge la norma japonesa, la última planta no se mostrará como la más débil en todos los casos, sino tan solo cuando el incendio se ha producido en esta última.

A continuación se presenta la gráfica correspondiente al sismo producido lejos de falla, en este caso, como en el del punto anterior, se presenta una menor afección, incluso la estructura no llegaría a colapsar en ningún caso exceptuando cuando es la sexta planta la afectada.

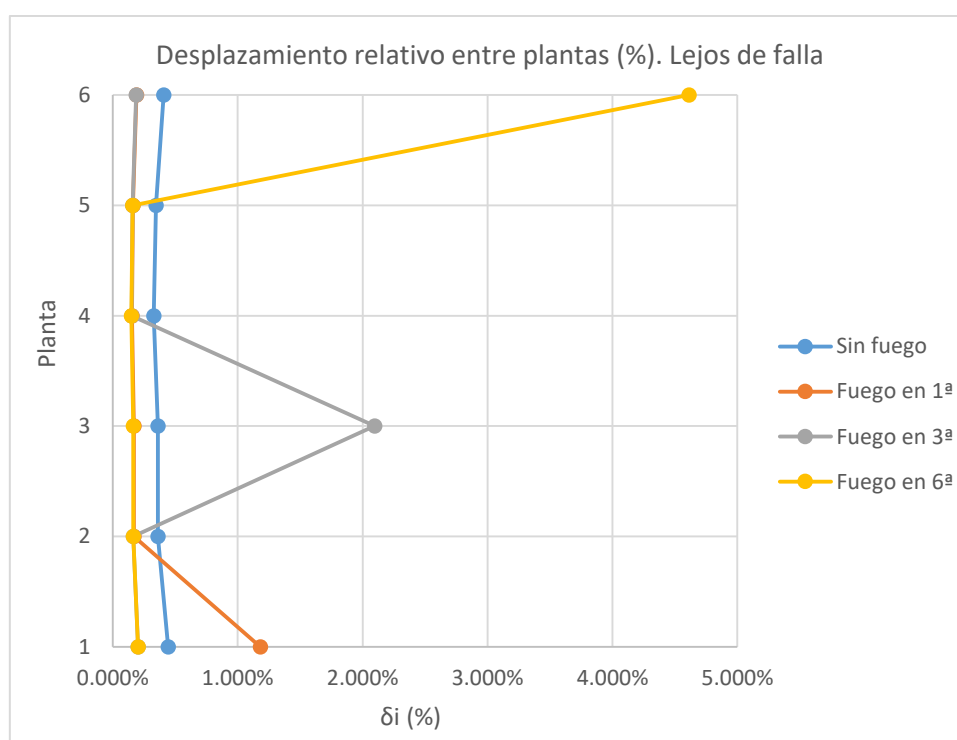


Fig 44. Gráfica de desplazamiento relativo entre plantas en el caso lejos de falla

En el caso de estructura original los desplazamientos entran dentro del campo elástico, lo que es totalmente recomendable y positivo. Cuando el fuego ha ocurrido en primera o en tercera planta, se observa que los desplazamientos se encuentran en un intervalo del 1.2% y el 2.1%, lo que supone un estado de fisuración que no debería ser preocupante, en todo caso requeriría de un estudio de la fisuración que habría que controlar y reparar. Por último, la sexta planta sigue siendo la que más problemas localiza, excediendo el límite de la estructura de ablandamiento por deformación y, por lo tanto, colapsando.

Para la distribución del coeficiente cortante de fluencia se observa una mejora clara cuando se ha aplicado la distribución óptima de mismo (norma japonesa) con respecto al caso de aplicación de la distribución según NCSE-02. Parece lógico que la línea de distribución óptima de Akiyama se solape con la que representa el estado de la estructura original inicialmente.

Nuevamente, el problema se presenta con la afección del fuego, encontrándose la relación $\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$ en la gráfica a la izquierda de la distribución $\frac{\alpha_i}{\alpha_1}$ óptima, lo que significa que se producen concentraciones de daño para las que no dispone de la resistencia lateral necesaria que indica la distribución óptima. Se representa en la figura 45.

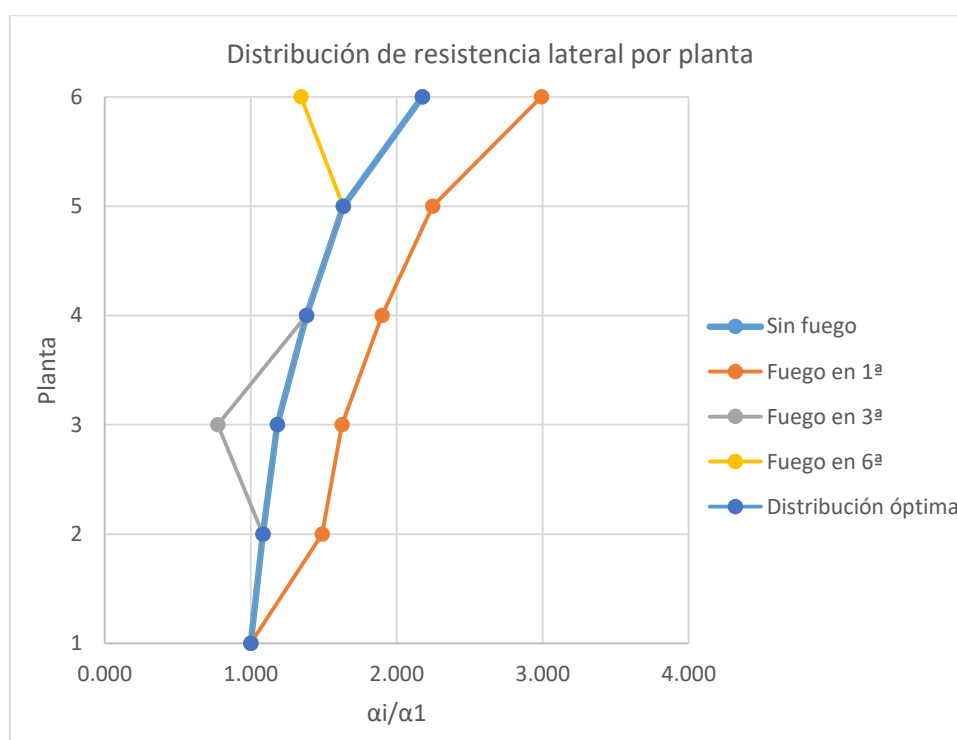


Fig 45. Gráfica de distribución de resistencia lateral por planta

Mientras que en el primer método analizado existían problemas en todas las plantas y especialmente en las afectadas por el fuego, en este caso los problemas sólo se presentan cuando la planta en cuestión ha sido dañada, encontrándose las plantas sin dañar dentro de los valores de distribución óptima de resistencia lateral por planta.

En la figura 46 se muestra la distribución de energía de deformación plástica por planta de la estructura, en la que se observa que, al igual que ocurre con la distribución de resistencia lateral por planta con respecto al primer caso de análisis, la planta más afectada deja de ser la última para ahora adaptarse a una distribución mucho más

homogenea. No obstante sí que se producen acumulaciones de distribución de energía por deformación plástica en los casos en los que el fuego ha afectado a la planta 1ª, 3ª o 6ª.

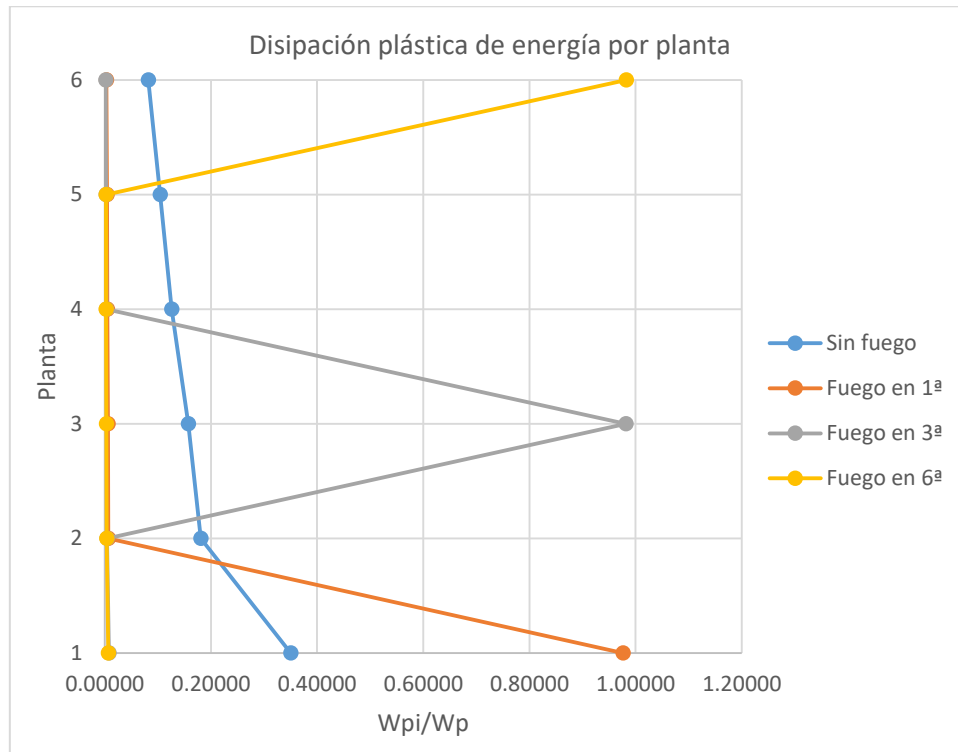


Fig 46. Gráfica de disipación plástica de energía por planta

De nuevo en esta gráfica, los tramos de líneas que no se aprecian son coincidentes en los valores de W_{pi}/W_p más próximos al cero.

Los resultados que arroja hacen que se pueda imaginar un comportamiento similar en la gráfica del ratio de distribución de deformación plástica (η), donde, del mismo modo, se acumulará el daño en las plantas afectadas y dicho daño tendrá un reparto constante cuando el edificio sufra el efecto del sismo estando en la situación original sin daños. Ver figura 47.

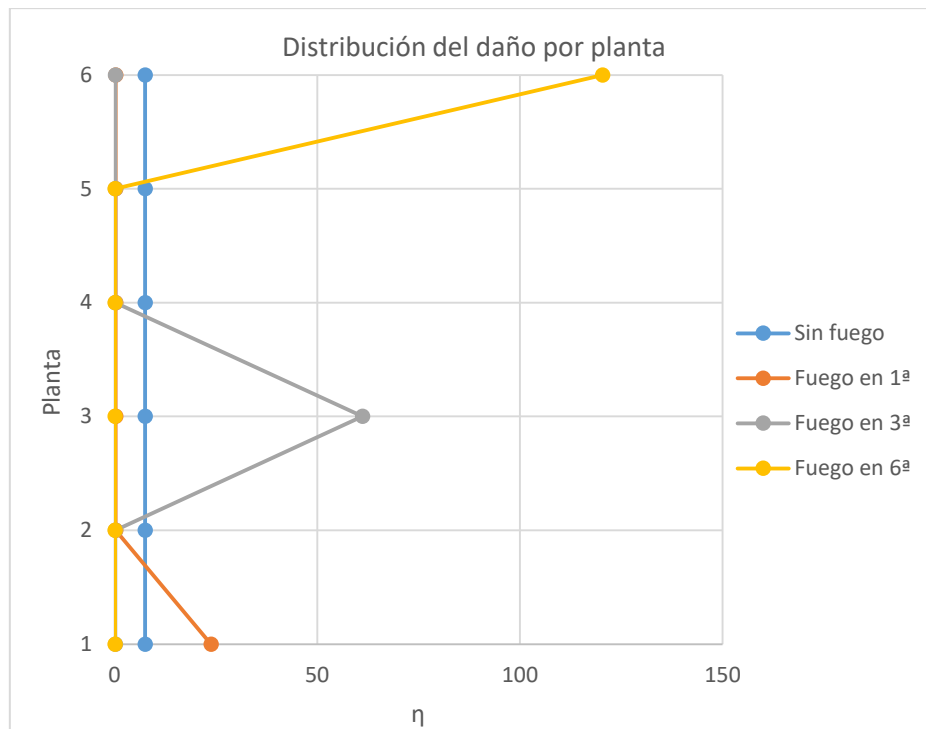


Fig 47. Ratio de deformación plástica acumulada por planta

Los tramos de líneas que no se aprecian quedan solapadas con el valor de η más próximo al cero

Como se ha comentado, la concentración de energía se produce en planta baja cuando el incendio afecta a la primera. Si la planta afectada por el fuego ha sido la tercera será en ella donde se concentra el daño y del mismo modo con el caso de la última planta, se entiende por tanto que la reducción de las propiedades resistentes de los materiales exponen la planta afectada a mayores daños.

Además dichos daños son mayores conforme el deterioro se produzca en plantas situadas a mayor altura.

En este estudio técnico no se ha realizado el análisis teniendo en cuenta el caso más óptimo:

- Análisis de concentración de daño con cortante basal y distribución de resistencia lateral calculados según el métodos energético de Akiyama

Este método sería el que ofrece resultados más alentadores en cuanto a concentraciones de energía y deformaciones, se puede señalar, por lo tanto, que los métodos sísmicos utilizados en España para el estudio de estructuras tienen carencias importantes.

9. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO

Tras desarrollar este estudio técnico, se han llegado a una serie de conclusiones claras y concisas:

- Es de vital importancia la evaluación de las características de un edificio tras haber sufrido los efectos del fuego, ya que el deterioro, tal y como se ha observado a lo largo del presente documento, es notable y puede llevar a la estructura a estados indeseables, sobre todo con la entrada de acciones laterales.
- La estructura calculada con Cype mediante la norma sismorresistente española NCSE-02 cumple a sus exigencias y sería proyectable. Sin embargo, cuando la misma estructura se somete al análisis por métodos energéticos presenta problemas de concentración de daño y en algunos casos desplazamientos intolerables. Además se demuestra que la norma española no tiene en cuenta si el sismo se produce cerca o lejos de falla.
- Al realizar el análisis según el caso 1 (Análisis de concentración de daño con cortante basal y distribución de resistencia lateral según NCSE-02) los resultados obtenidos son mucho más preocupantes que recurriendo al caso 2 (Análisis de concentración de daño con cortante basal según NCSE-02 y distribución óptima de resistencia lateral de Akiyama). En el primer caso la última planta está realmente afectada y en ella se concentra la mayoría del daño, produciéndose el colapso aún con el estado inicial sin dañar de la estructura. En el caso 2 las condiciones mejoran y se obtienen situaciones ideales cuando el edificio se presenta en el estado inicial.
- El incendio genera deterioros en los materiales que, al aplicar el método del balance de energía dejan en evidencia las plantas débiles, generándose mayores concentraciones de daño y por tanto mayores deformaciones en las plantas afectadas, que en muchas ocasiones exceden el valor límite de colapso del 2.5% de desplazamiento relativo entre plantas.
- El caso más óptimo sería el comentado caso 3: Análisis de concentración de daño con cortante basal y distribución de resistencia lateral calculados según el métodos energético de Akiyama, con el cuál la concentración de daño controlaría de una manera ideal, concentrándose en todo caso en las plantas afectadas por el fuego (no ha sido objeto de este estudio).

- Como conclusión general cabría destacar la importancia de diferenciar la actuación del sismo cerca de falla y lejos de falla, aspecto importantísimo para prevenir que la aparición de posibles pulsos genere una catástrofe. Además, se ha demostrado que el cálculo sismorresistente haciendo uso de una distribución óptima de resistencia lateral como indica Akiyama conduce a concentraciones de daño inferiores que cuando el mismo cálculo se realiza con la distribución de resistencia lateral obtenida de la norma NCSE-02, aspecto que dicha norma no tiene en cuenta.

10. ANEXO A. PLANOS

Índice:

1. Planos de emplazamiento

Nº Plano 1. Hoja 1 de 1. Plano de emplazamiento

2. Planos de replanteo

Nº Plano 2. Hoja 1 de 3. Plano de replanteo – Cimentación

Nº Plano 2. Hoja 2 de 3. Plano de replanteo – Planta tipo

Nº Plano 2. Hoja 3 de 3. Plano de replanteo – Cubierta

3. Planos de arquitectura

Nº Plano 3. Hoja 1 de 3. Plano de arquitectura – Viviendas en planta baja

Nº Plano 3. Hoja 2 de 3. Plano de arquitectura – Viviendas en planta tipo

Nº Plano 3. Hoja 3 de 3. Plano de arquitectura – Secciones en perfil

4. Planos de estructura

Nº Plano 4. Hoja 1 de 3. Cuadro de pilares – 1ª y 2ª planta

Nº Plano 4. Hoja 2 de 3. Cuadro de pilares – 3ª y 4ª planta

Nº Plano 4. Hoja 3 de 3. Cuadro de pilares – 5ª y 6ª planta

Nº Plano 5. Hoja 1 de 6. Plano de vigas – 1ª planta

Nº Plano 5. Hoja 2 de 6. Plano de vigas – 2ª planta

Nº Plano 5. Hoja 3 de 6. Plano de vigas – 3ª planta

Nº Plano 5. Hoja 4 de 6. Plano de vigas – 4ª planta

Nº Plano 5. Hoja 5 de 6. Plano de vigas – 5ª planta

Nº Plano 5. Hoja 6 de 6. Plano de vigas – 6ª planta

Nº Plano 6. Hoja 1 de 7. Plano de forjado – Cimentación

Nº Plano 6. Hoja 2 de 7. Plano de forjado – 1ª planta

Nº Plano 6. Hoja 3 de 7. Plano de forjado – 2ª planta

Nº Plano 6. Hoja 4 de 7. Plano de forjado – 3ª planta

Nº Plano 6. Hoja 5 de 7. Plano de forjado – 4ª planta

Nº Plano 6. Hoja 6 de 7. Plano de forjado – 5ª planta

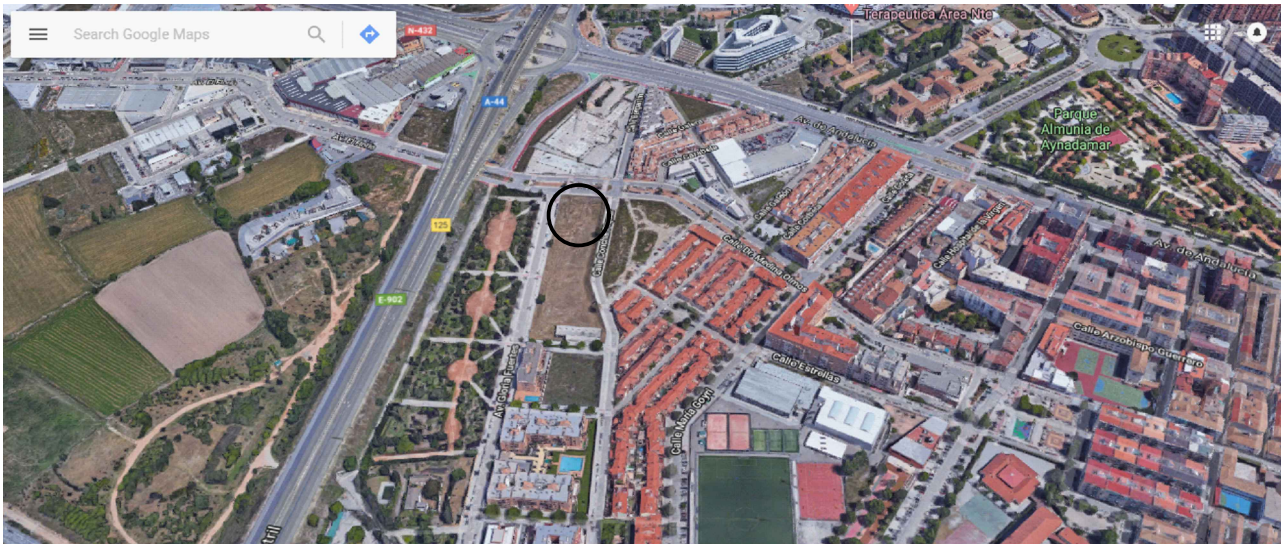
Nº Plano 6. Hoja 7 de 7. Plano de forjado – 6ª planta

5. Planos de detalles constructivos

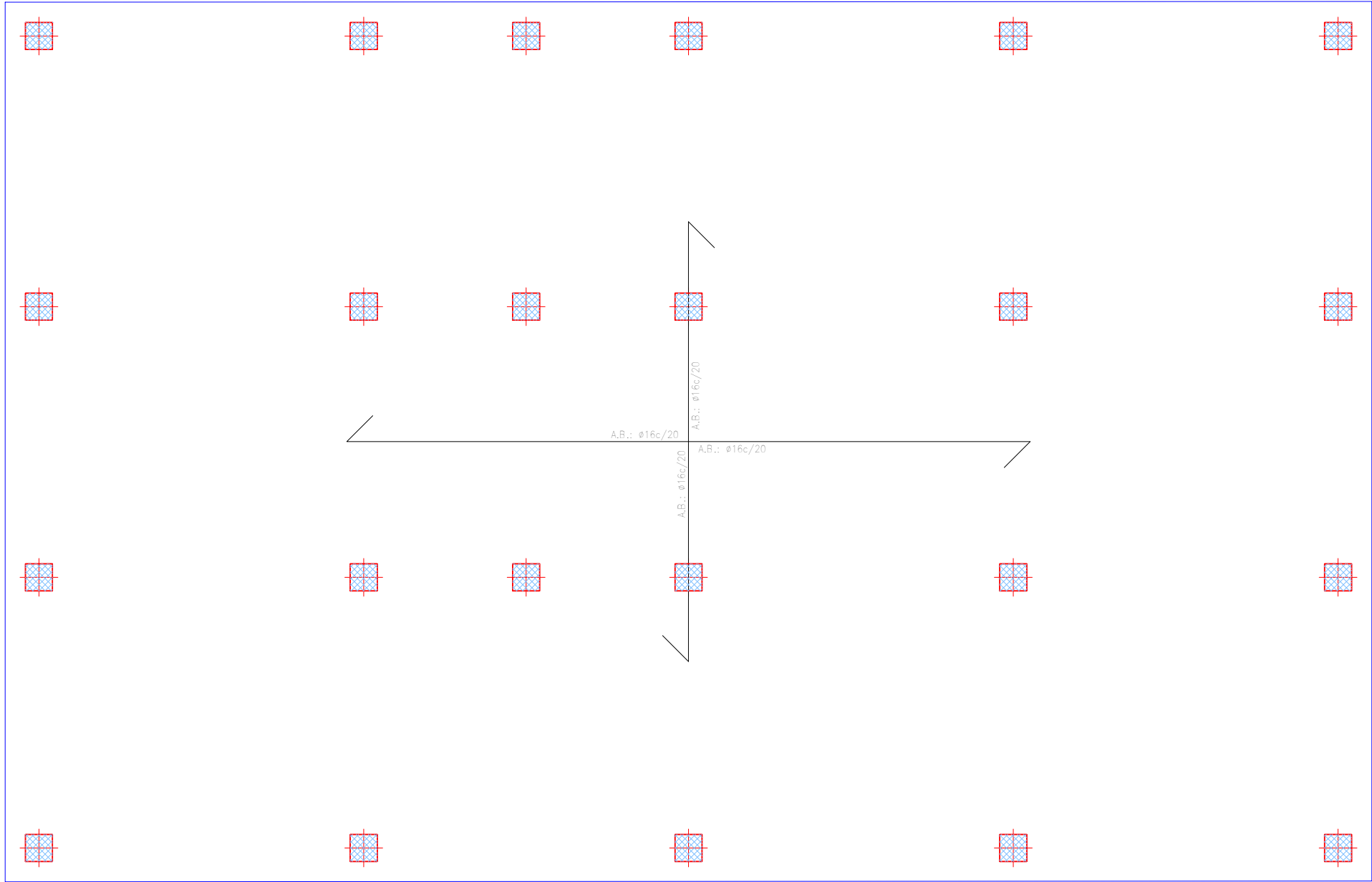
Nº Plano 7. Hoja 1 de 3. Plano de detalles constructivos – Refuerzos a punzonamiento en cimentación

Nº Plano 7. Hoja 2 de 3. Plano de detalles constructivos – Pilar central con refuerzo a punzonamiento

Nº Plano 7. Hoja 3 de 3. Plano de detalles constructivos – Datos del forjado y detalle de viga descolgada



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de ubicación y emplazamiento			Nº PLANO 1 Hoja 1 de 1
varias				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Cimentación
Replanteo

Armadura base en losas de cimentación
Paños: L1
Superior: Ø16 cada 20 cm Inferior: Ø16 cada 20 cm
No detallada en plano
Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC		
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando Plano de replanteo. Cimentación			Nº PLANO 2 Hoja 1 de 3	
1:100					
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

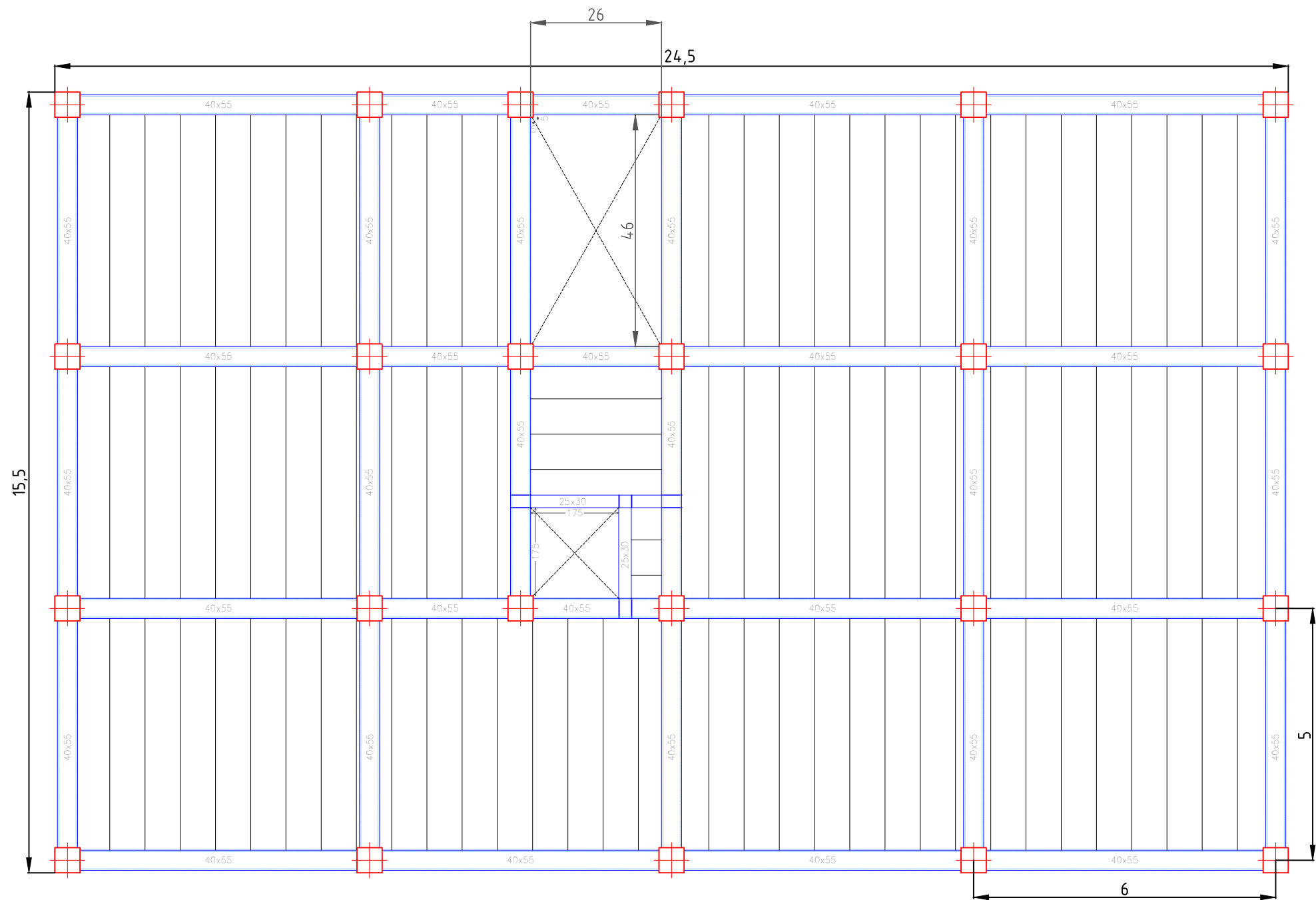


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 1)	
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS	
Fabricante: VIGUETAS SUR – ARMADA:HA-35 B-500S	
Tipo de bovedilla: De hormigón	
Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)	
Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)	
Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1.5	
Hormigón obra: HA-35, Yc=1.5	
Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15	
Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15	
Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15	
Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15	
Peso propio: 3.74 kN/m2 (simple) y 4.23 kN/m2 (doble)	
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.	
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.	

Forjado 1
Replanteo
Escala: 1:100

Cotas en metros (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER			
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de replanteo. Forjado tipo			Nº PLANO 2 Plano 2 de 3	
1:100					
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

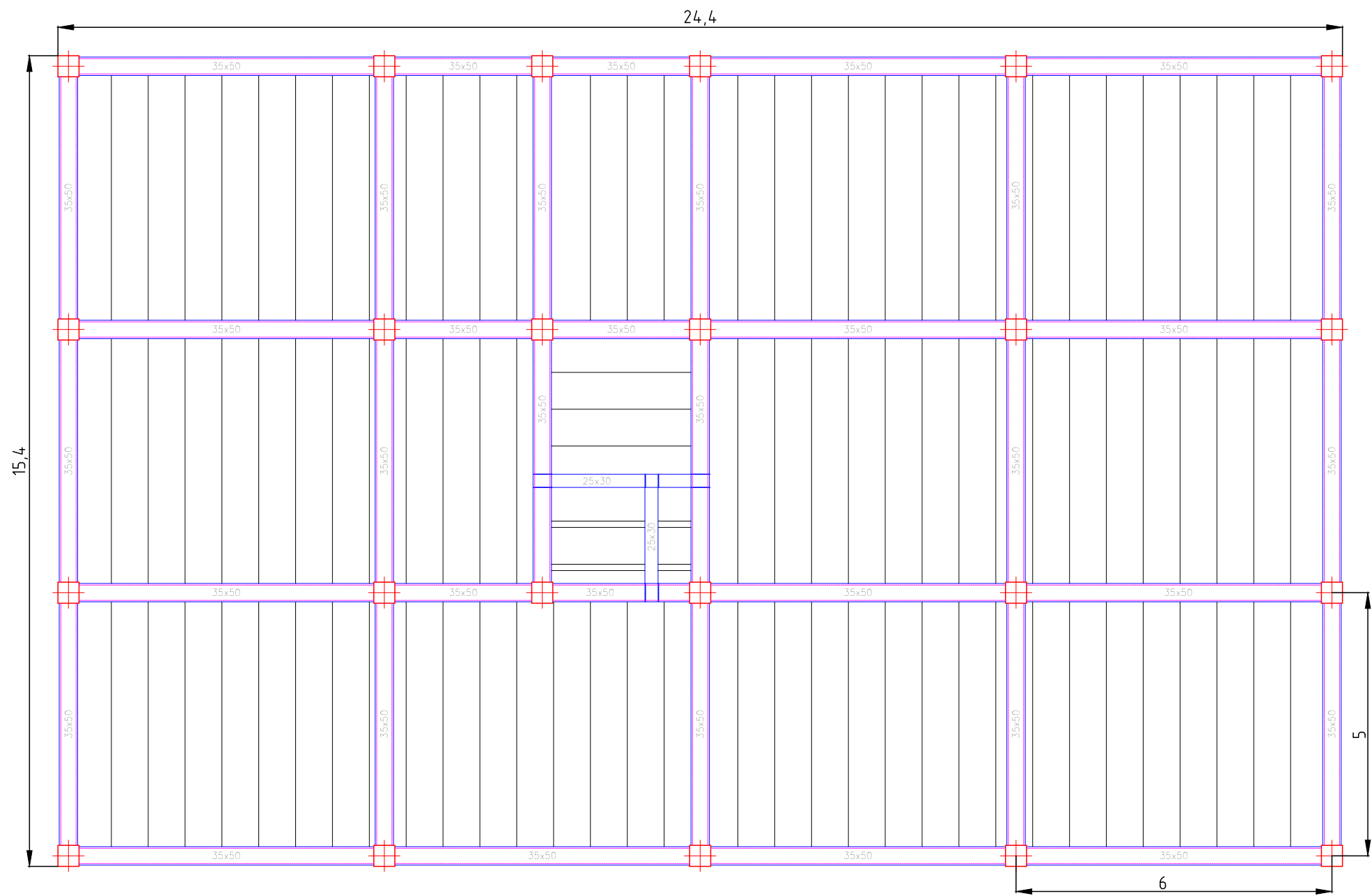
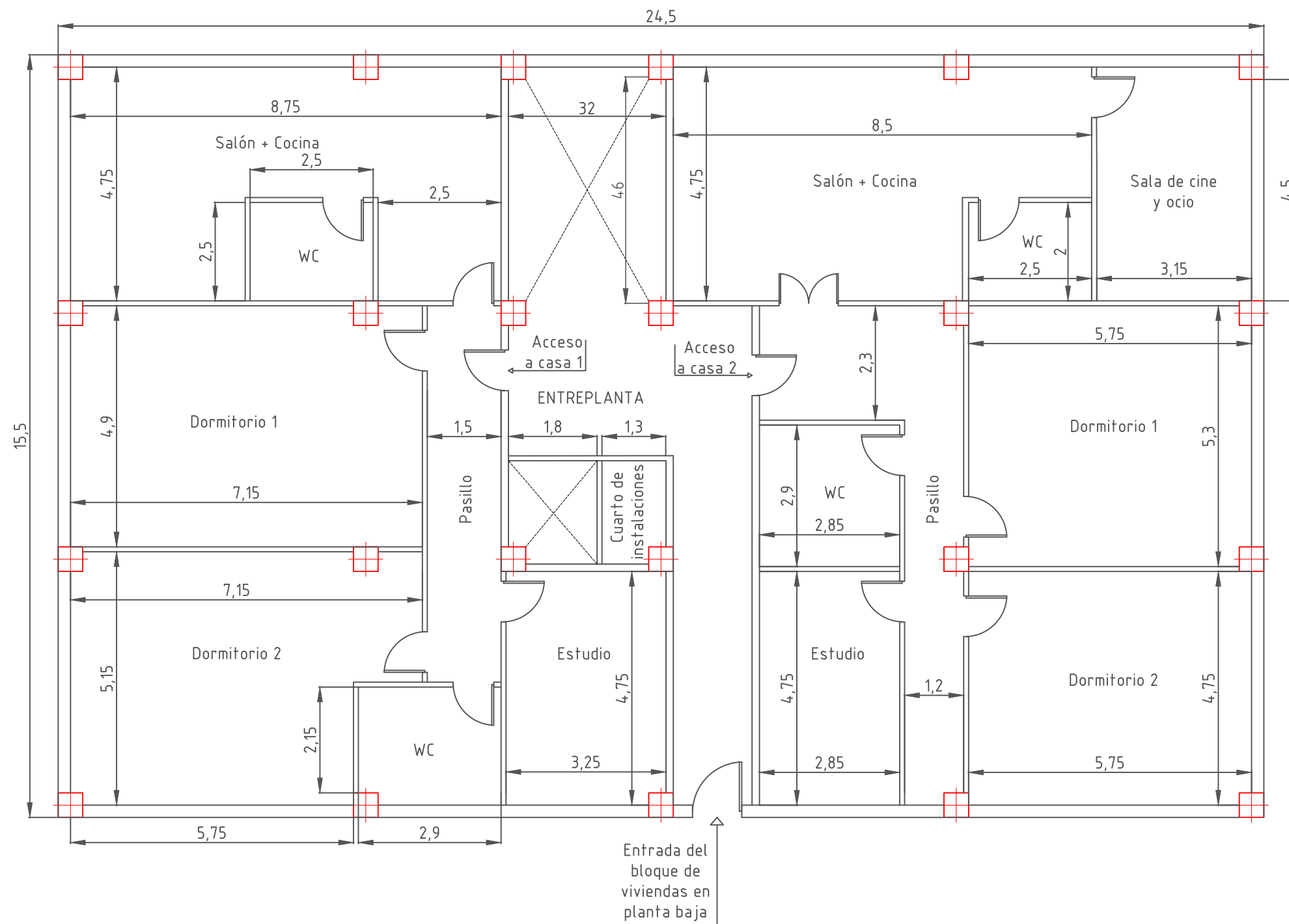


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 6)	
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS	
Fabricante: VIGUETAS SUR – ARMADA.HA-35 B-500S	
Tipo de bovedilla: De hormigón	
Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)	
Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)	
Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1.5	
Hormigón obra: HA-35, Yc=1.5	
Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15	
Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15	
Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15	
Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15	
Peso propio: 3.74 kN/m2 (simple) y 4.23 kN/m2 (doble)	
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.	
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.	

Forjado 6
Replanteo
Escala: 1:100

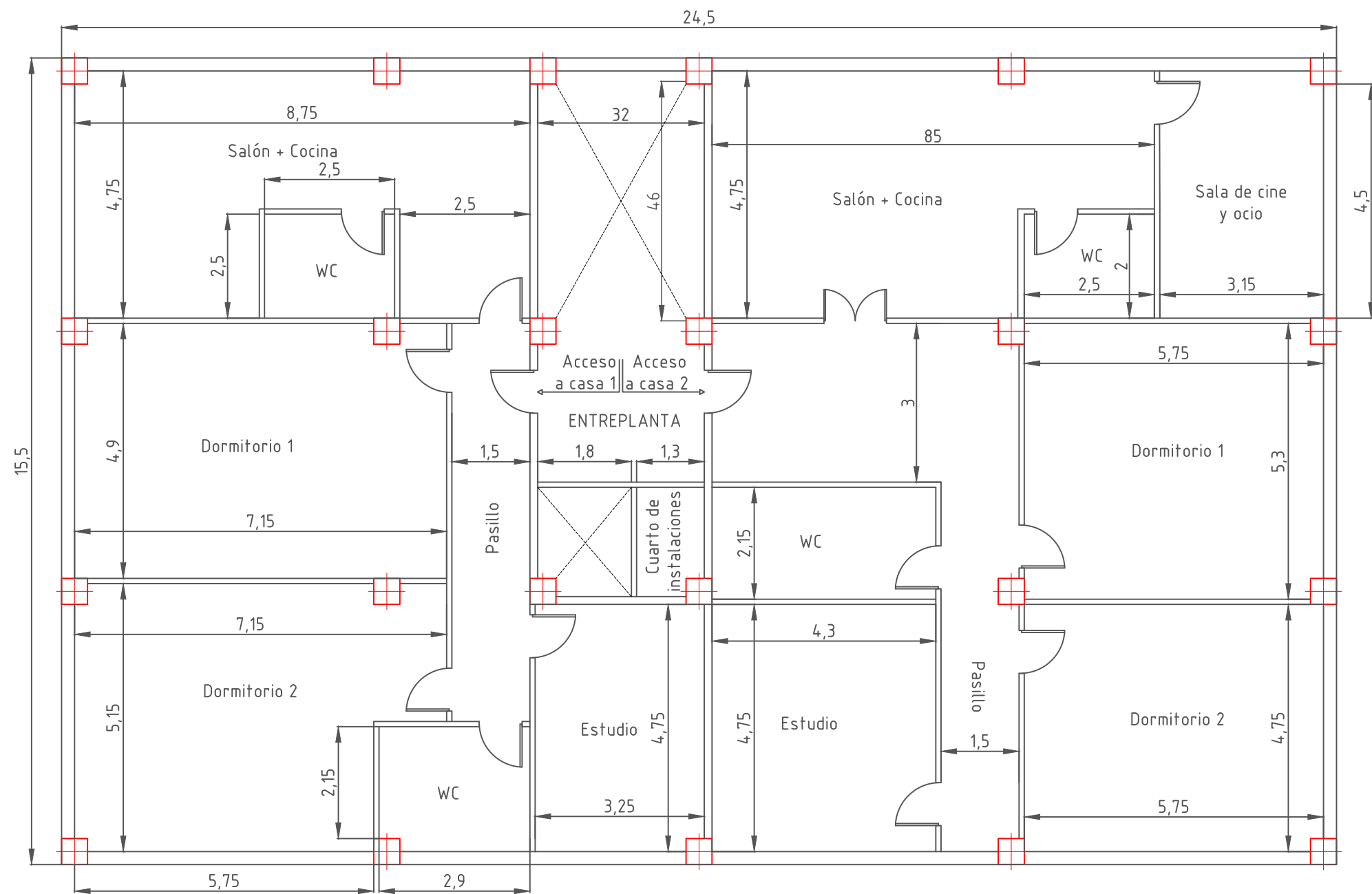
Cotas en metros (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER			
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de replanteo. Cubierta			Nº PLANO 2 Plano 3 de 3	
1:100				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



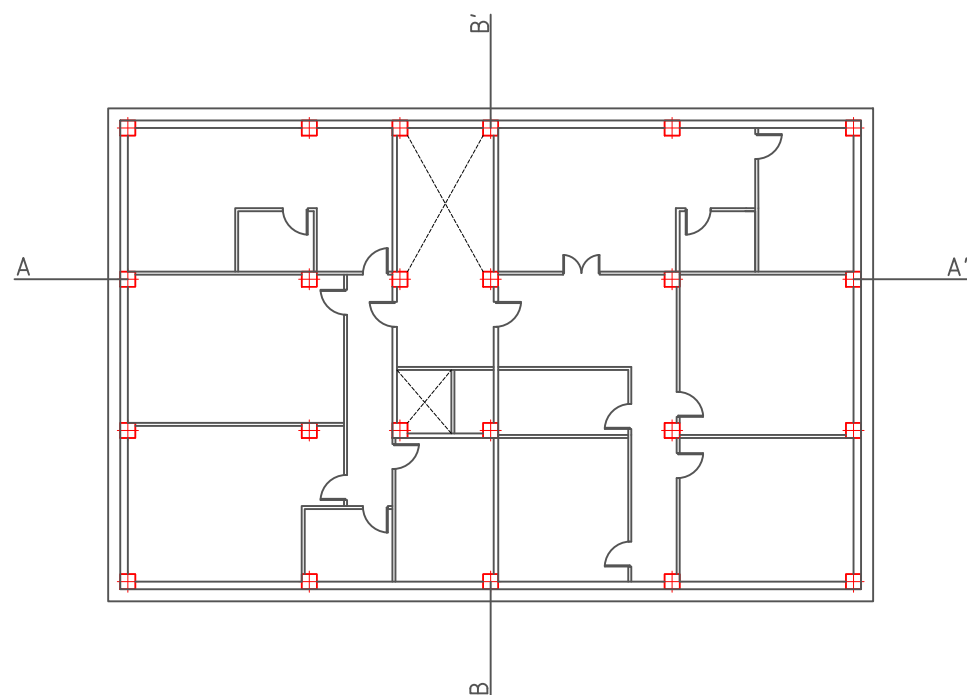
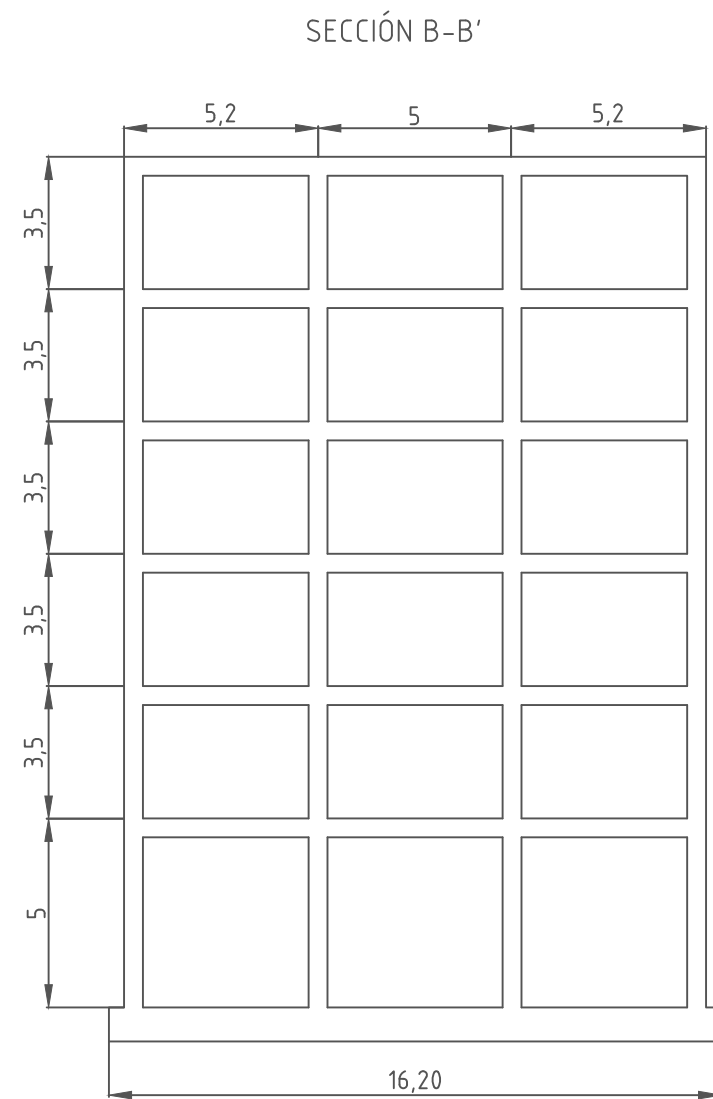
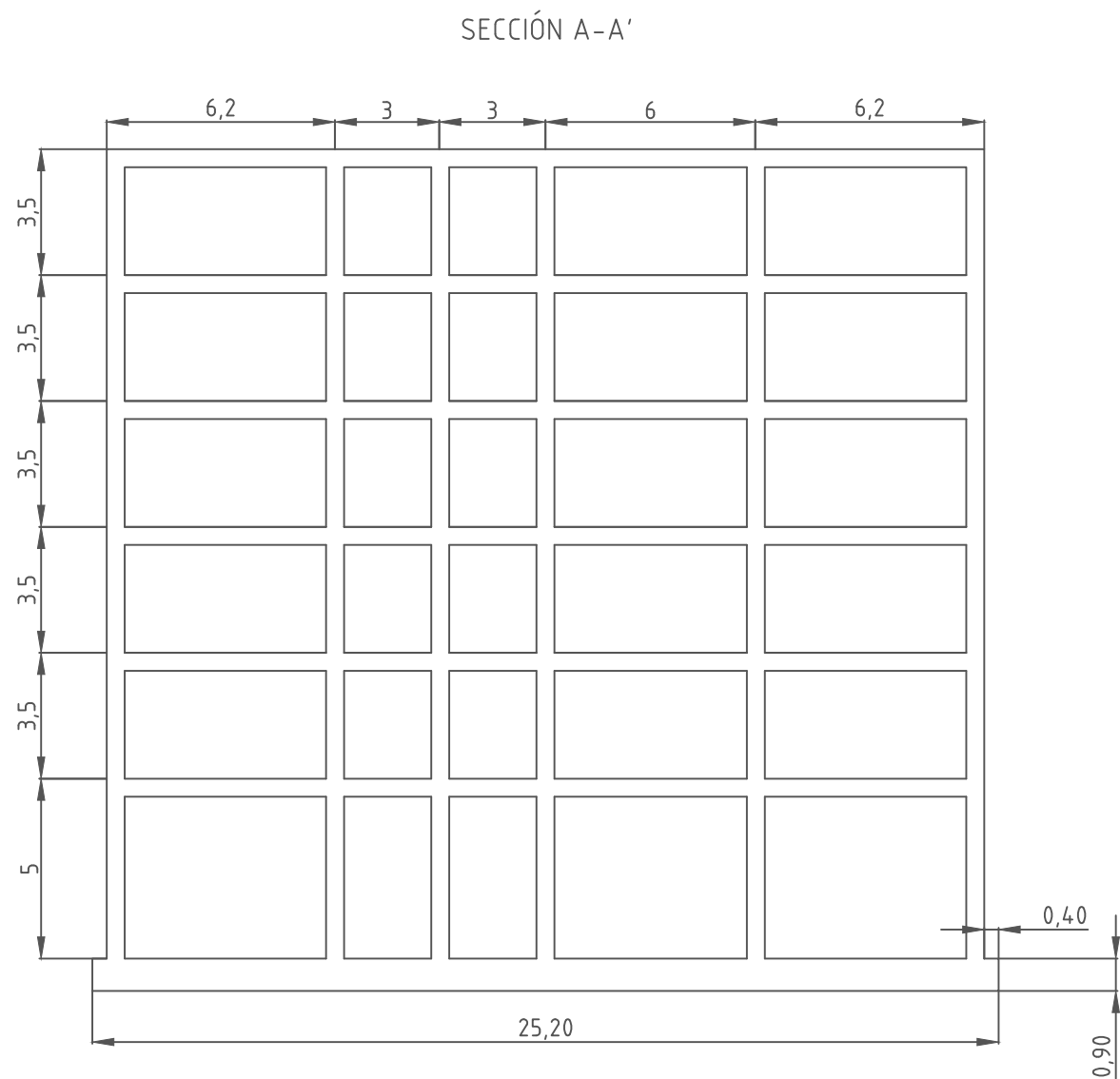
Cotas en metros (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC		
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de arquitectura. Planta baja			Nº PLANO 3 Plano 1 de 3	
1:100					
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



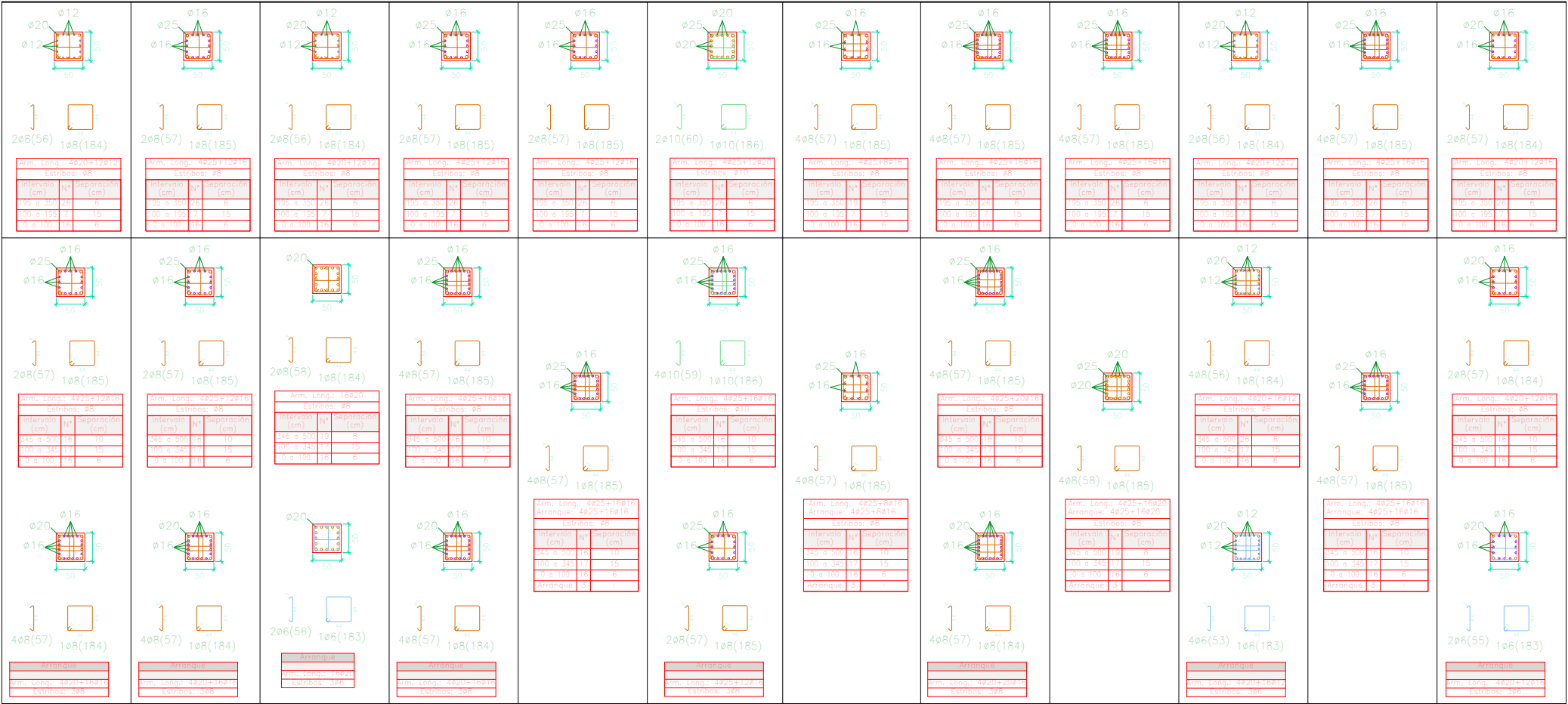
Cotas en metros (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA: 1:100	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de arquitectura. Vivienda tipo			Nº PLANO 3 Plano 2 de 3
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Cotas en metros (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA: 1:200	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de arquitectura. Perfil estructura			Nº PLANO 3 Plano 3 de 3
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



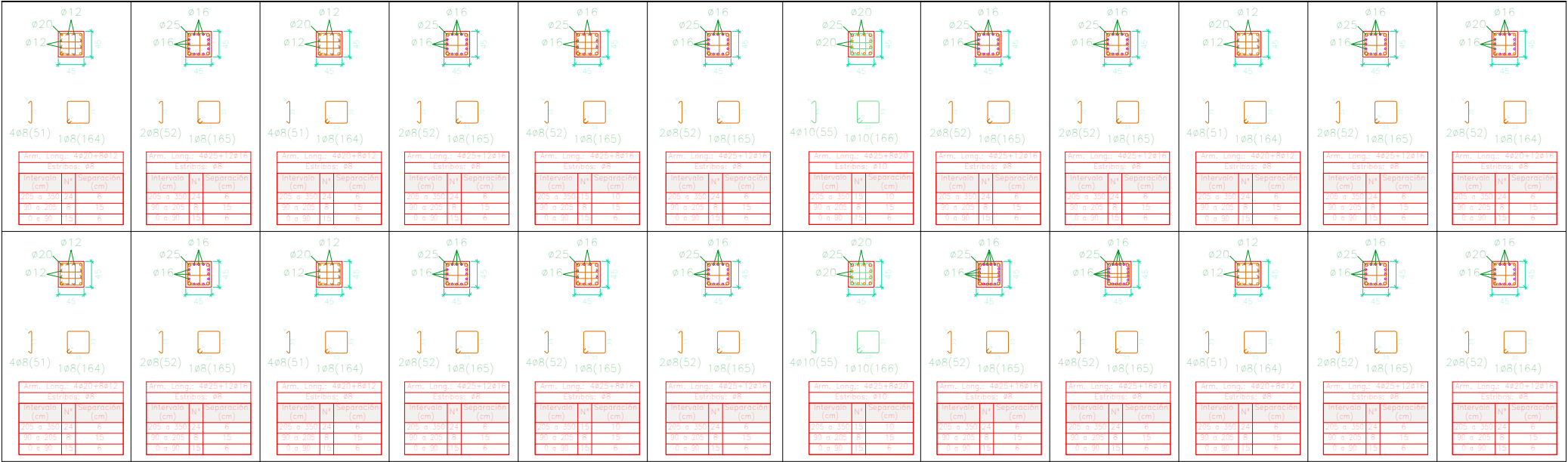
Forjado 1

Cimentación

Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15			
Ø6	26.7	7	
Ø8	17891.2	7766	
Ø10	2239.8	1519	
Ø12	1390.5	1358	
Ø16	6088.4	10570	
Ø20	1192.0	3234	
Ø25	2216.6	9396	33850

Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

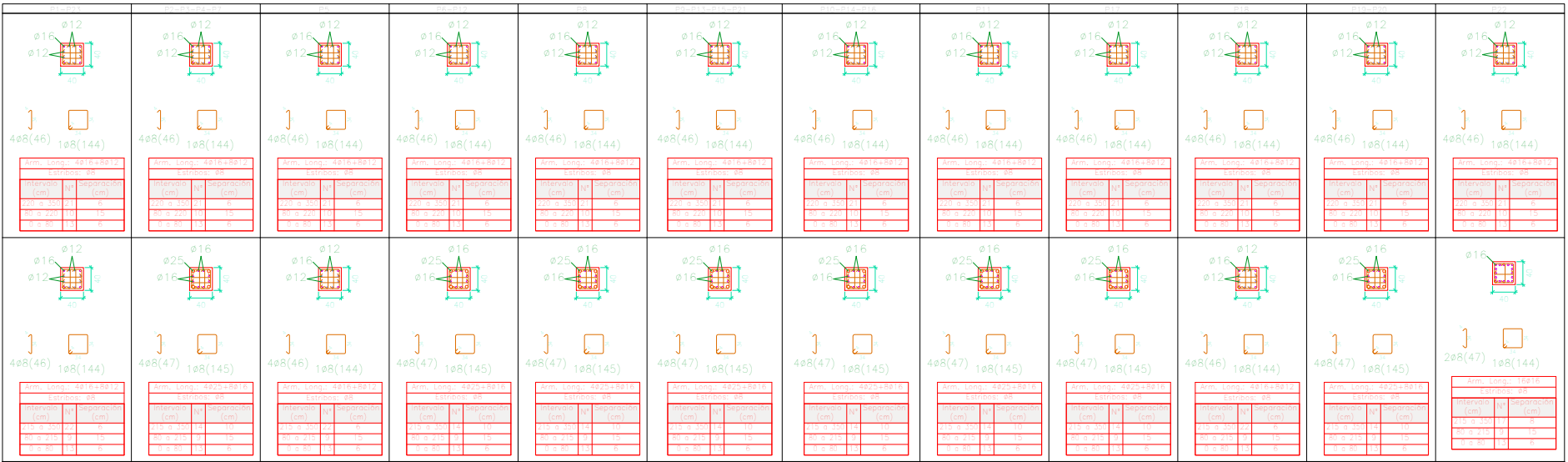
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Cuadro de pilares de la estructura			Nº PLANO 4 Plano 1 de 3
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15 $\phi 6$	26.7	7	
$\phi 8$	17891.2	7766	
$\phi 10$	2239.8	1519	
$\phi 12$	1390.5	1358	
$\phi 16$	6088.4	10570	
$\phi 20$	1192.0	3234	
$\phi 25$	2216.6	9396	33850

Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

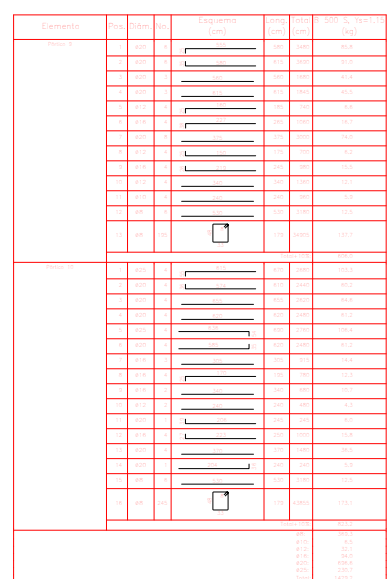
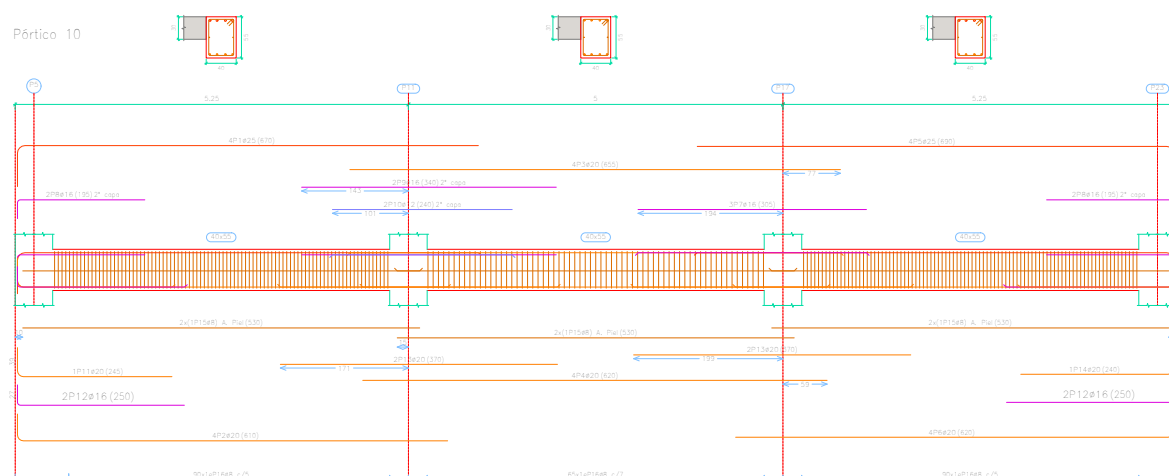
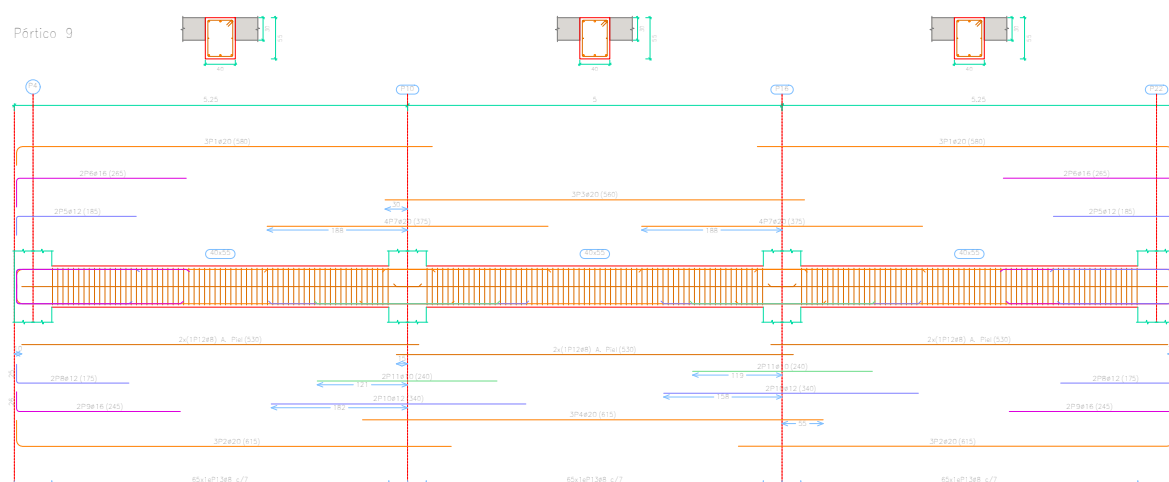
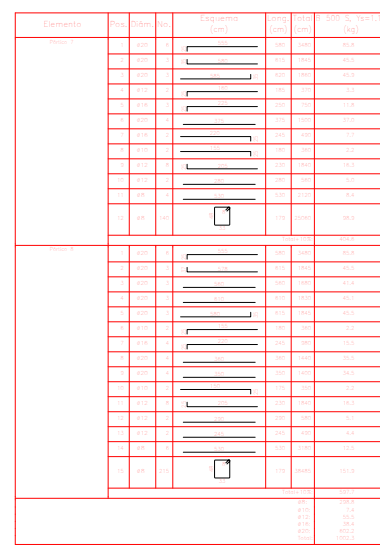
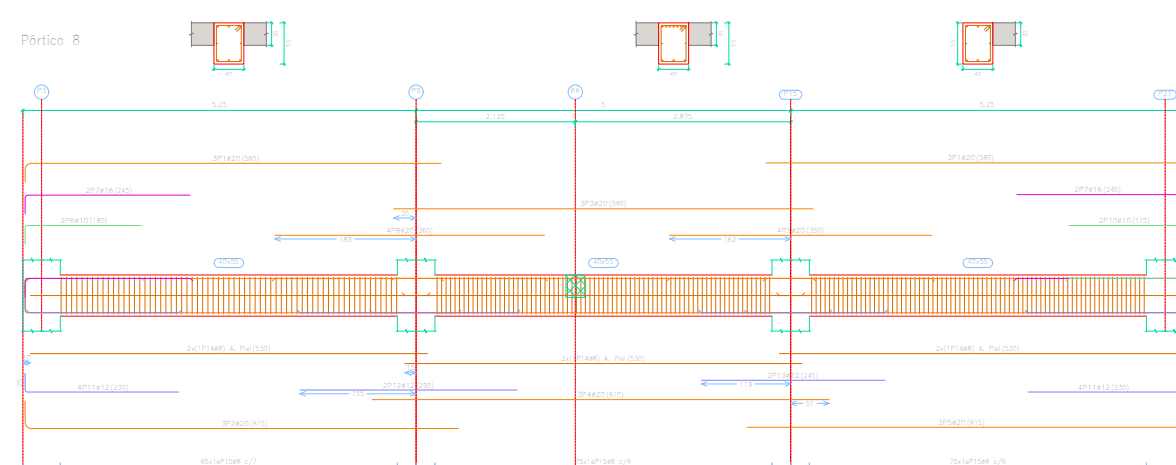
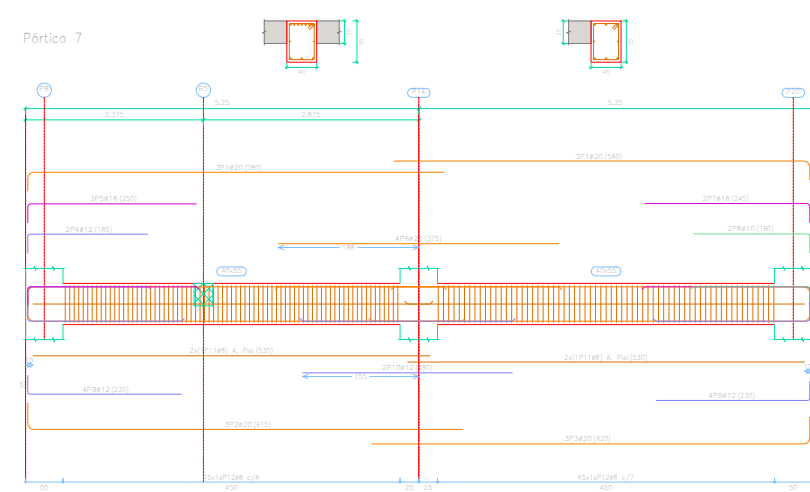
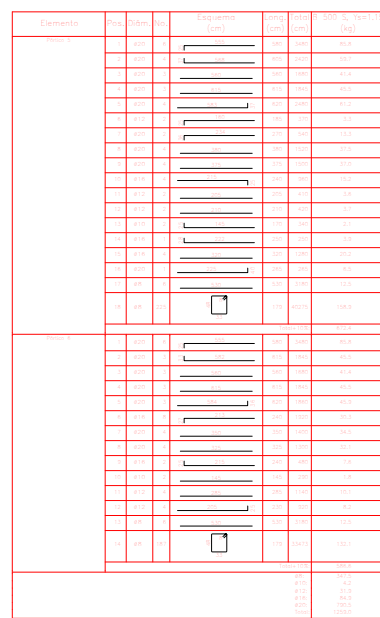
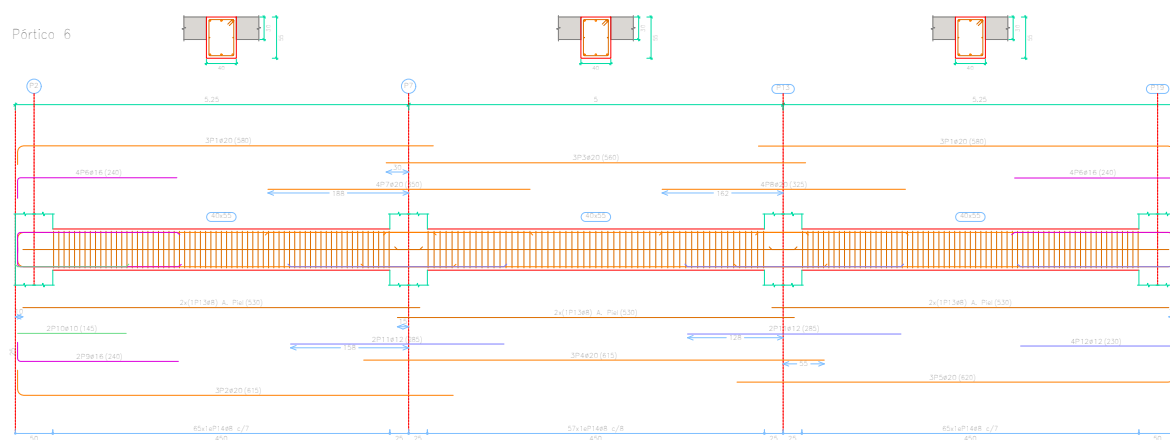
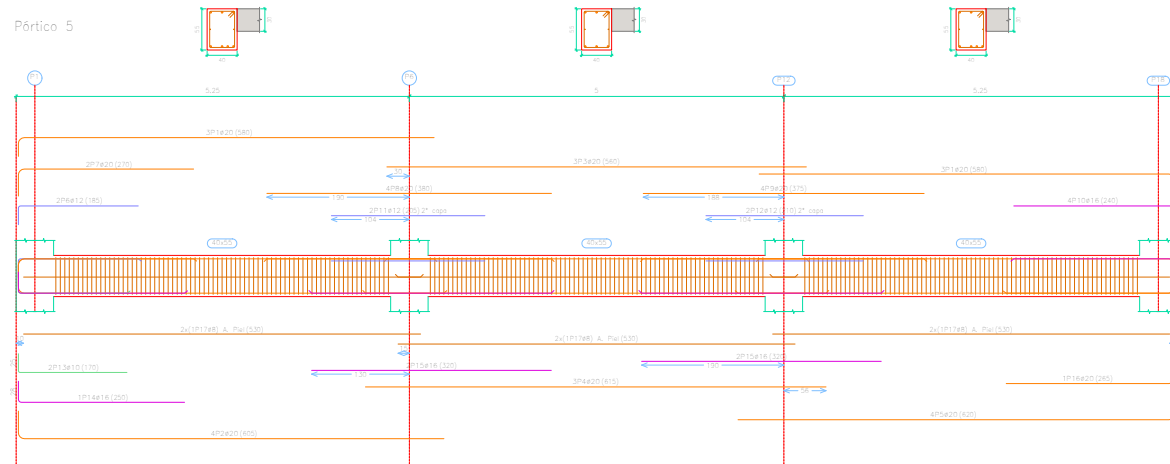
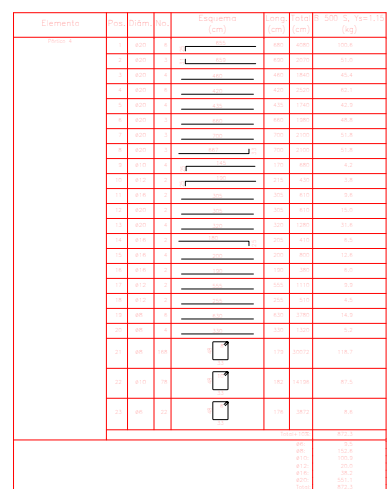
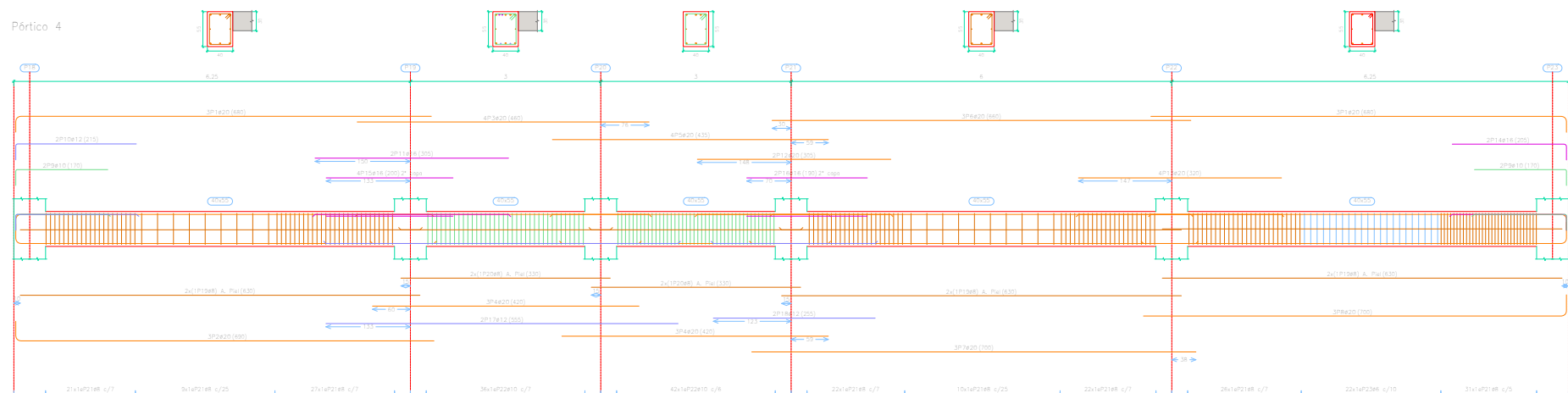
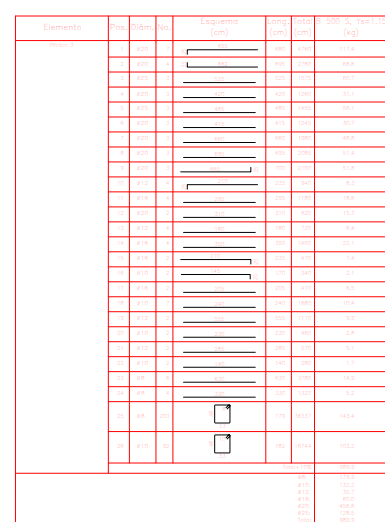
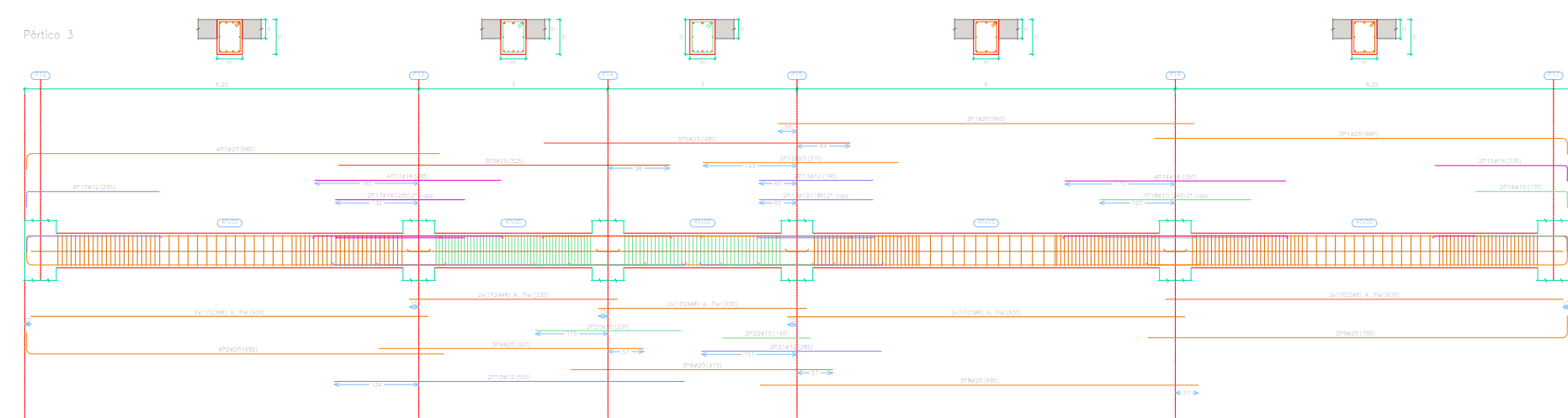
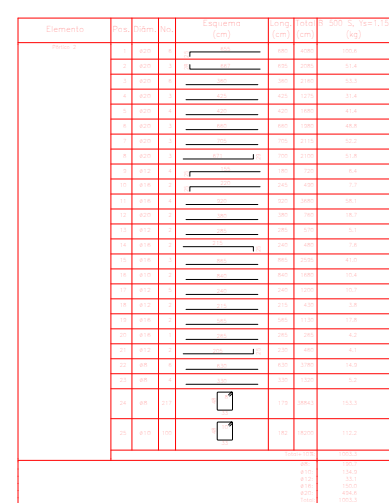
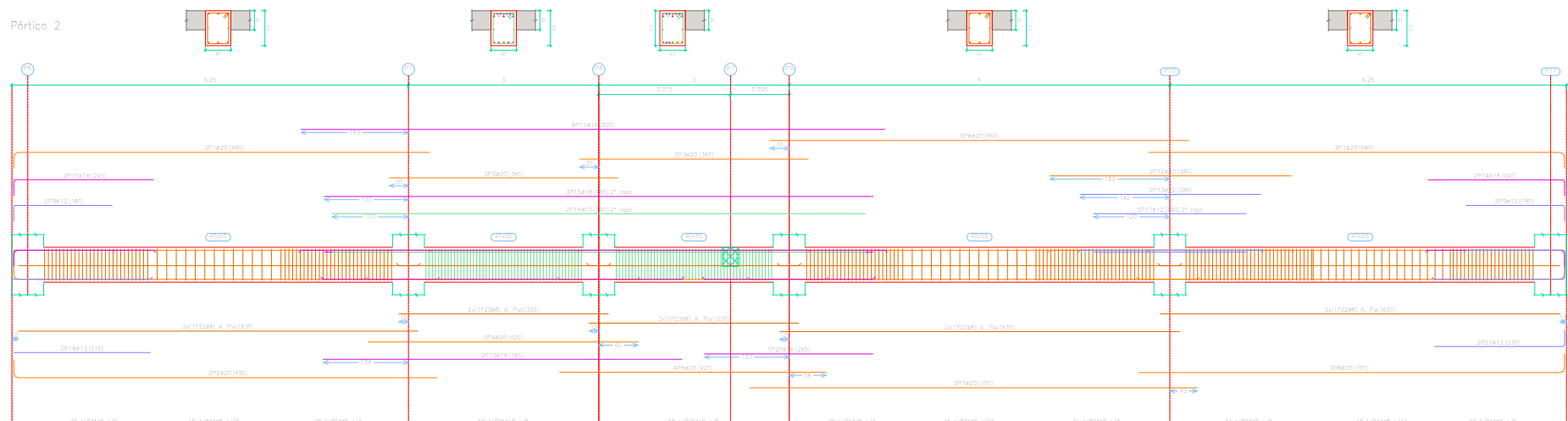
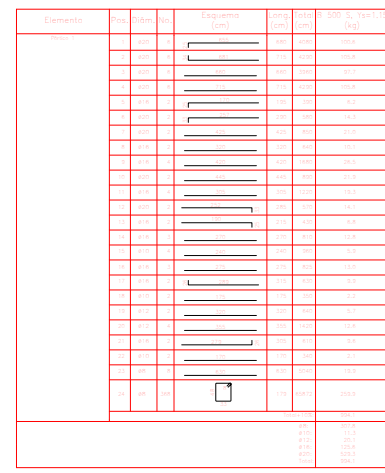
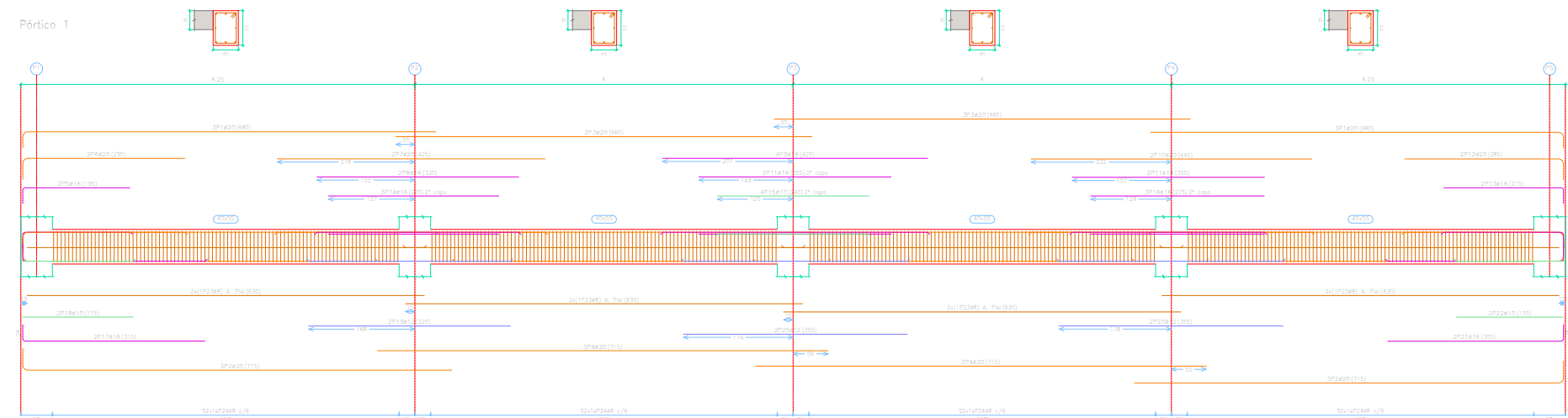
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Cuadro de pilares de la estructura			Nº PLANO 4 Plano 2 de 3
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Resumen Acero Cuadro de pilares	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
B 500 S, Ys=1.15	26.7	7	
ø6	17891.2	7766	
ø8	2239.8	1519	
ø10	1390.5	1358	
ø12	6088.4	10570	
ø16	1192.0	3234	
ø20	2216.6	9396	33850

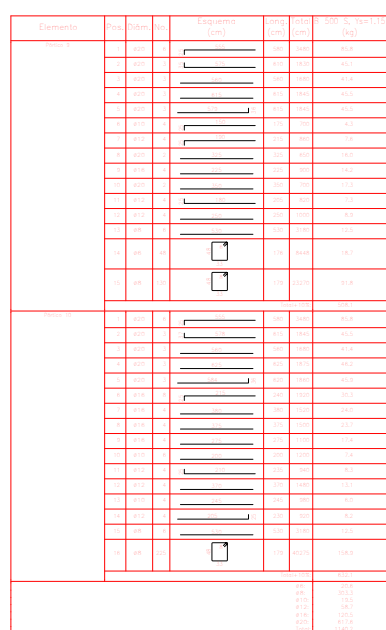
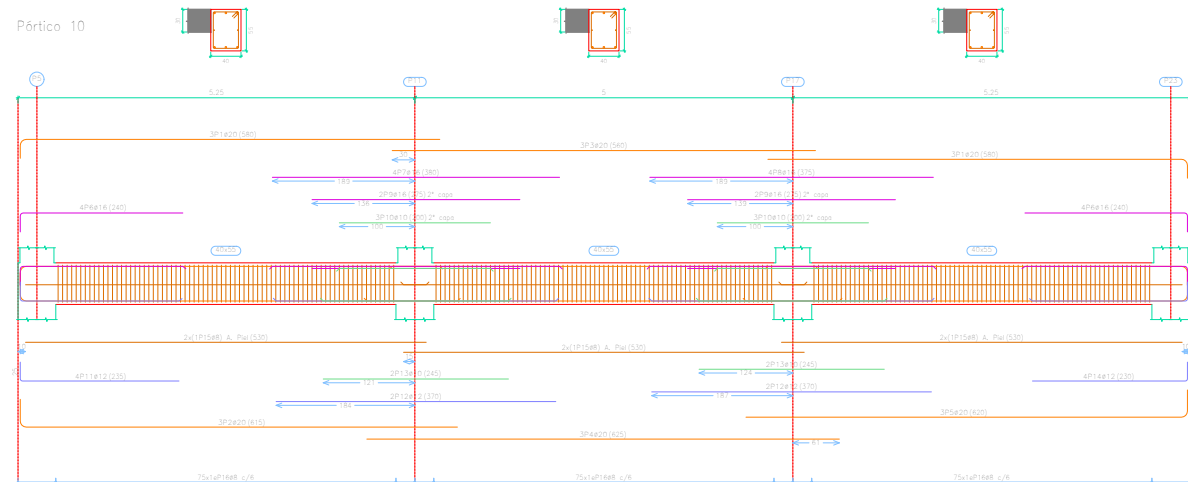
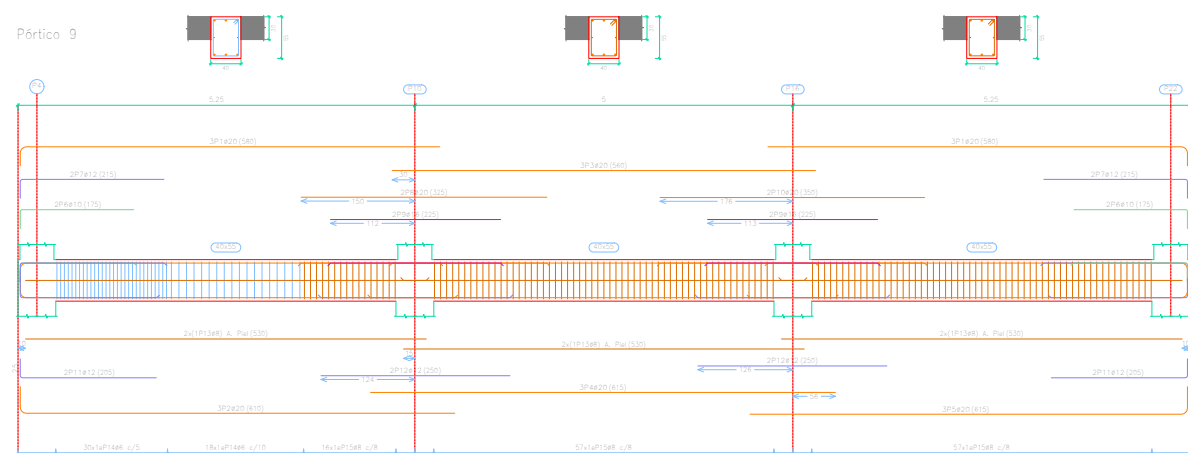
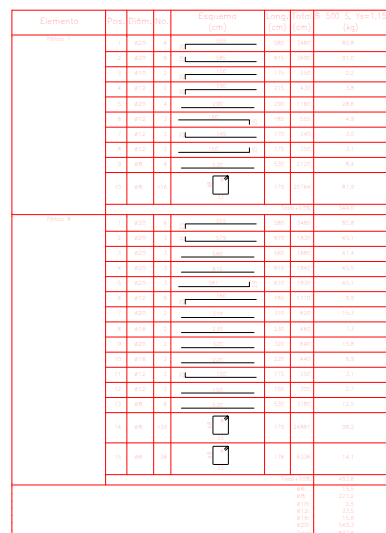
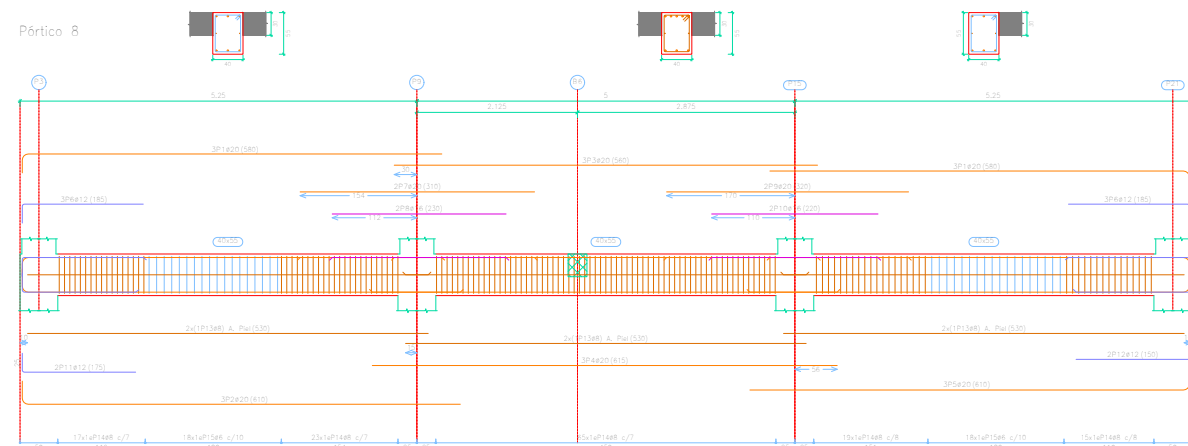
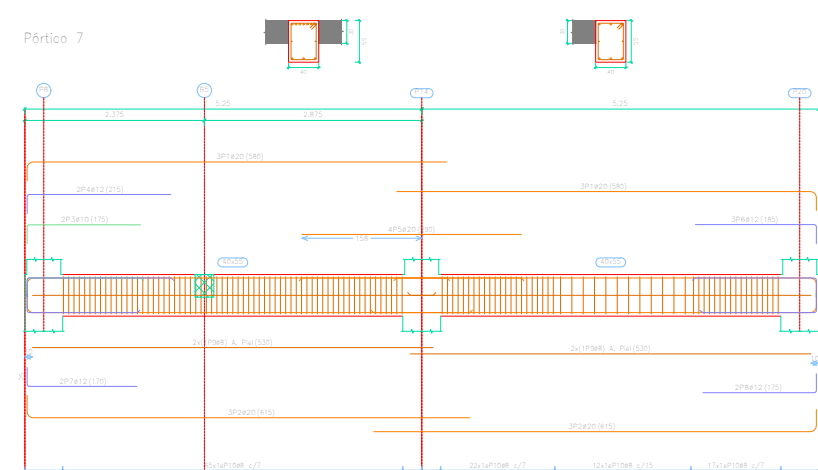
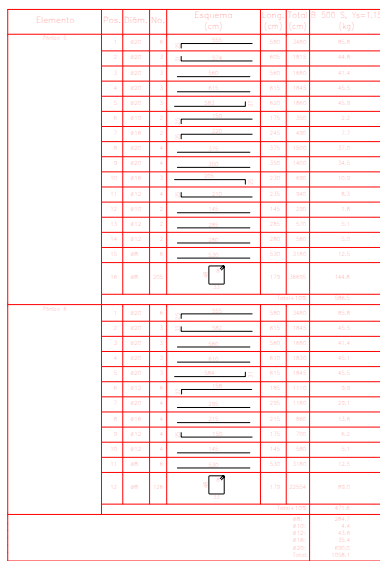
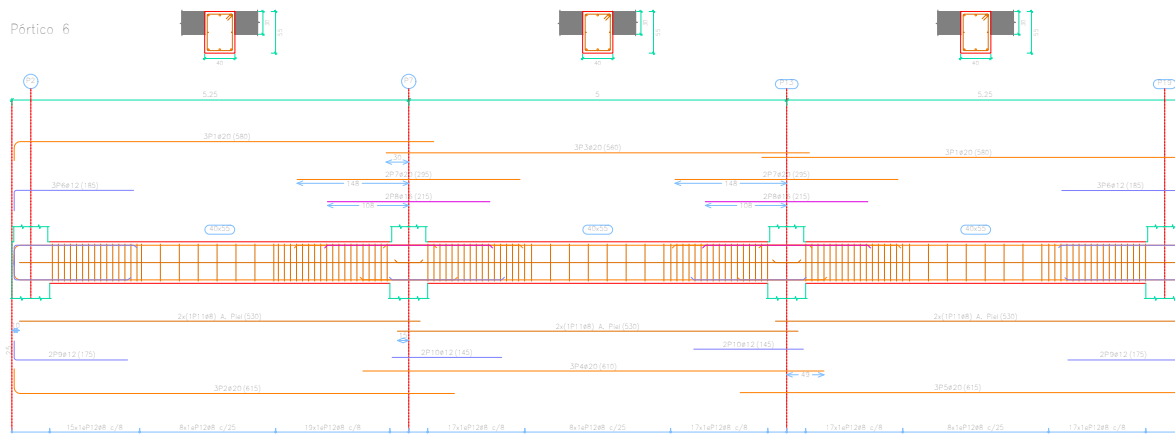
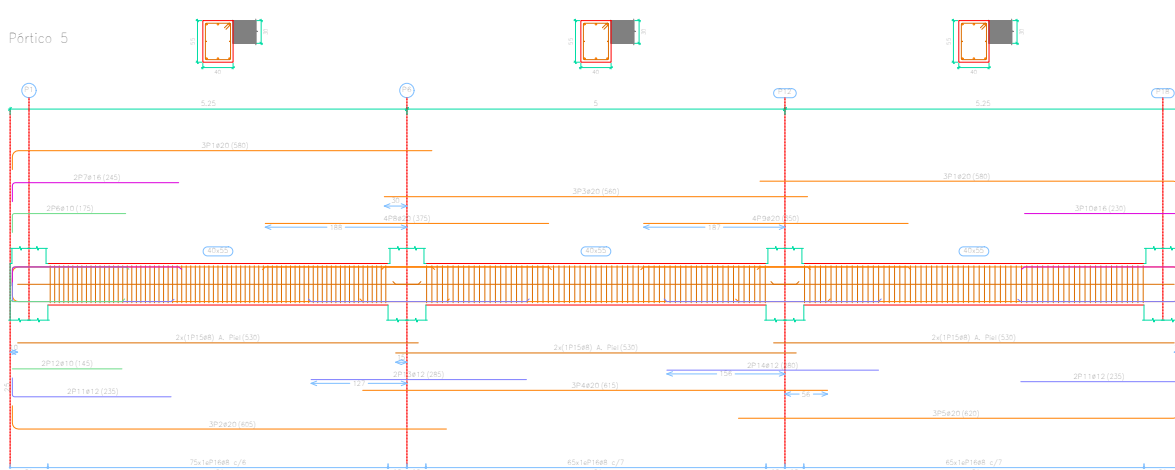
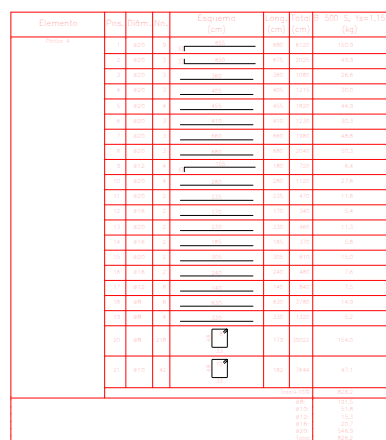
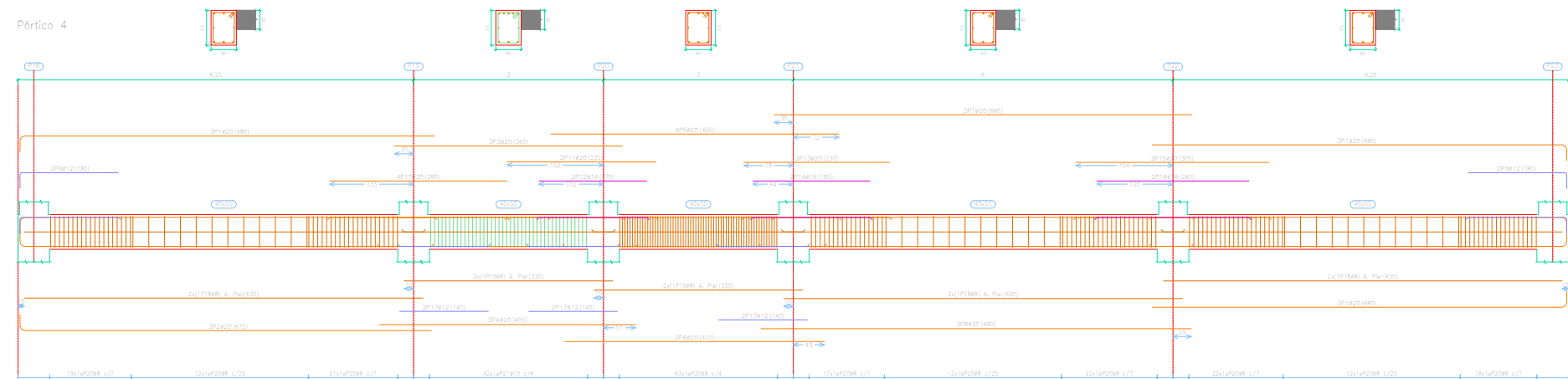
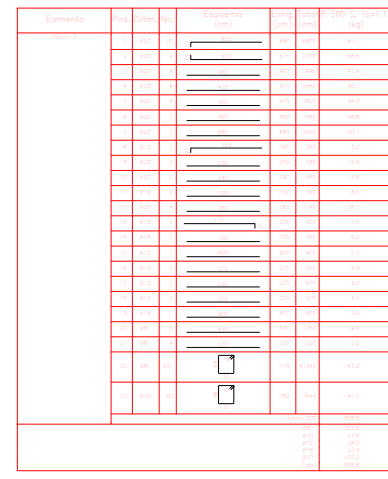
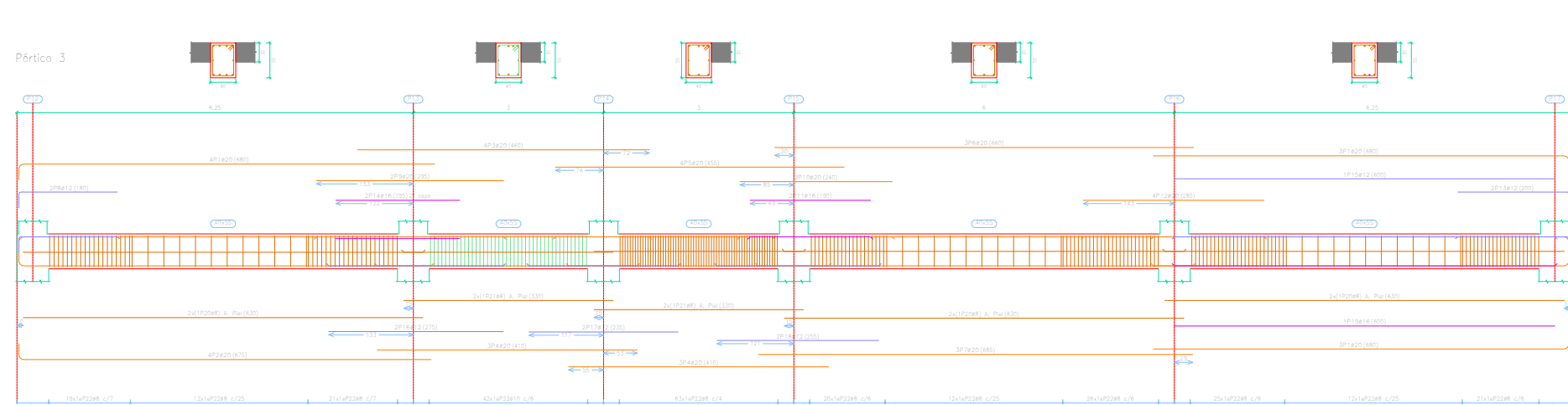
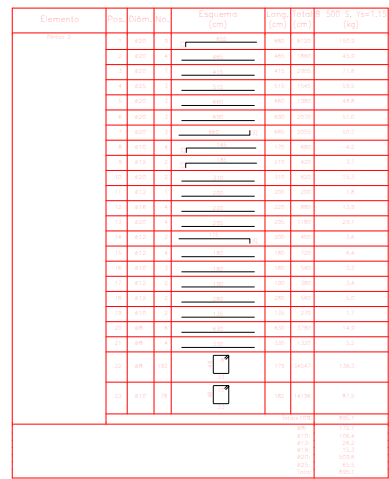
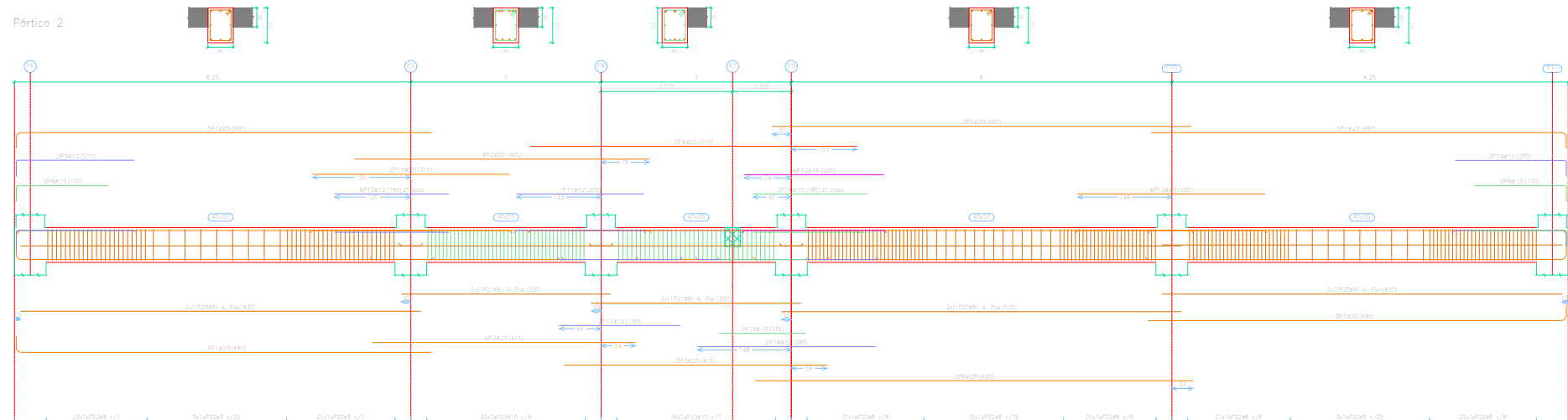
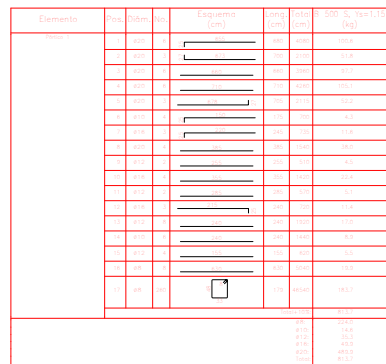
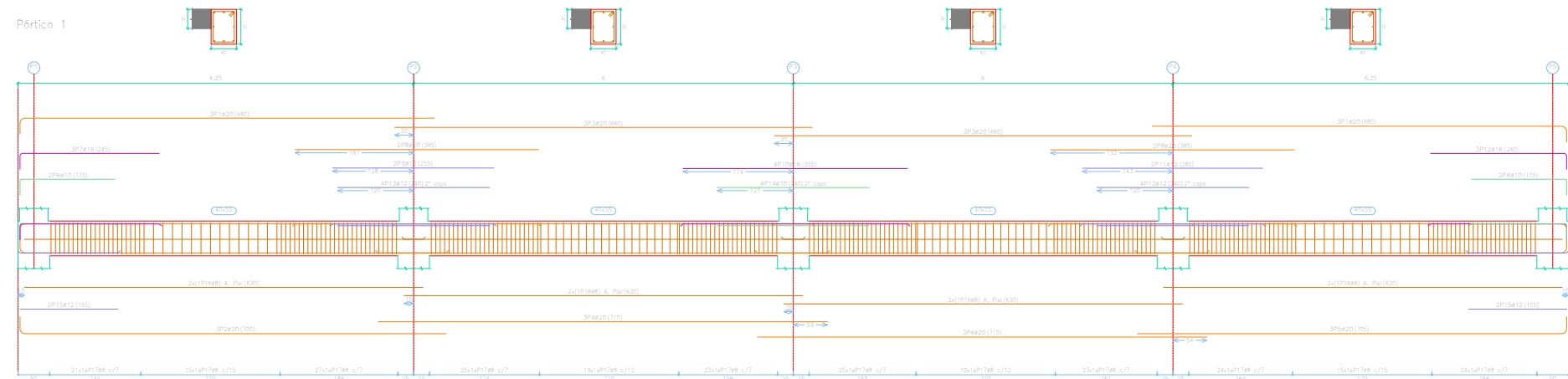
Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Cuadro de pilares de la estructura			Nº PLANO 4 Plano 3 de 3
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



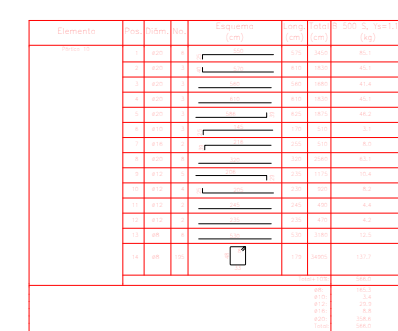
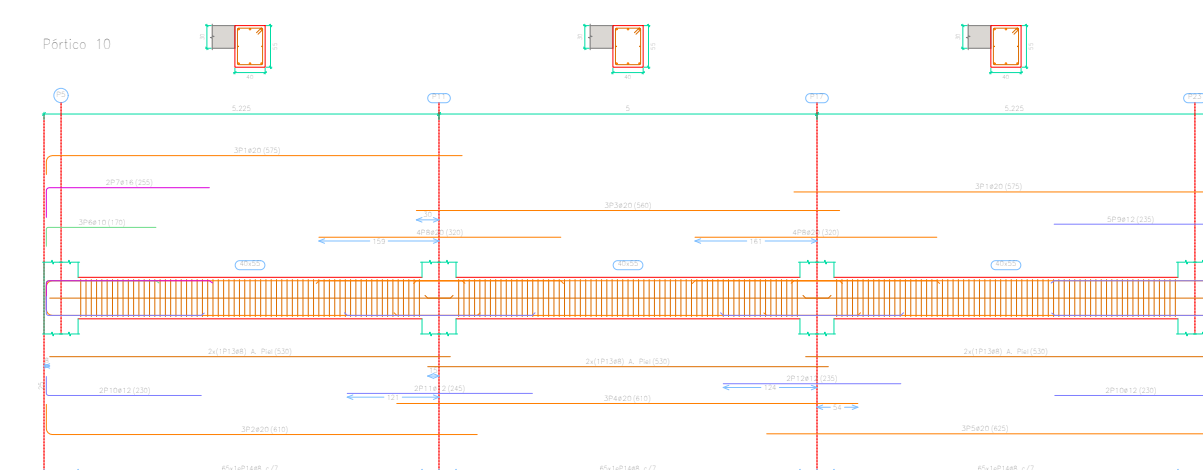
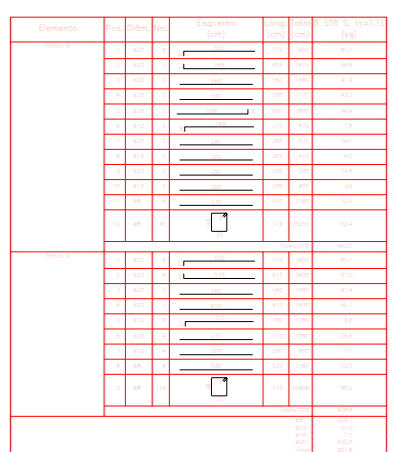
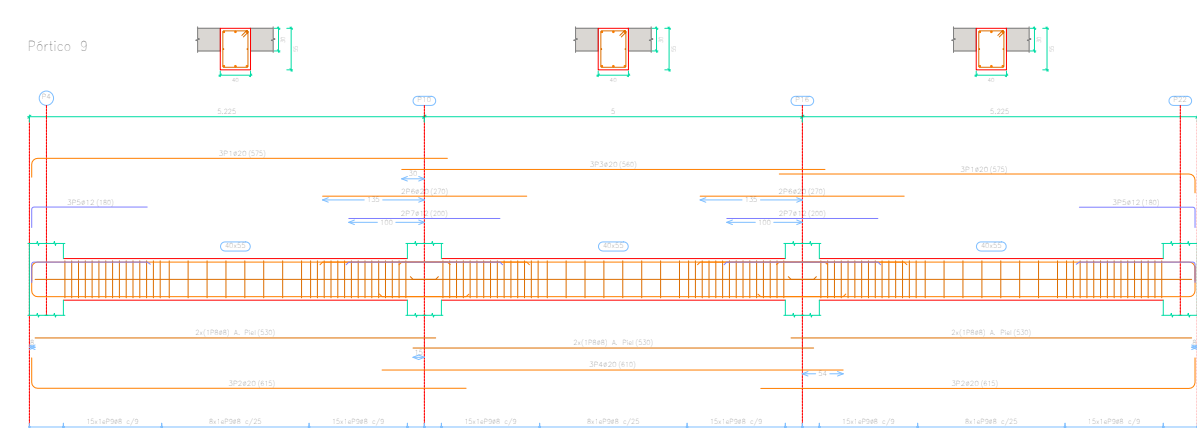
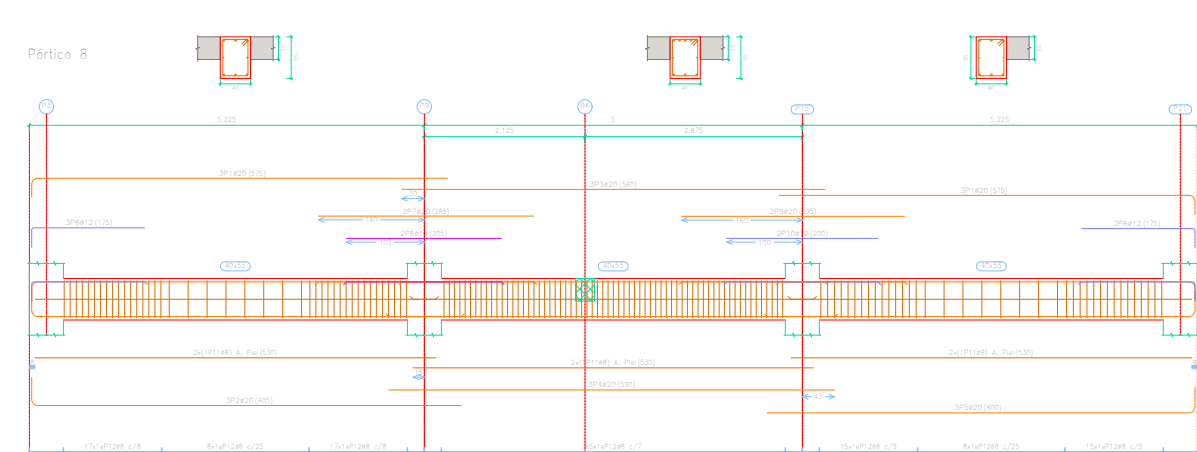
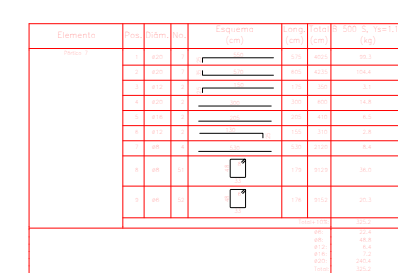
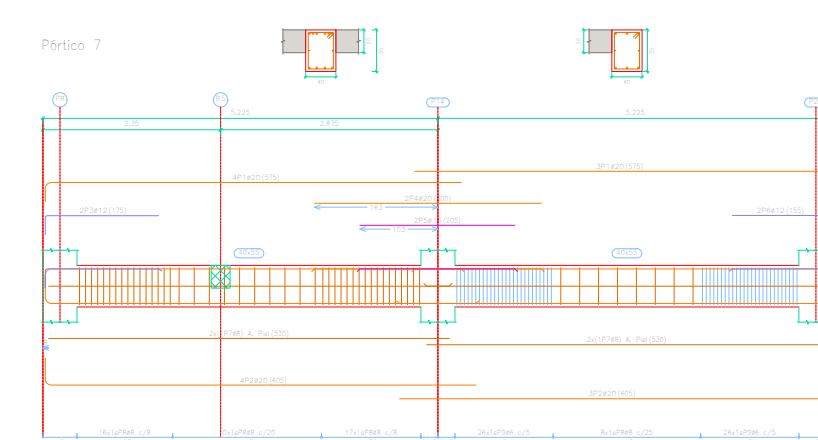
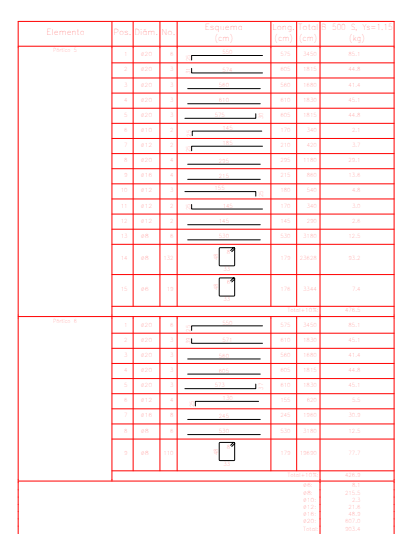
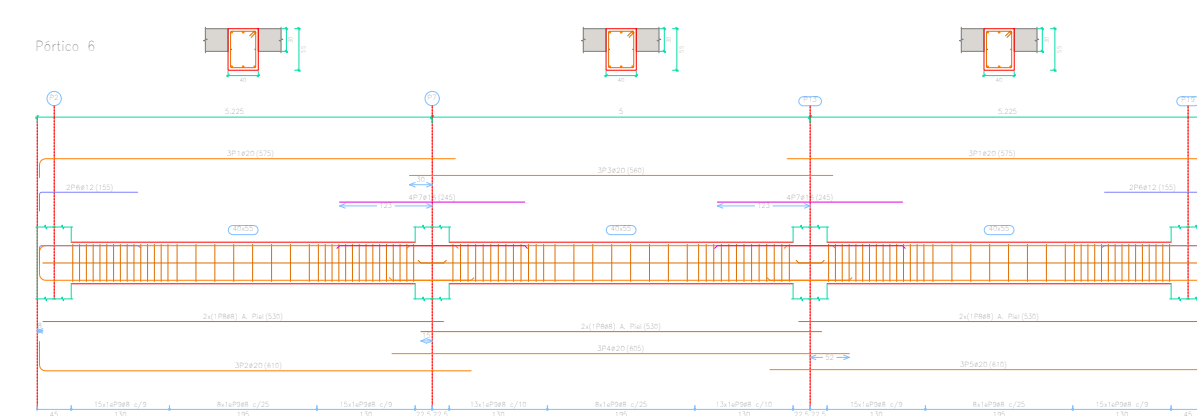
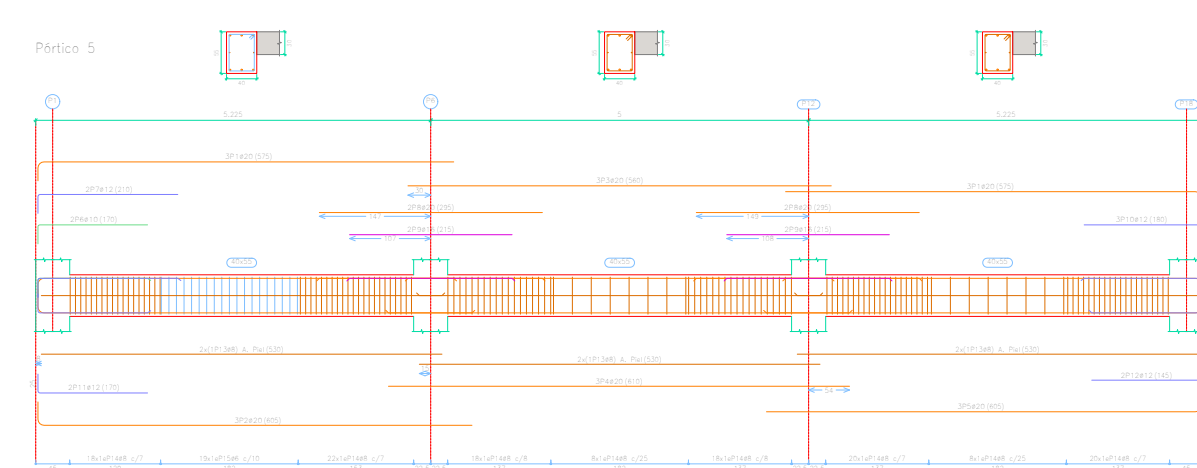
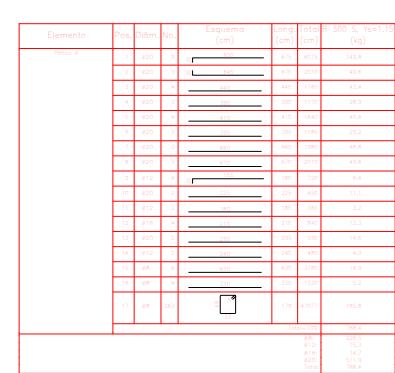
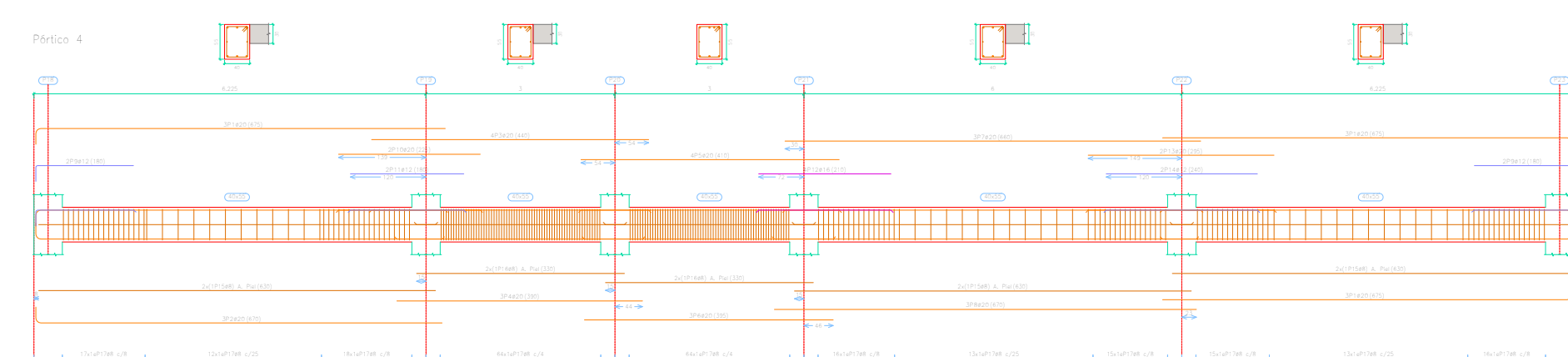
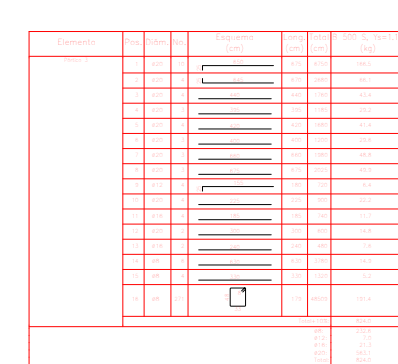
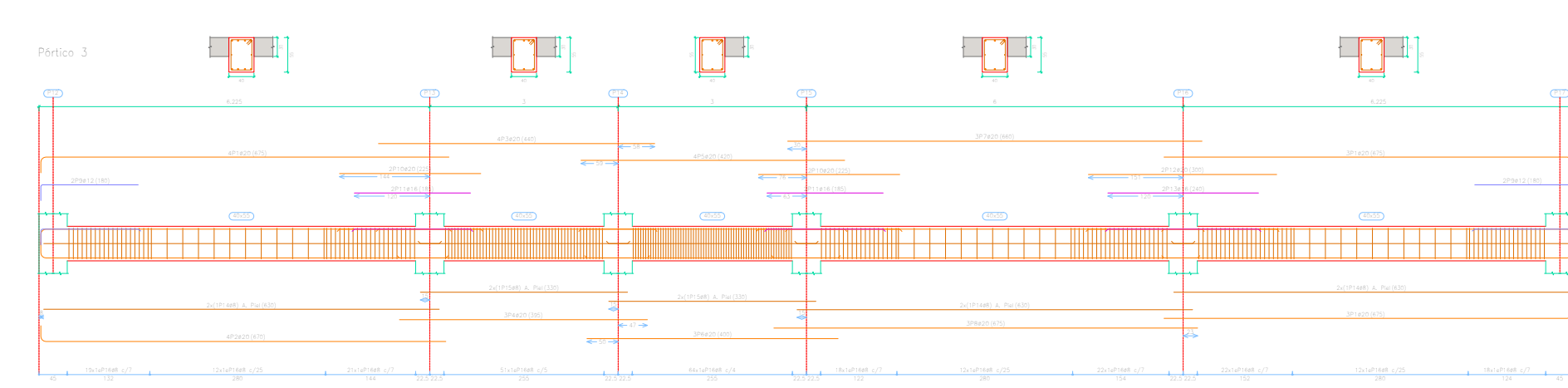
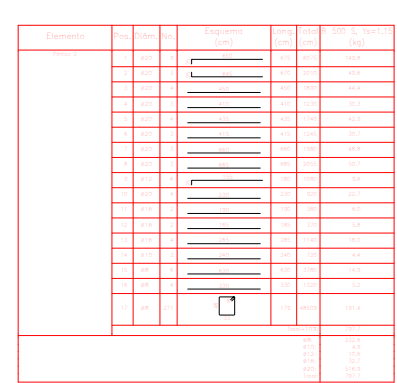
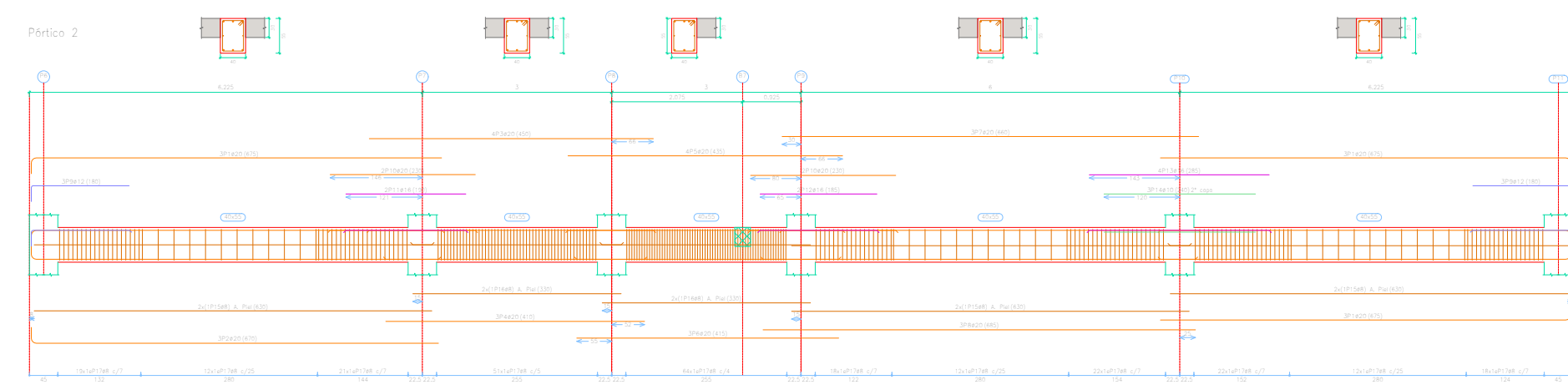
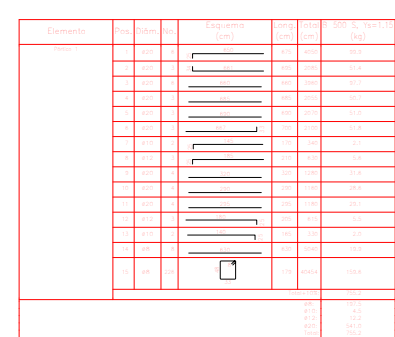
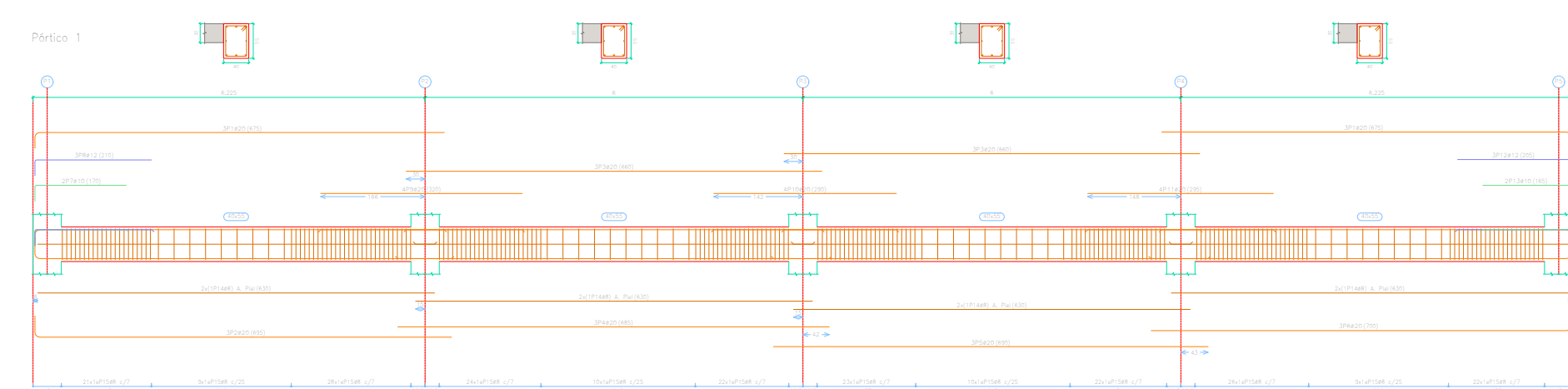
Forjado 1
Despiece de vigas
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de vigas. Forjado 1			Nº PLANO 5 Plano 1 de 6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



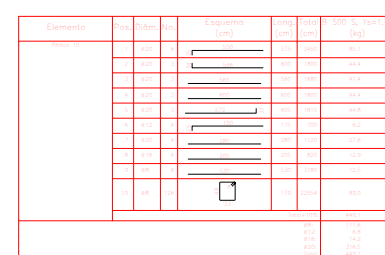
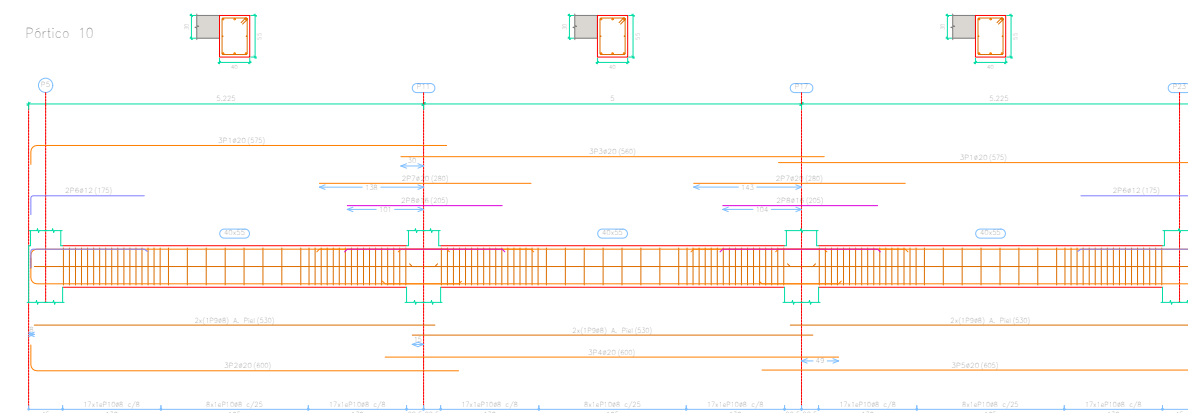
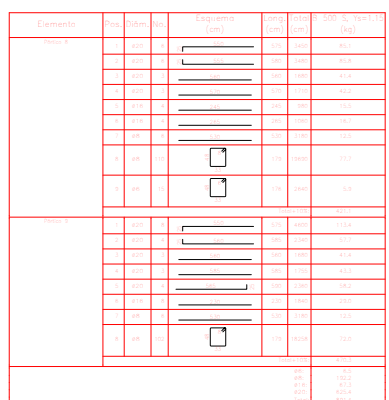
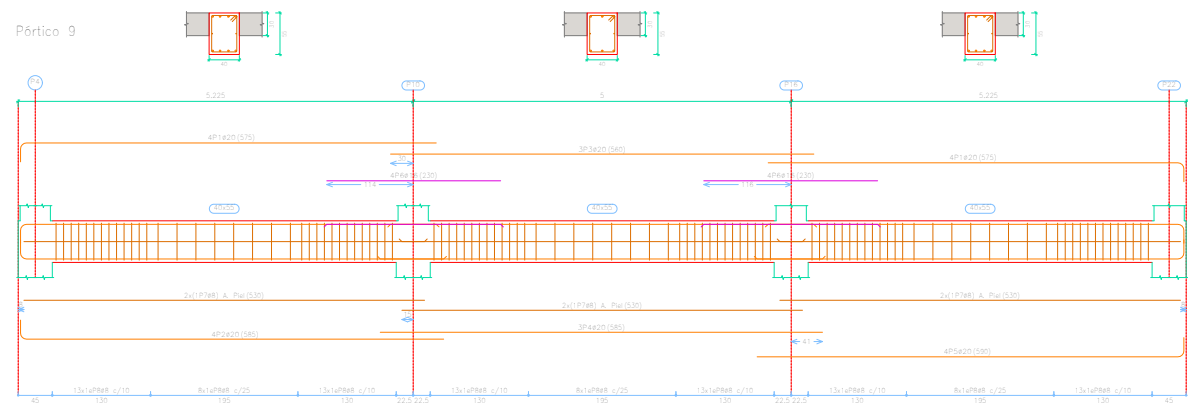
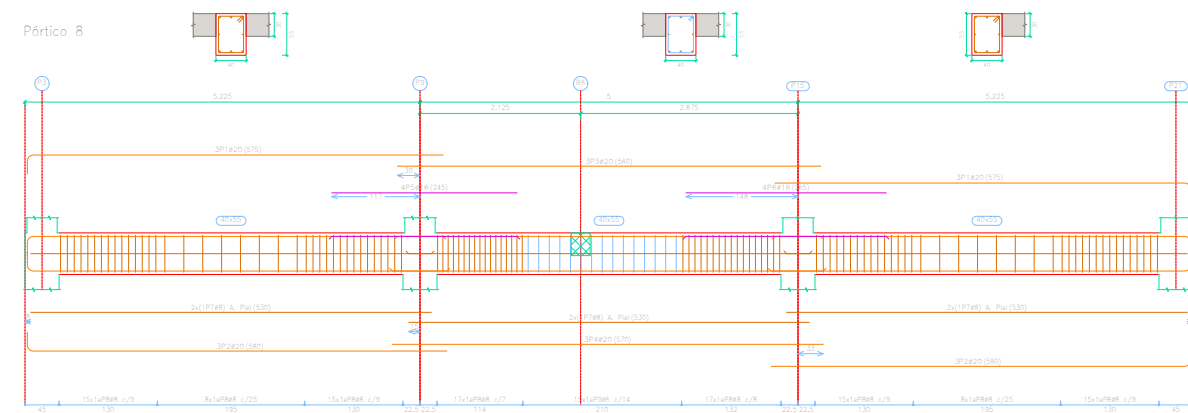
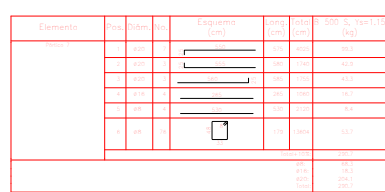
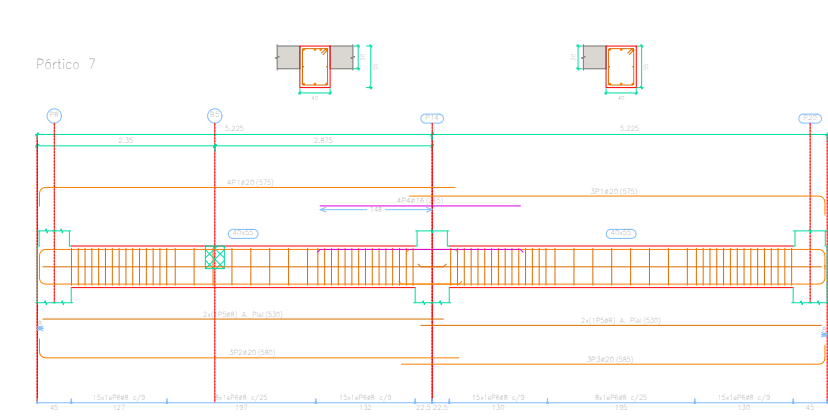
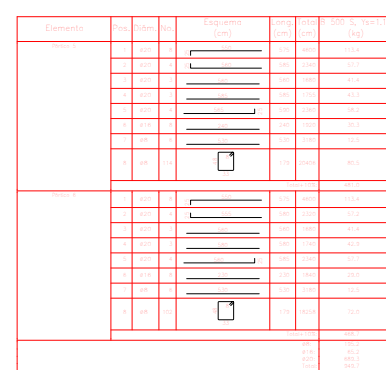
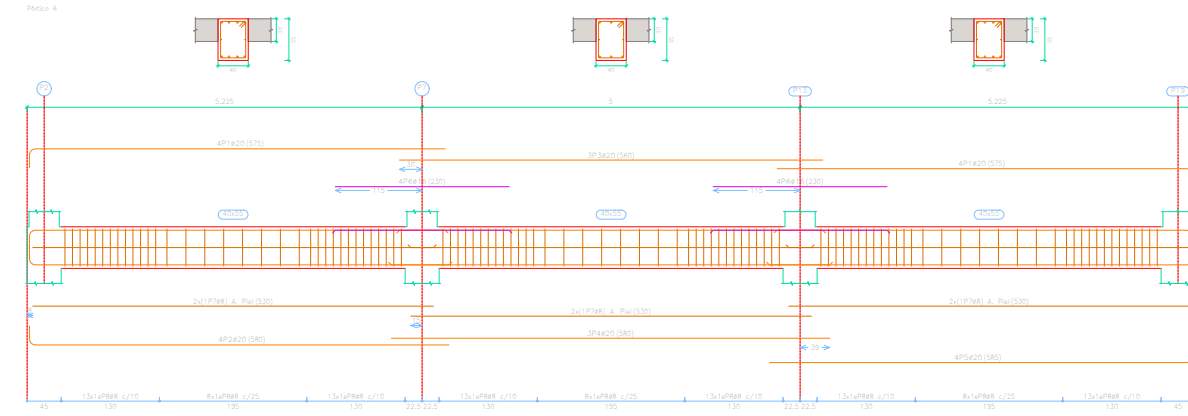
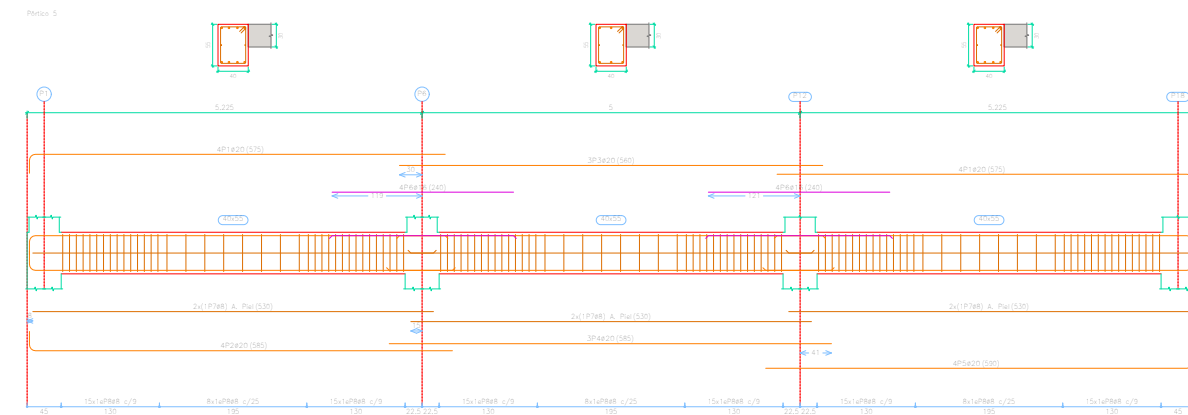
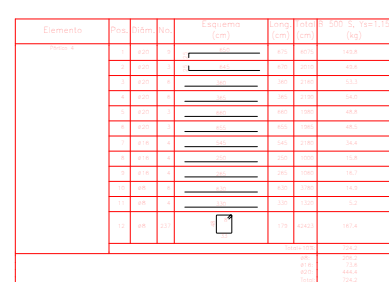
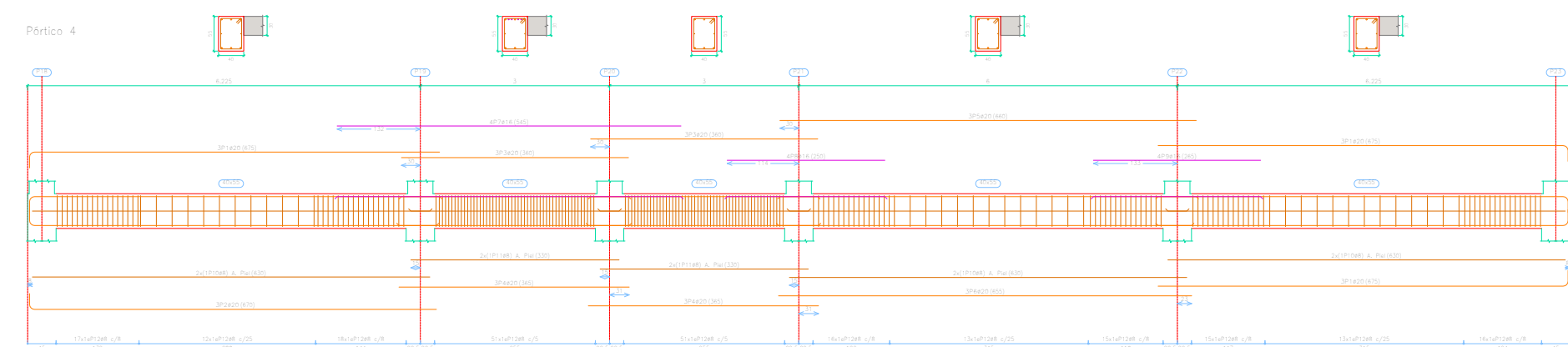
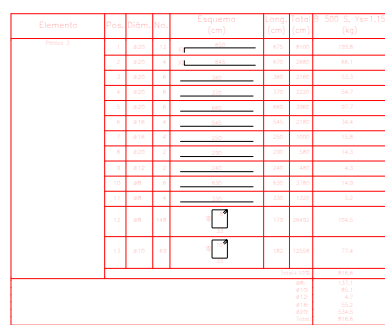
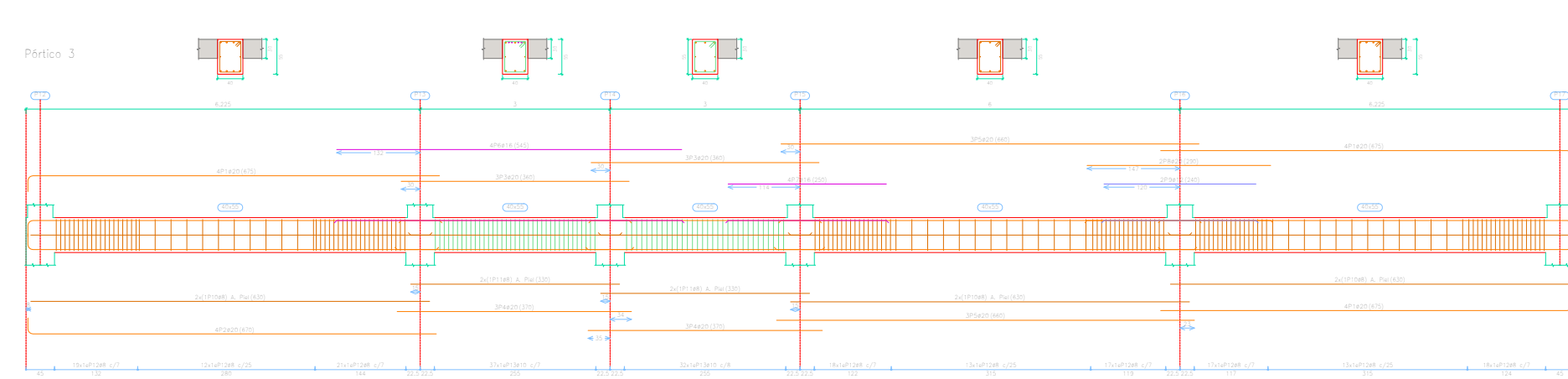
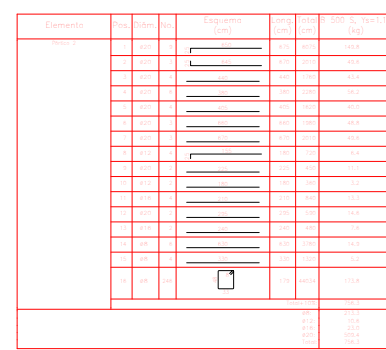
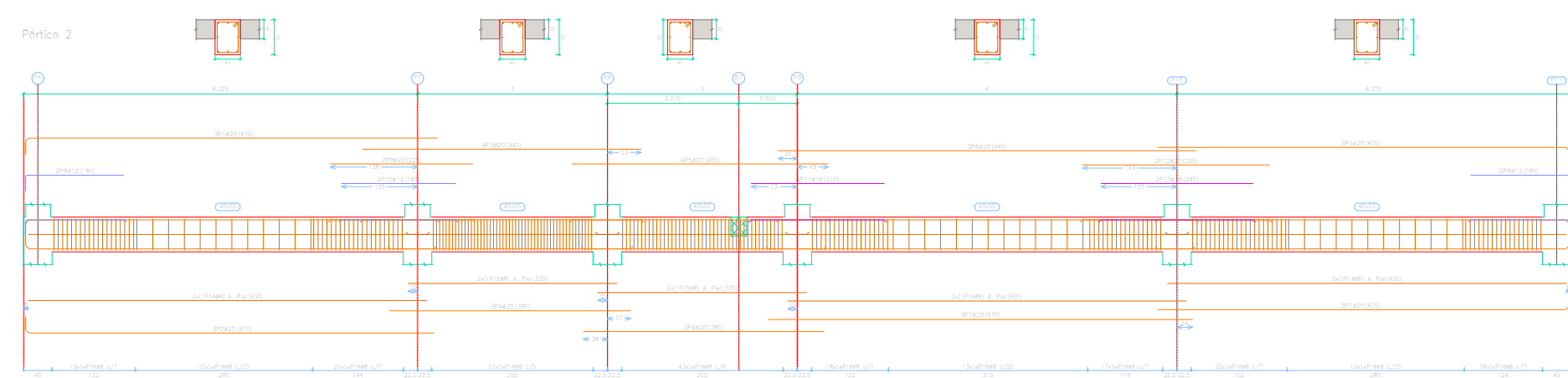
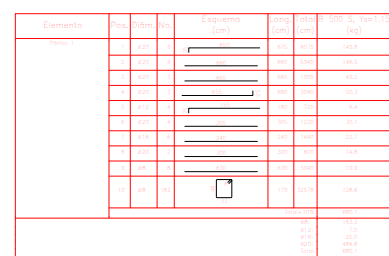
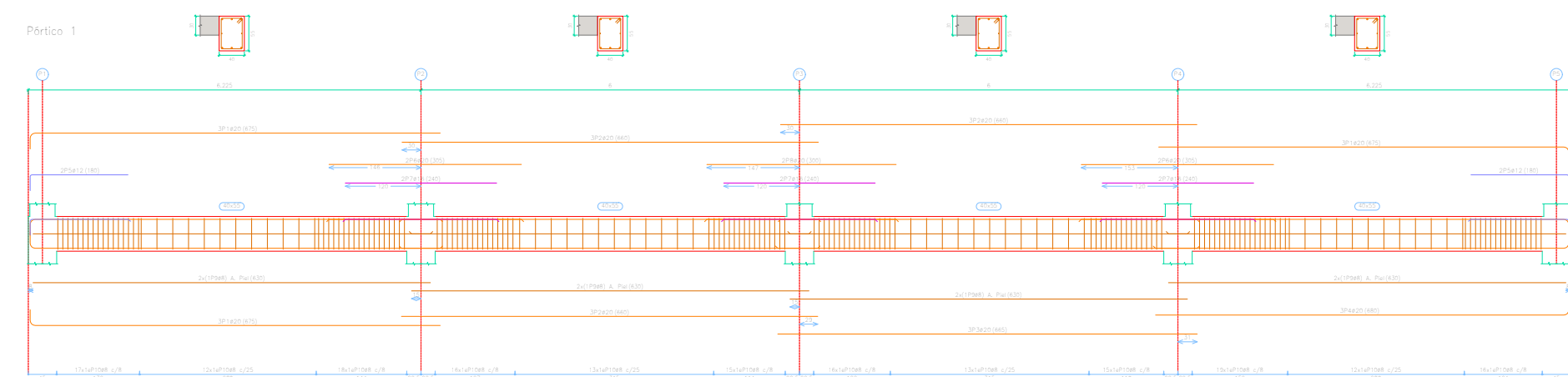
Forjado 2
Despiece de vigas
Hormigón: HA-35, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de vigas. Forjado 2			Nº PLANO 5 Plano 2 de 6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



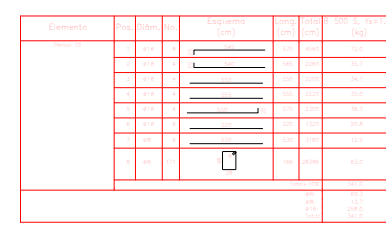
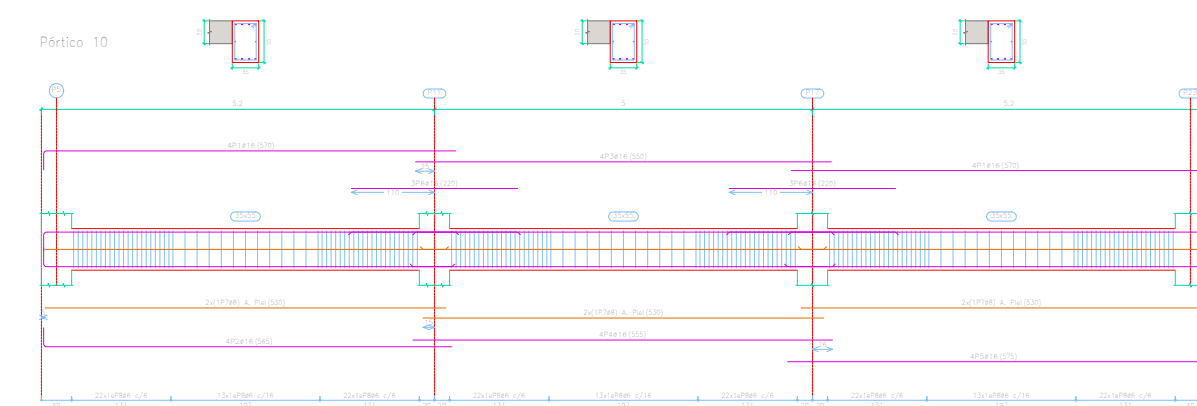
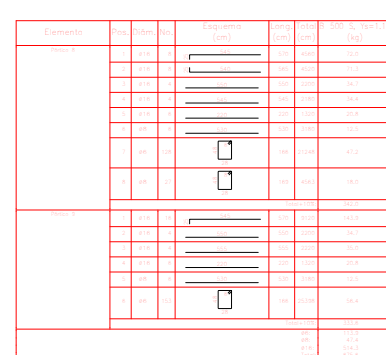
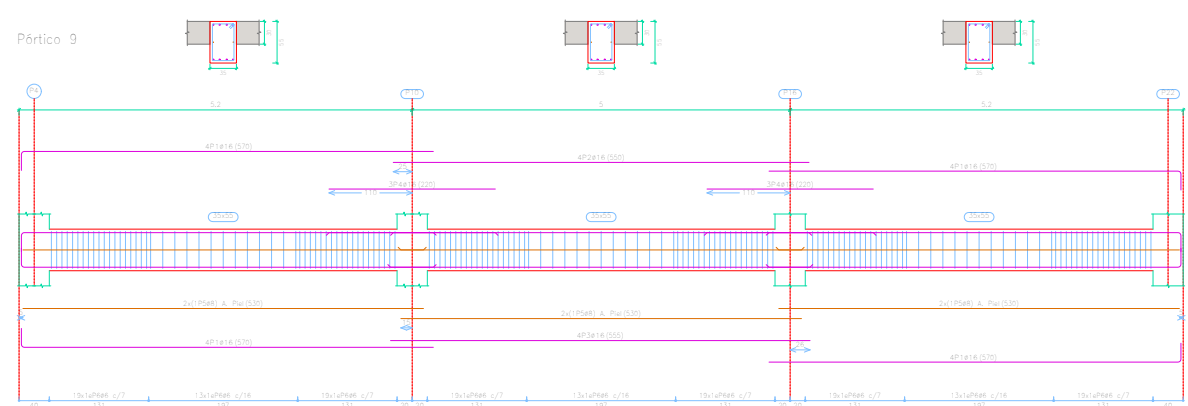
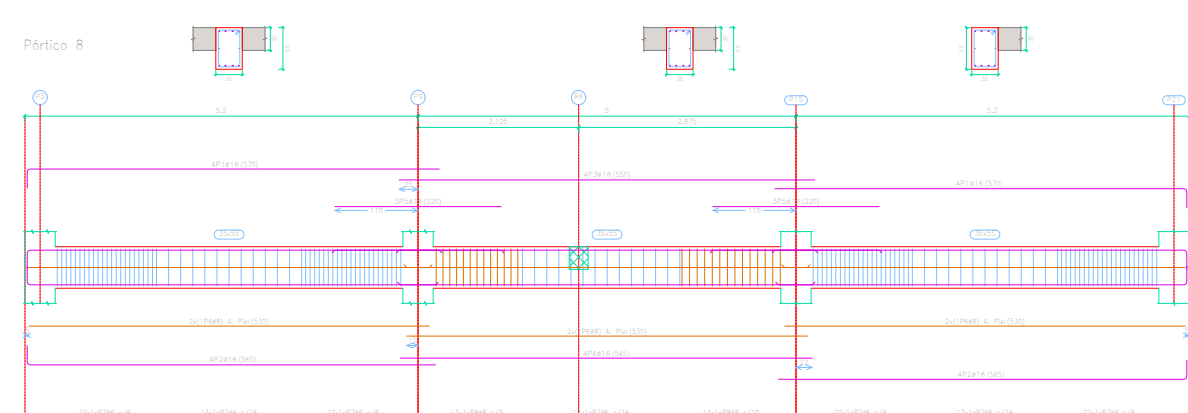
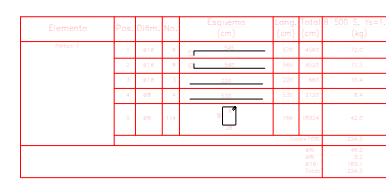
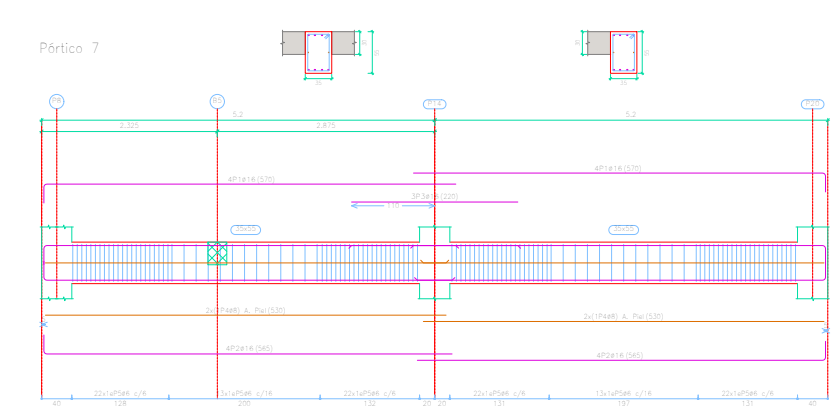
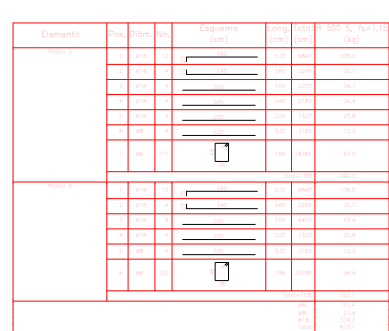
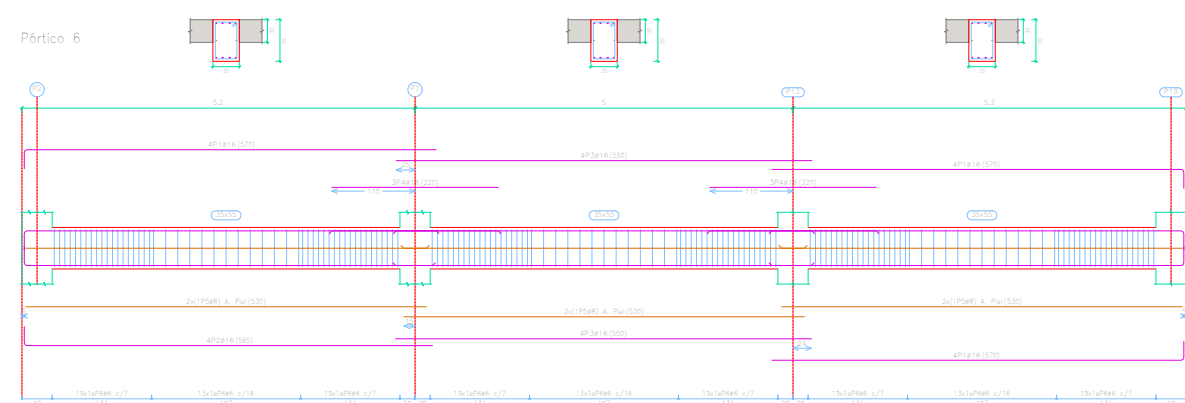
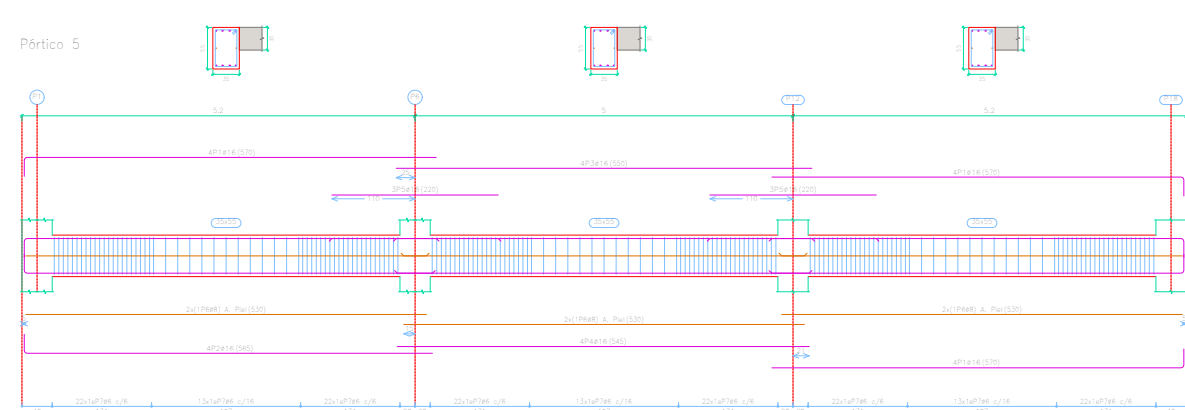
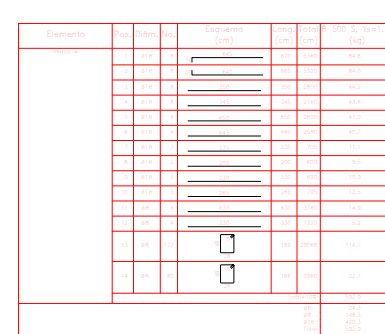
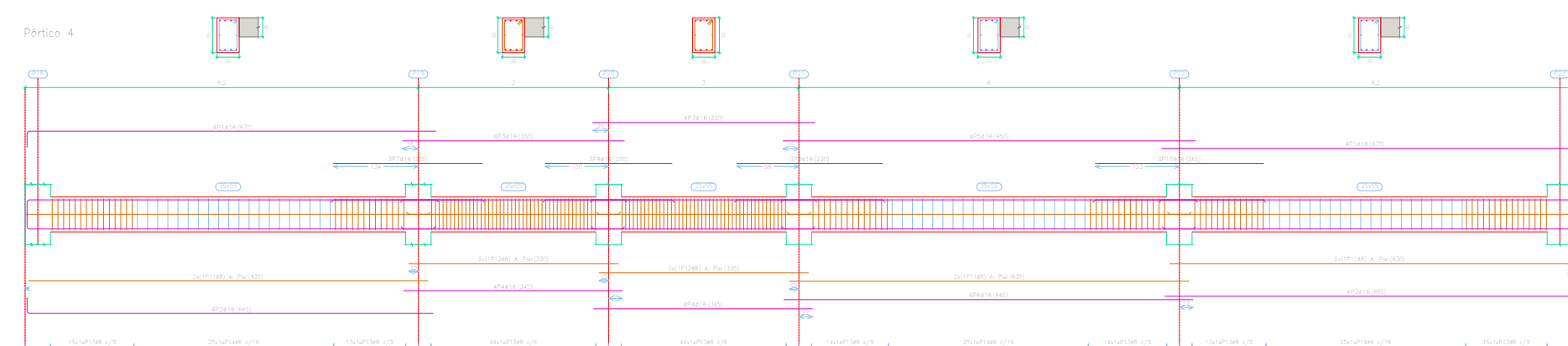
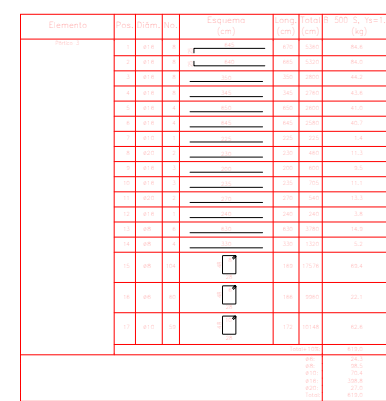
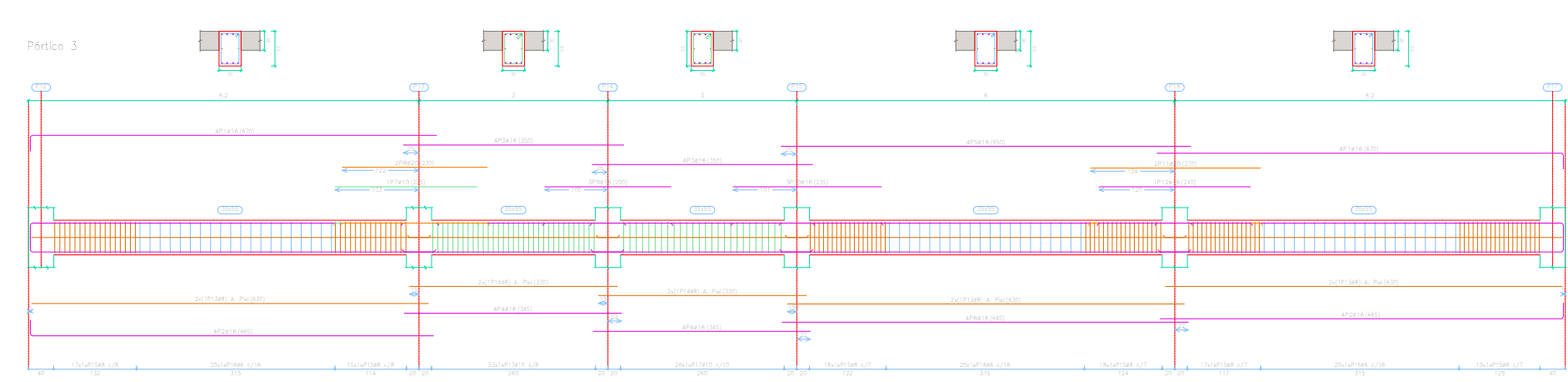
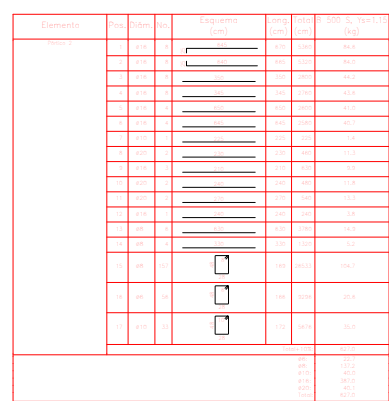
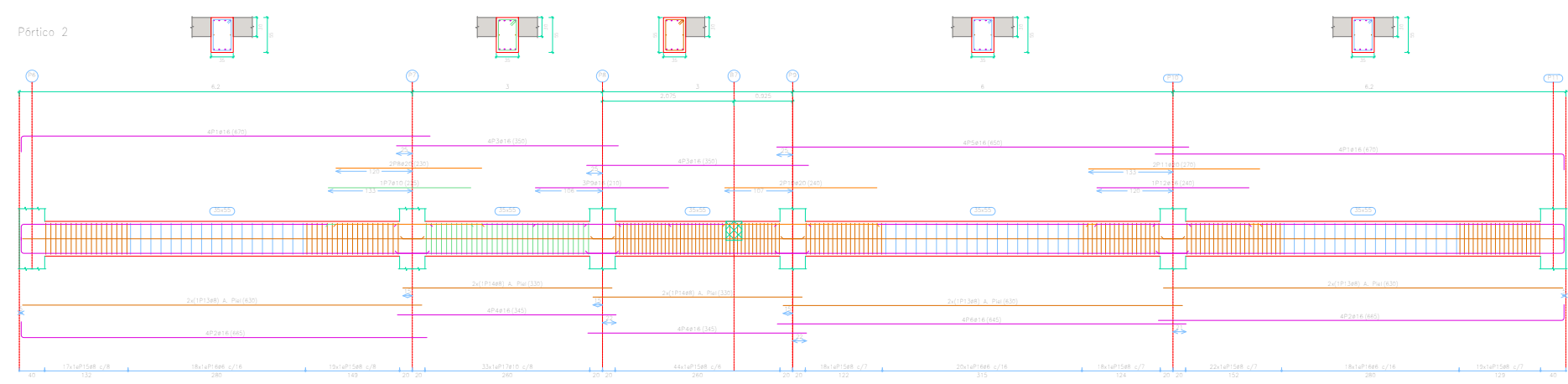
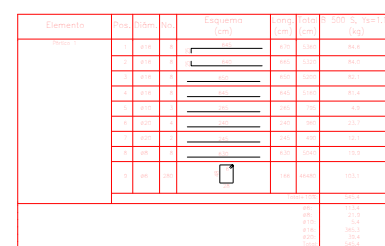
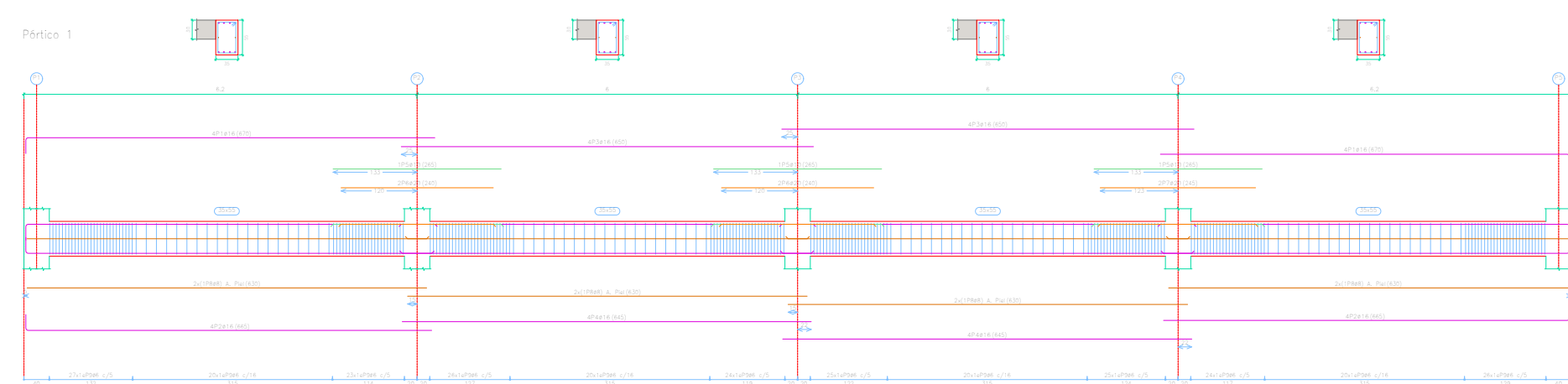
Forjado 3
Despiece de vigas
Hormigón: HA-35, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC		
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de vigas. Forjado 3			Nº PLANO 5 Plano 3 de 6	
1:100				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	



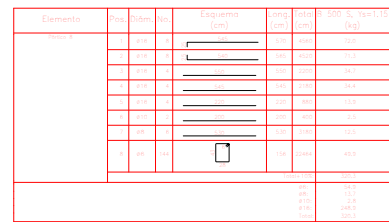
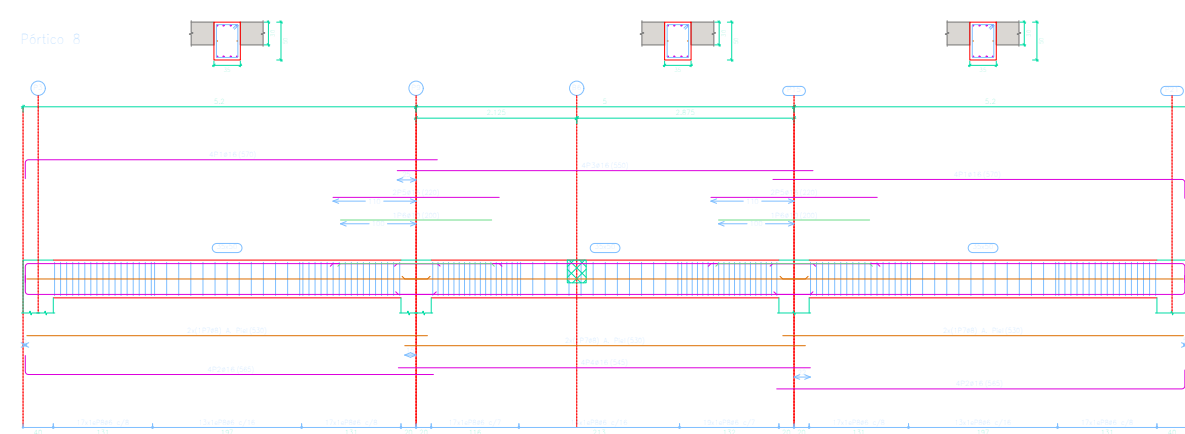
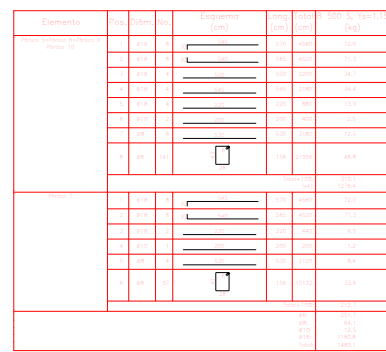
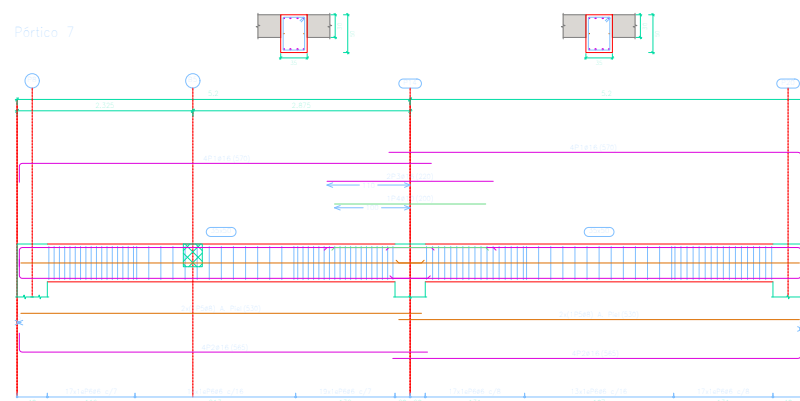
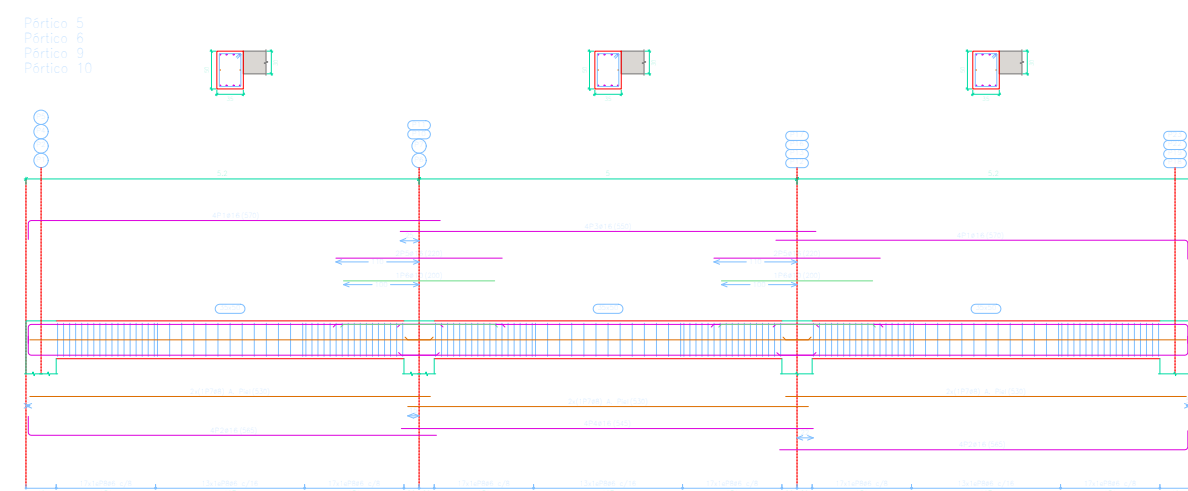
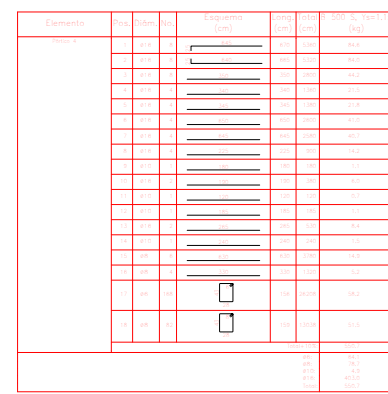
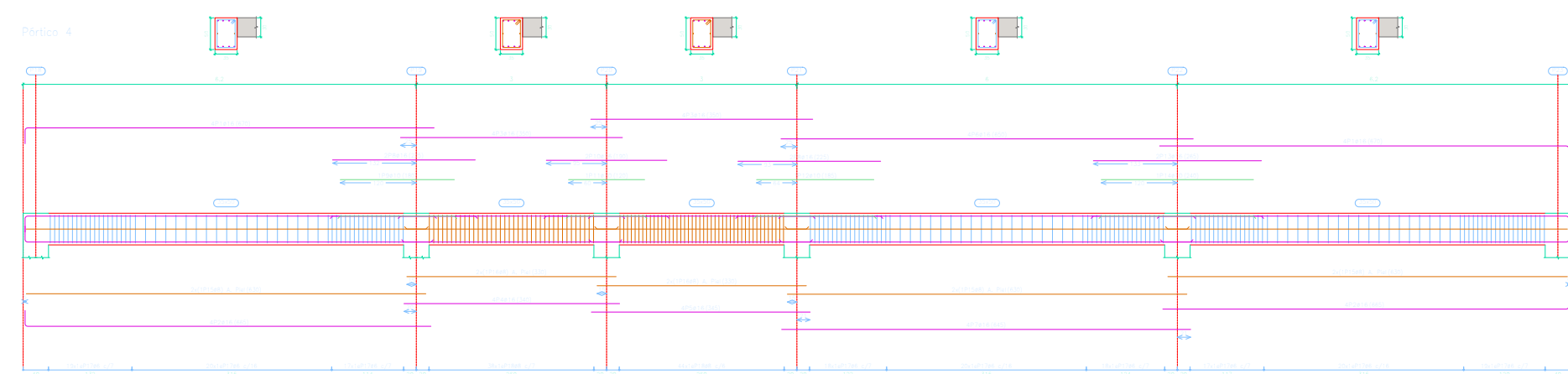
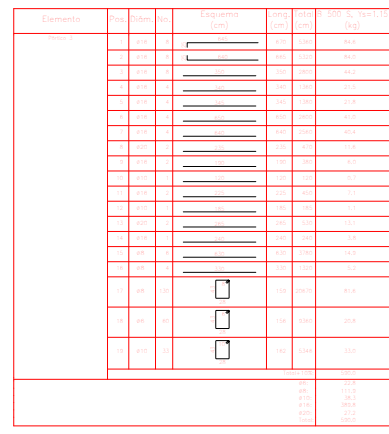
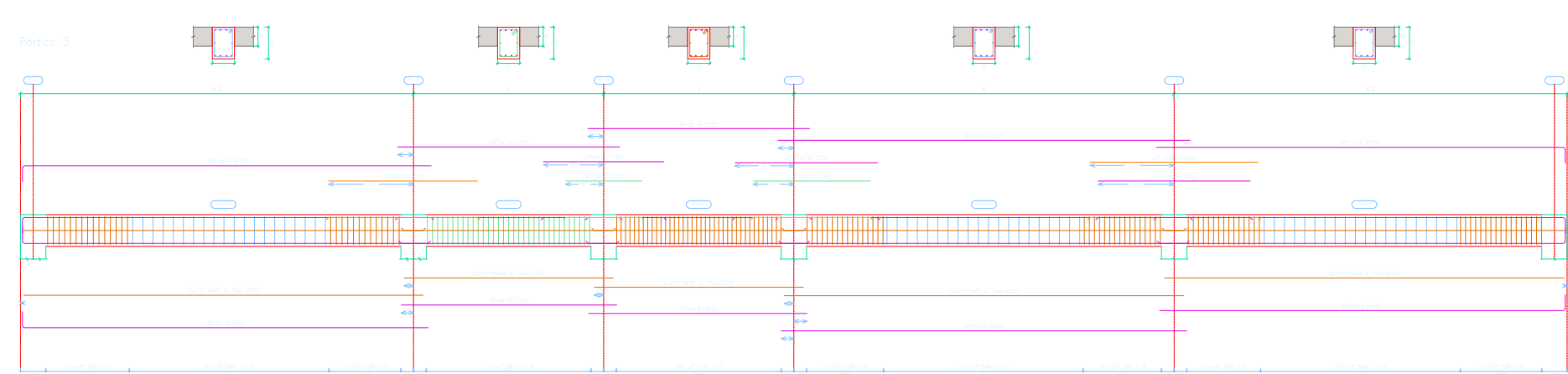
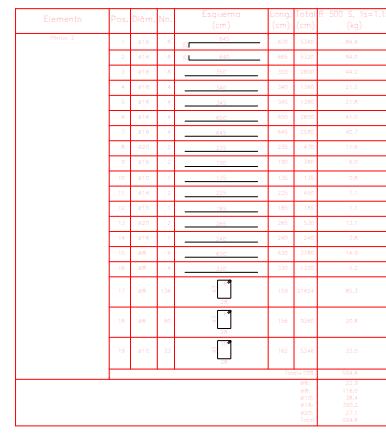
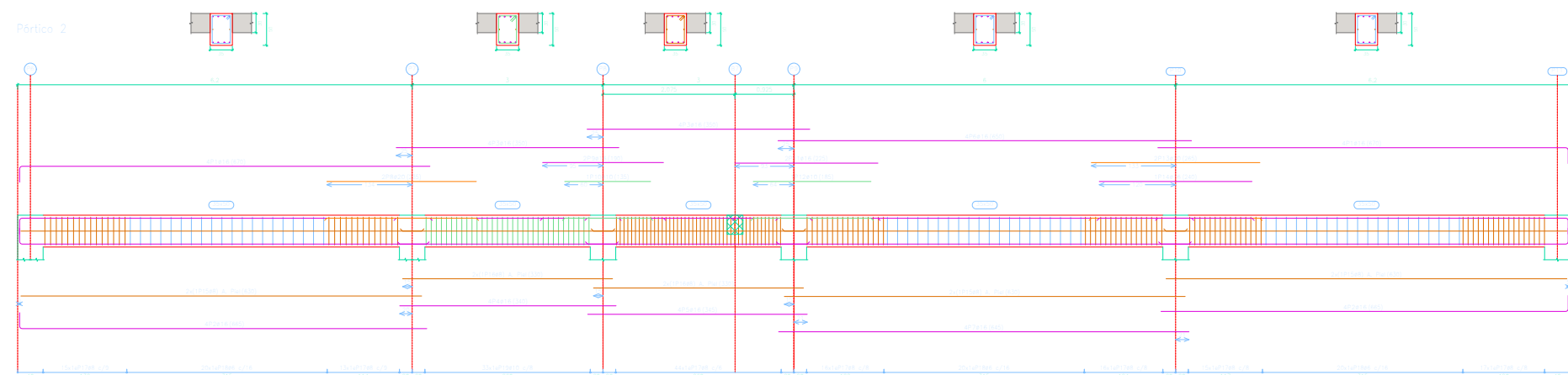
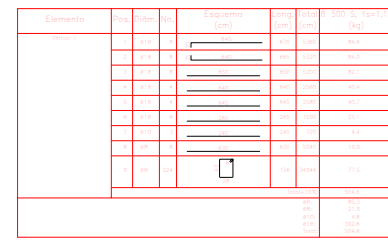
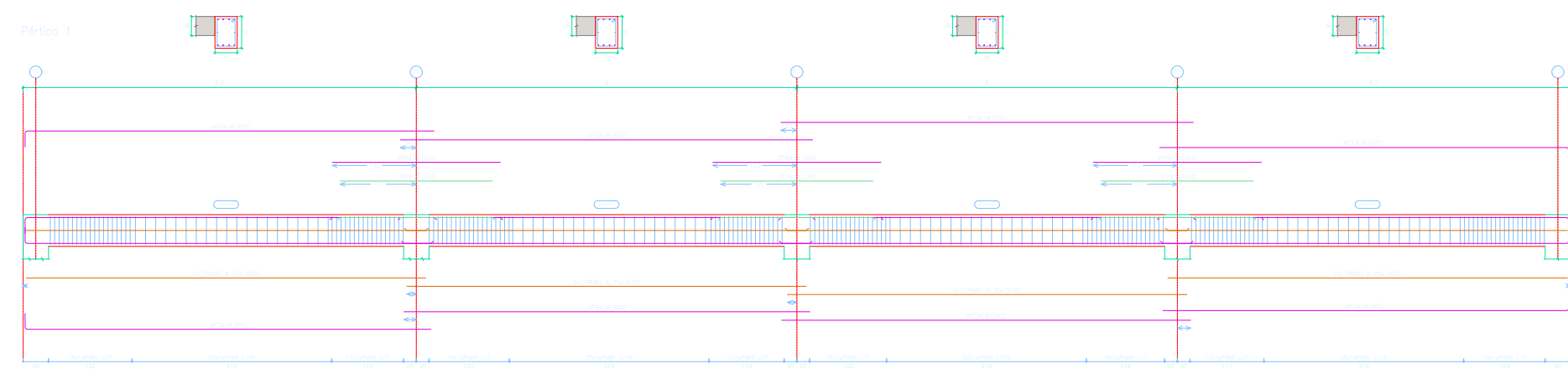
Forjado 4
Despiece de vigas
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Acero en barras: B 500 S, Ys=1.15
Acero en estribos: B 500 S, Ys=1.15
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de vigas. Forjado 4			Nº PLANO 5 Plano 4 de 6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



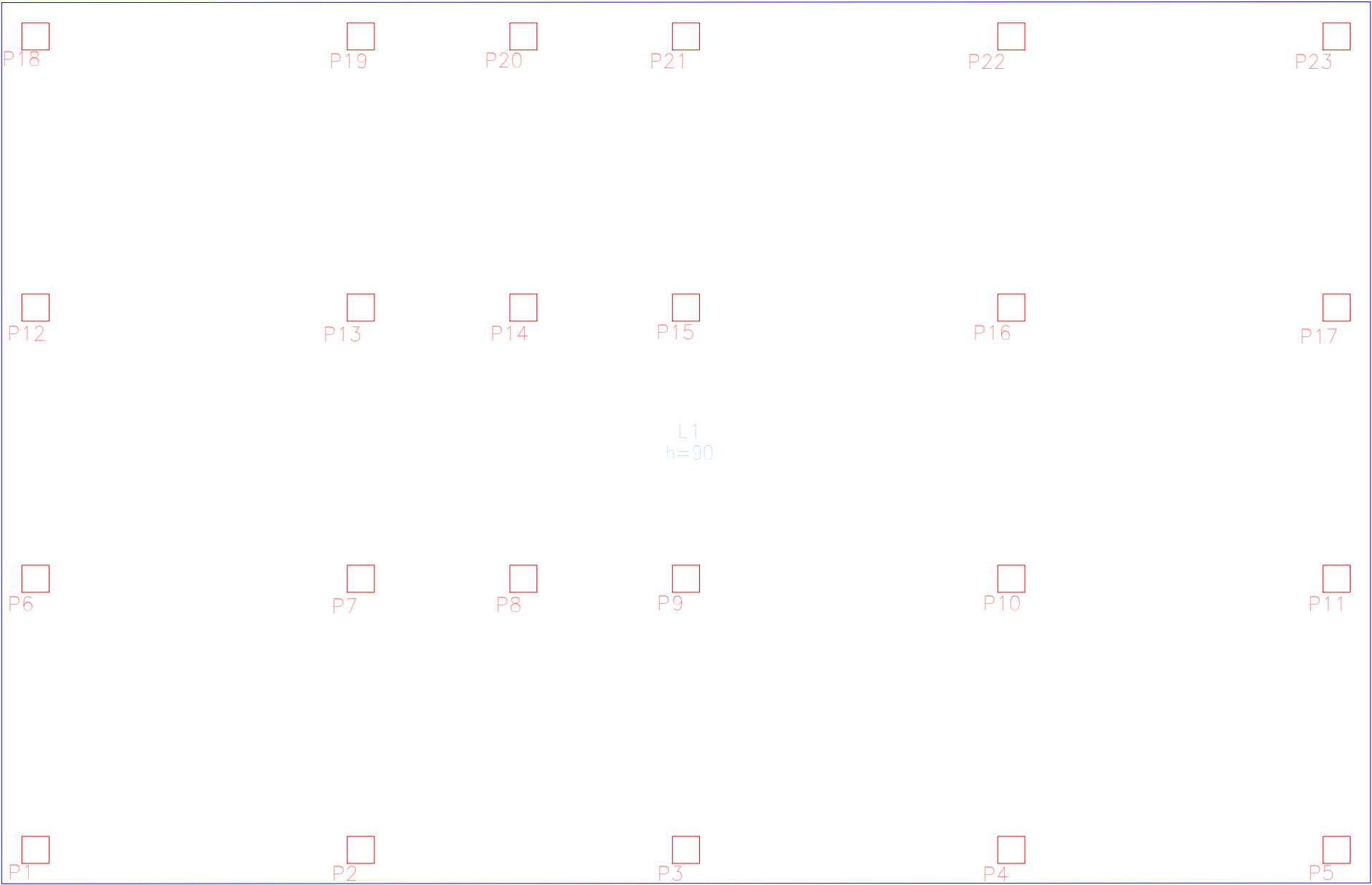
Forjado 5
Despiece de vigas
Hormigón: HA-35, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de vigas. Forjado 5			Nº PLANO 5 Plano 5 de 6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Forjado 6
Despiece de vigas
Hormigón: HA-35, $Y_c=1.5$
Acero en barras: B 500 S, $Y_s=1.15$
Acero en estribos: B 500 S, $Y_s=1.15$
Escala pórticos 1:100
Escala secciones 1:100
Escala huecos 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de vigas. Forjado 6			Nº PLANO 5 Plano 6 de 6
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:



Cimentación
Cimentación
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC		
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Cimentación			Nº PLANO 6 Plano 1 de 7	
1:100				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

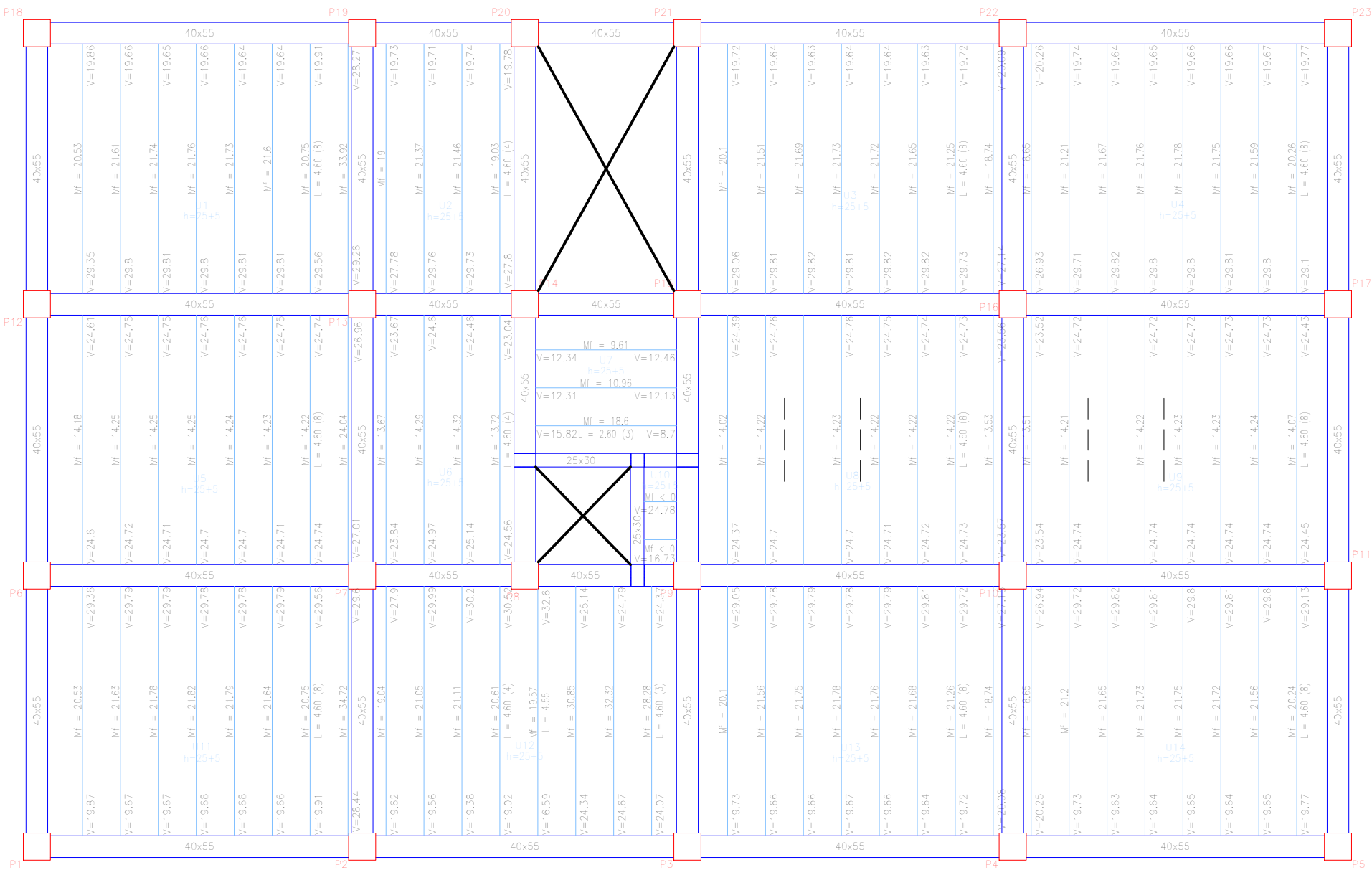


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 1)
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS
Fabricante: VIGUETAS SUR - ARMADA.HA-35 B-500S
Tipo de bovedilla: De hormigón
Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)
Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)
Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1.5
Hormigón obra: HA-35, Yc=1.5
Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15
Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15
Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15
Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15
Peso propio: 3.74 kN/m2 (simple) y 4.23 kN/m2 (doble)
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Forjado 1
Cimentación
Hormigón: HA-35, Yc=1.5
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Forjado 1			Nº PLANO 6 Plano 2 de 7
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

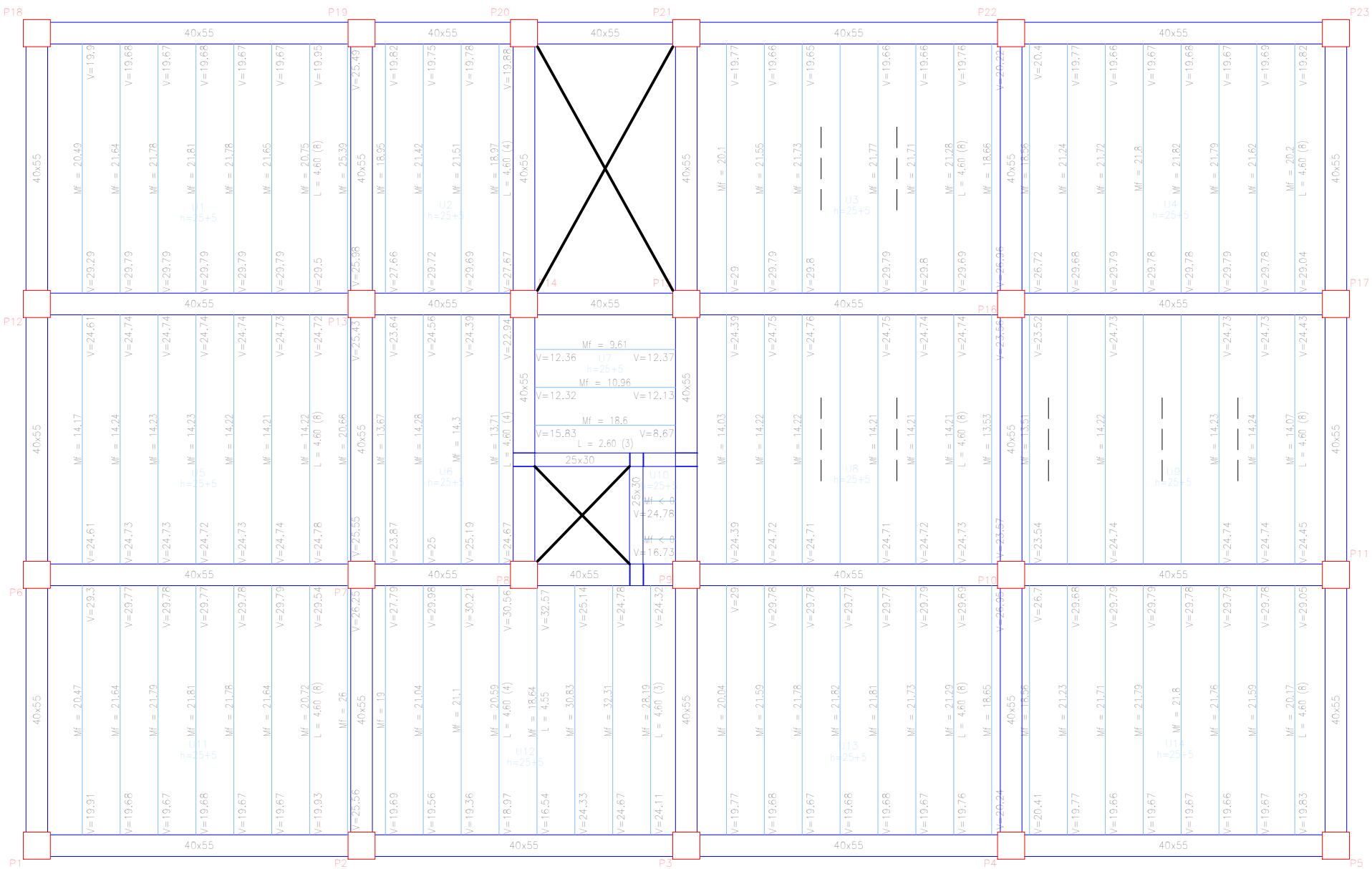


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 2)

FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS

Fabricante: VIGUETAS SUR - ARMADA,HA-35 B-500S

Tipo de bovedilla: De hormigón

Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)

Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)

Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1,5

Hormigón obra: HA-35, Yc=1,5

Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15

Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15

Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15

Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15

Peso propio: 3,74 kN/m2 (simple) y 4,23 kN/m2 (doble)

Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.

Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Forjado 2

Cimentación

Hormigón: HA-35, Yc=1,5

Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)

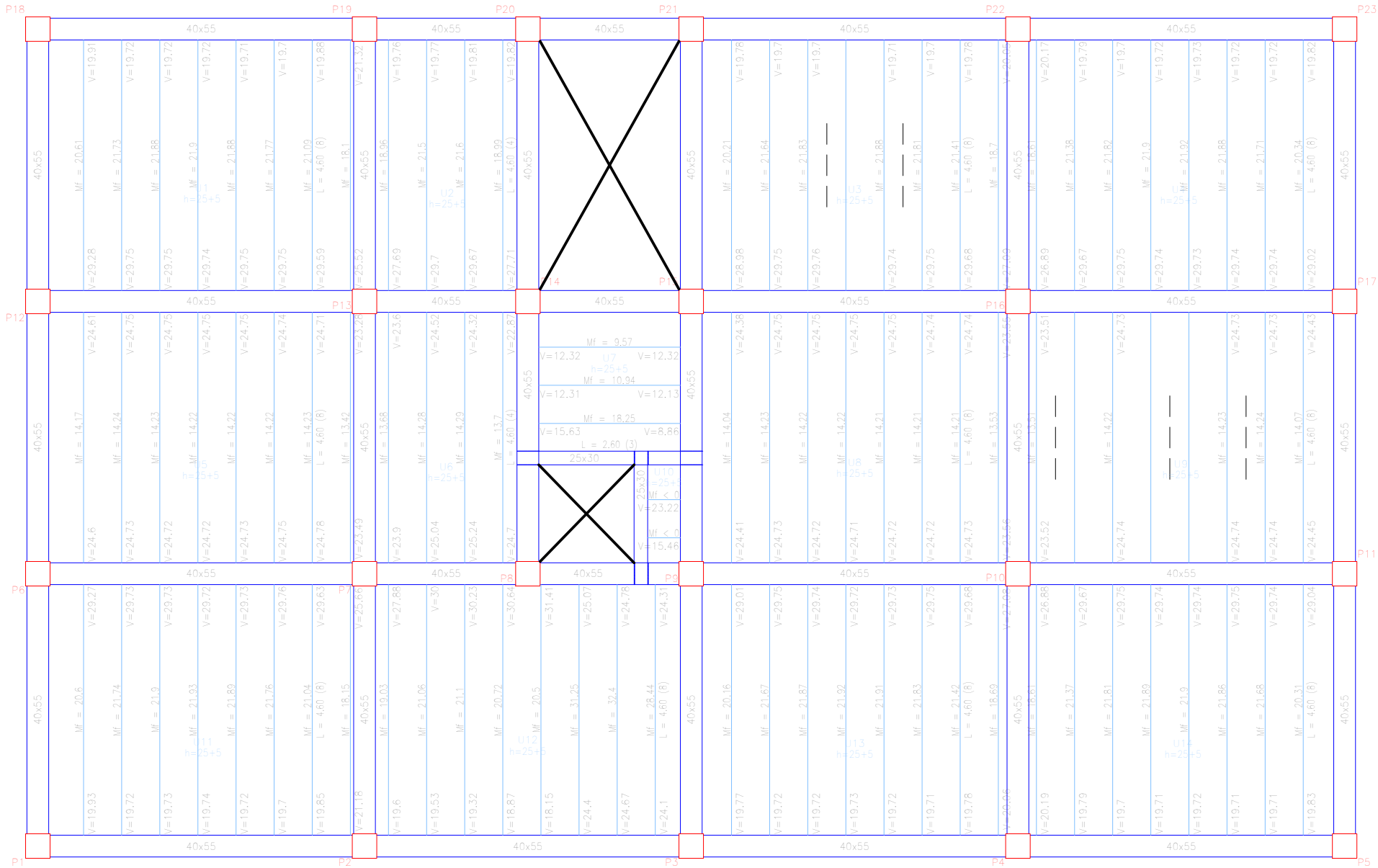
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)

Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER			
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Forjado 2			Nº PLANO 6 Plano 3 de 7	
1:100					
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 3)
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS
Fabricante: VIGUETAS SUR – ARMADA.HA–35 B–500S
Tipo de bovedilla: De hormigón
Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)
Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)
Hormigón vigueta: HA–35, Yc=1.5
Hormigón obra: HA–35, Yc=1.5
Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15
Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15
Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15
Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15
Peso propio: 3.74 kN/m2 (simple) y 4.23 kN/m2 (doble)
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Forjado 3
Cimentación
Hormigón: HA–35, Yc=1.5
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:100



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC		
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Forjado 3			Nº PLANO 6 Plano 4 de 7	
1:100				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

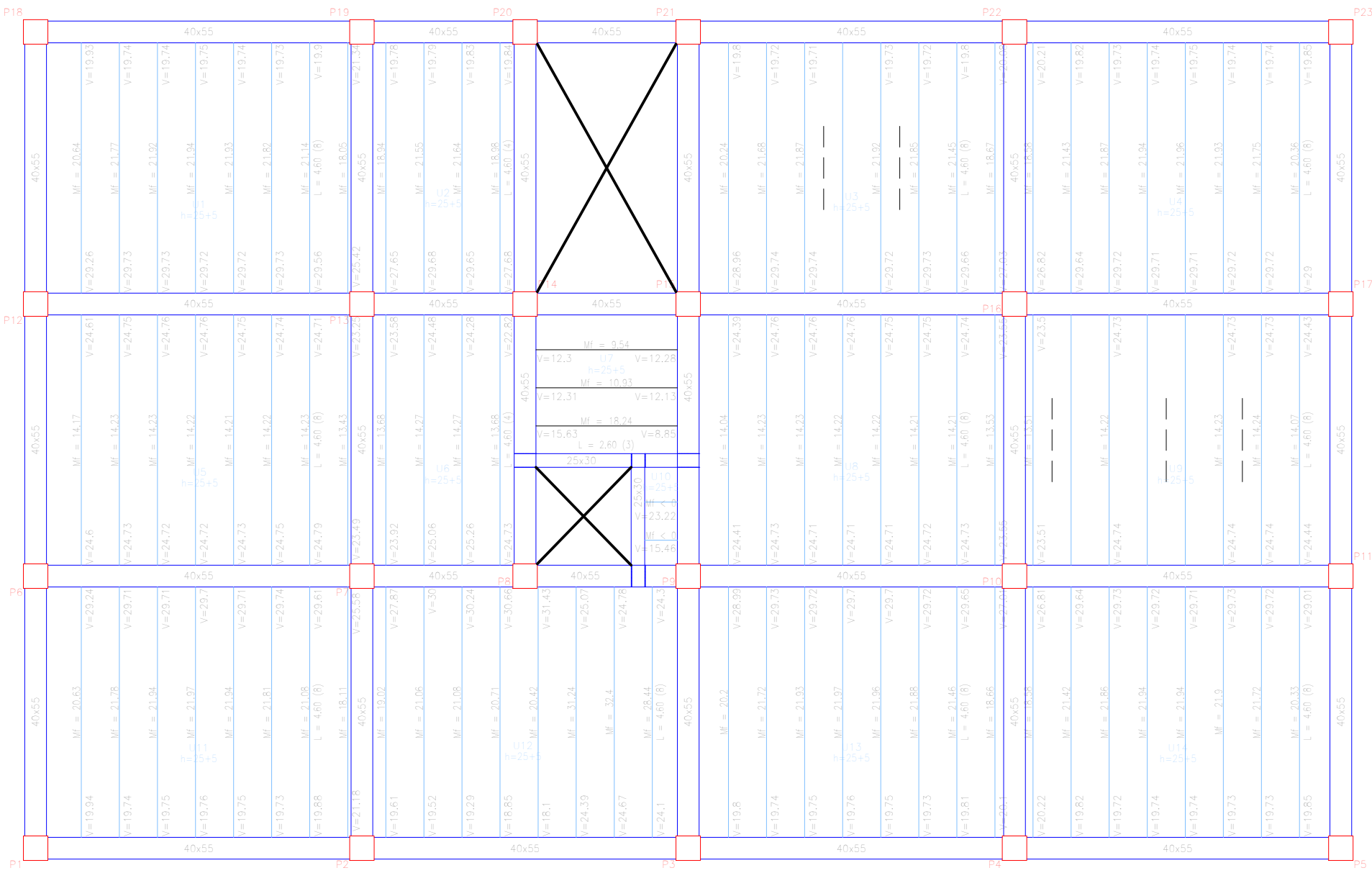


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 4)
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS
Fabricante: VIGUETAS SUR – ARMADA,HA-35 B-500S
Tipo de bovedilla: De hormigón
Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)
Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)
Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1,5
Hormigón obra: HA-35, Yc=1,5
Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15
Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15
Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15
Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15
Peso propio: 3,74 kN/m2 (simple) y 4,23 kN/m2 (doble)
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Forjado 4
Cimentación
Hormigón: HA-35, Yc=1,5
Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)
Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Forjado 4			Nº PLAN06 Plano 5 de 7
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

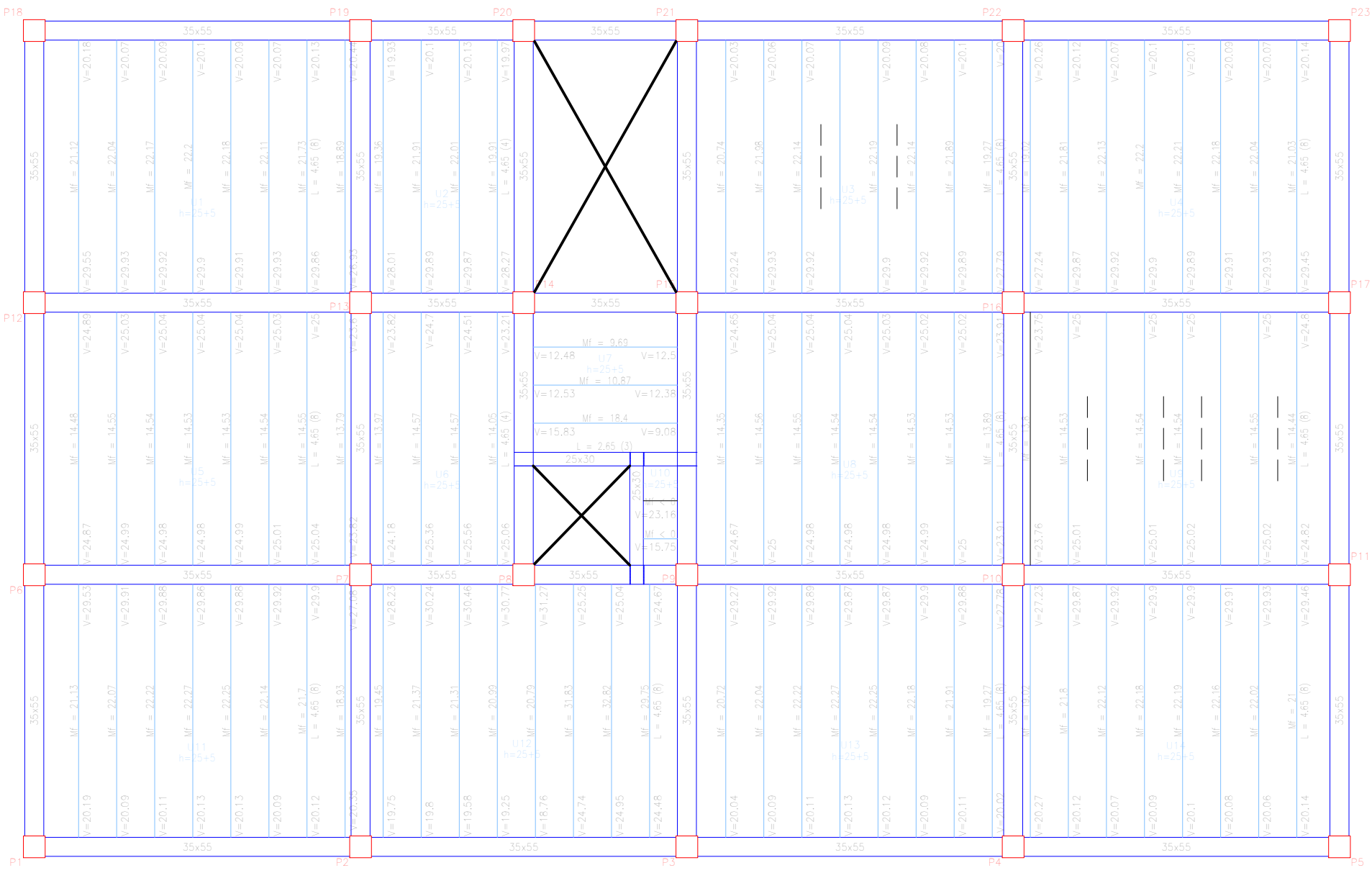


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 5)

FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS

Fabricante: VIGUETAS SUR – ARMADA,HA-35 B-500S

Tipo de bovedilla: De hormigón

Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)

Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)

Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1.5

Hormigón obra: HA-35, Yc=1.5

Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15

Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15

Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15

Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15

Peso propio: 3.74 kN/m2 (simple) y 4.23 kN/m2 (doble)

Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.

Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Forjado 5

Cimentación

Hormigón: HA-35, Yc=1.5

Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)

V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)

Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC		
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Forjado 5			Nº PLAN06 Plano 6 de 7	
1:100					
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

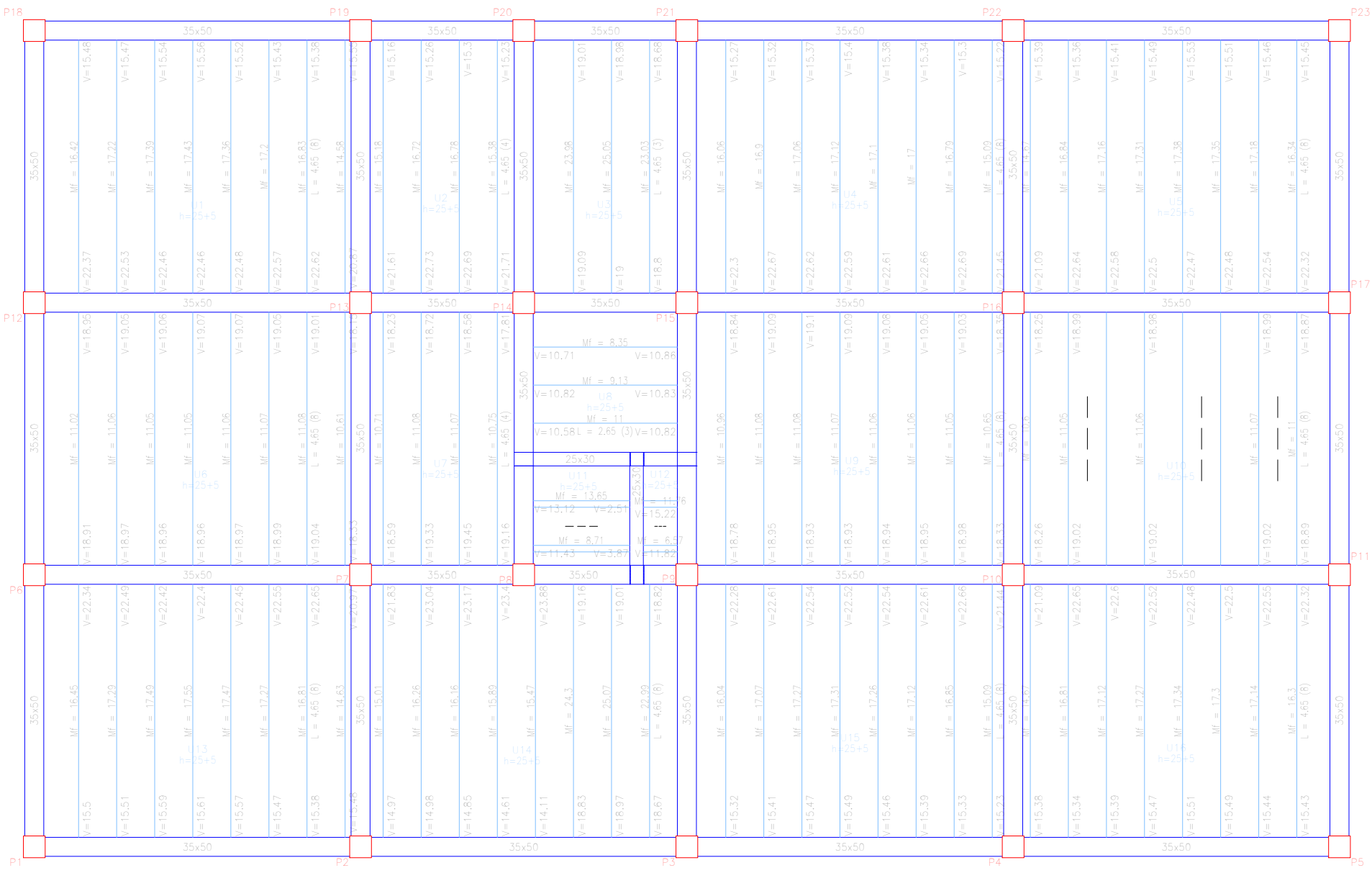


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 6)

FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS

Fabricante: VIGUETAS SUR – ARMADA,HA-35 B-500S

Tipo de bovedilla: De hormigón

Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)

Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)

Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1,5

Hormigón obra: HA-35, Yc=1,5

Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15

Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15

Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15

Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15

Peso propio: 3.74 kN/m2 (simple) y 4.23 kN/m2 (doble)

Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.

Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

Forjado 6

Cimentación

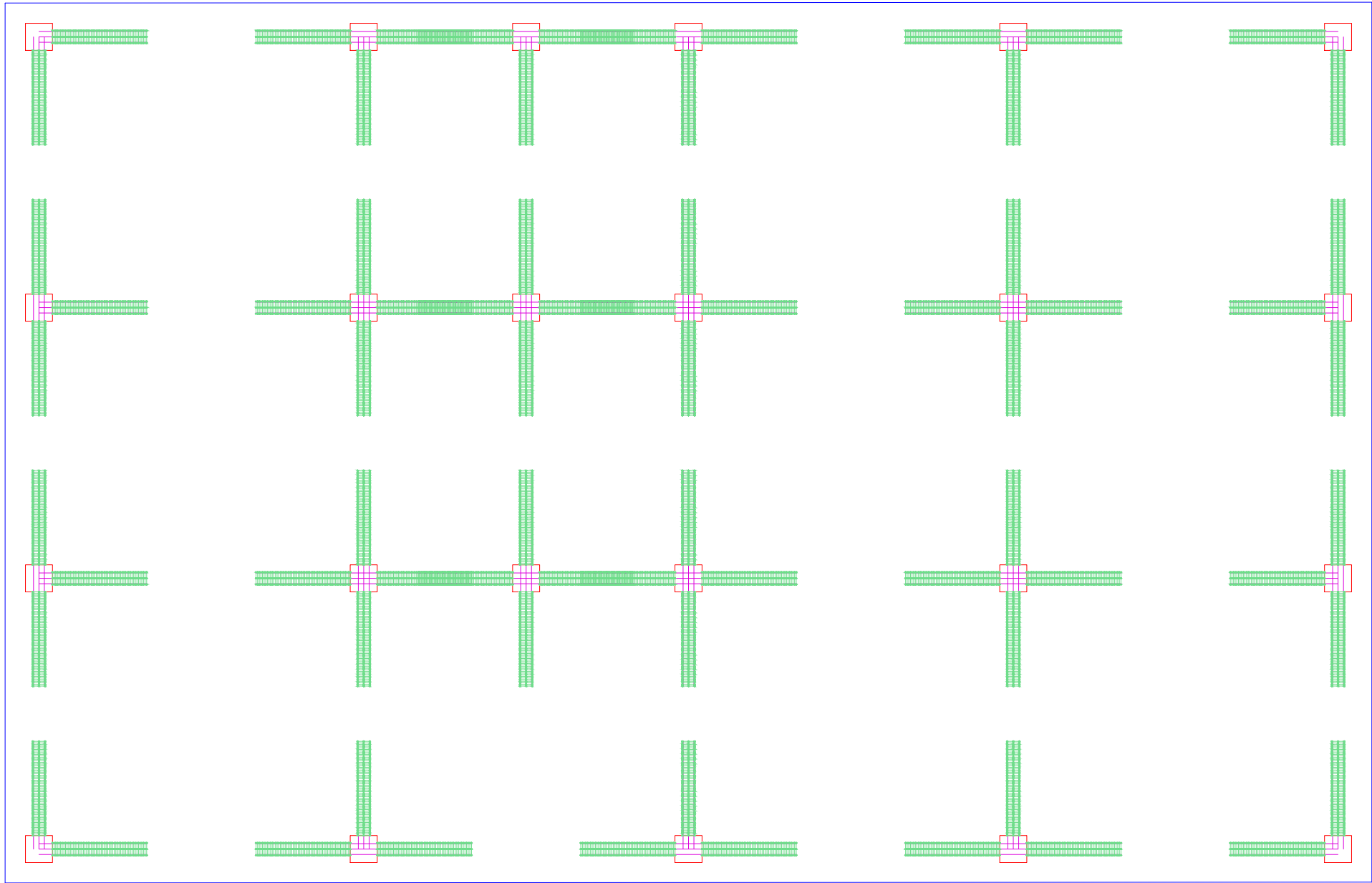
Hormigón: HA-35, Yc=1.5

Mf: Momento flector de cálculo por metro de ancho (kN x m/m)

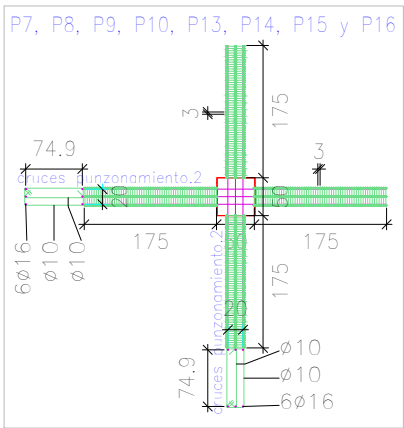
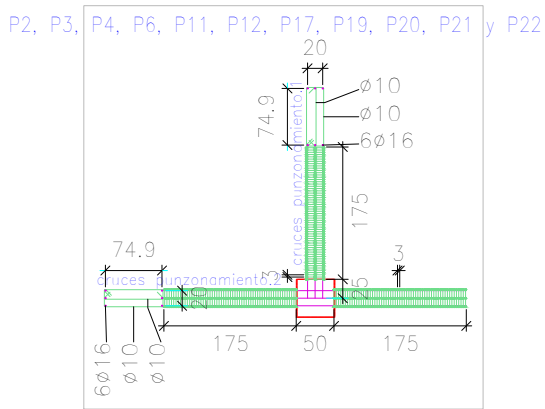
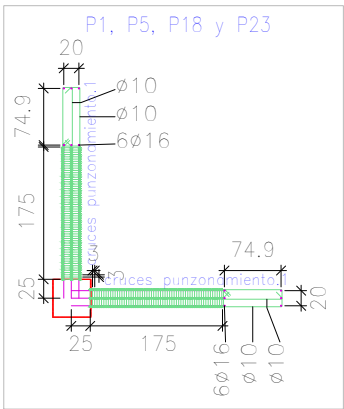
V: Cortante de cálculo por metro de ancho (kN/m)

Escala: 1:100

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER	JJCC	
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Plano de forjado. Forjado 6			Nº PLANO 6 Plano 7 de 7
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

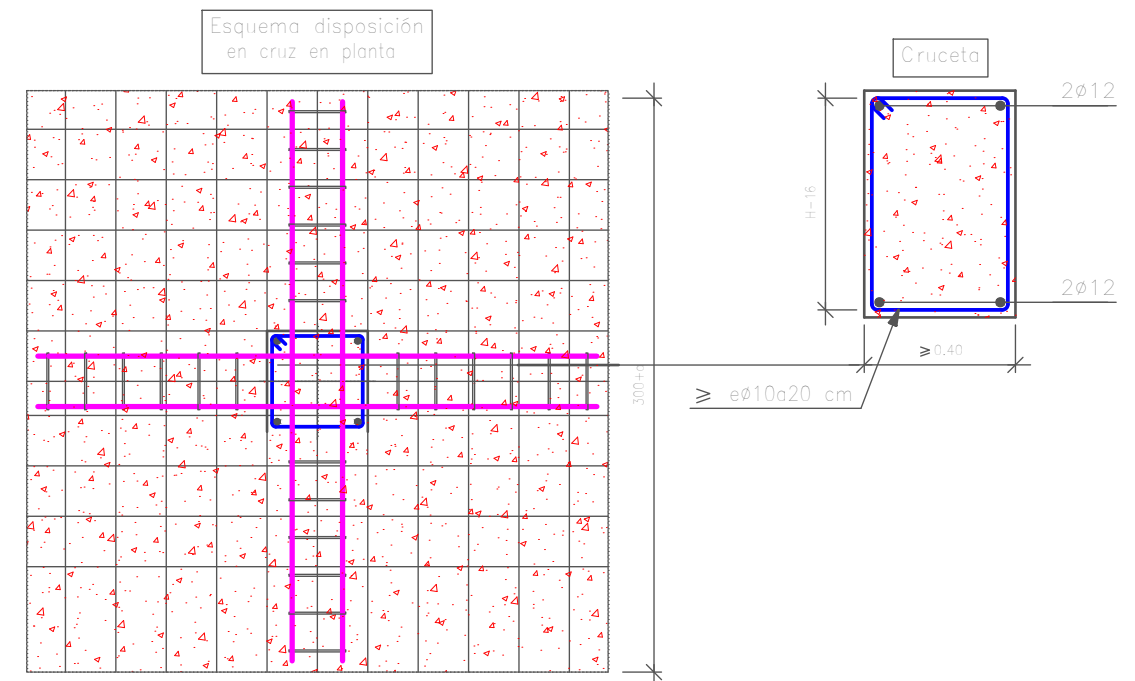
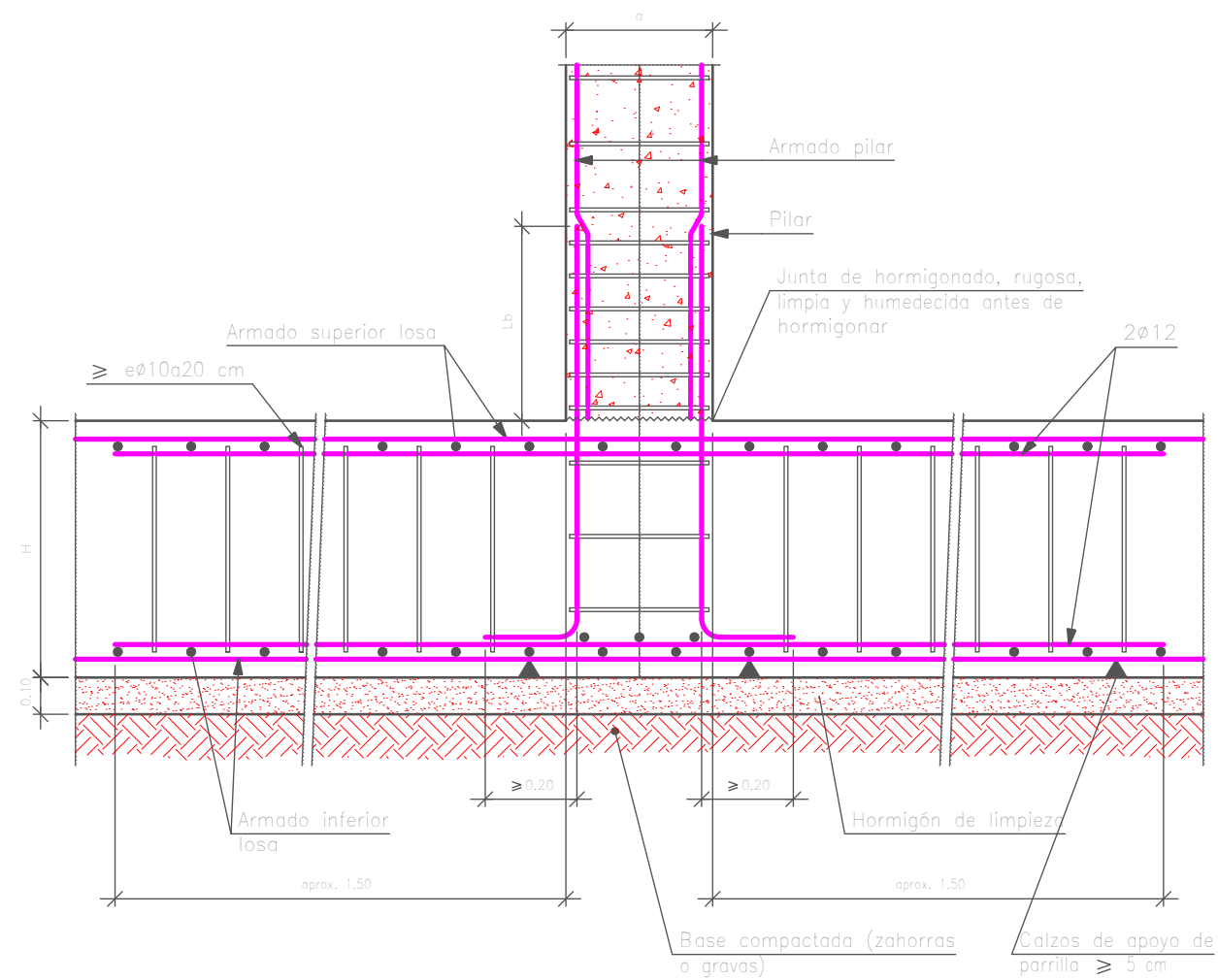


Refuerzos de punzonamiento
Cimentación
Escala de la planta: 1:100
Escala para los despieces: 1:100



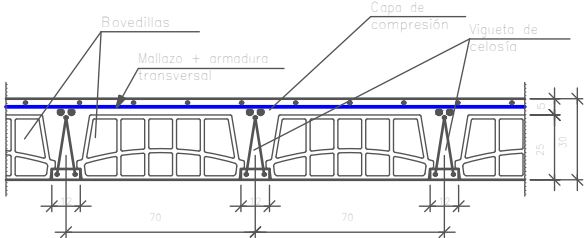
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Refuerzos de punzonamiento. Cimentación			Nº PLANO 7 Plano 1 de 3
1:100				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

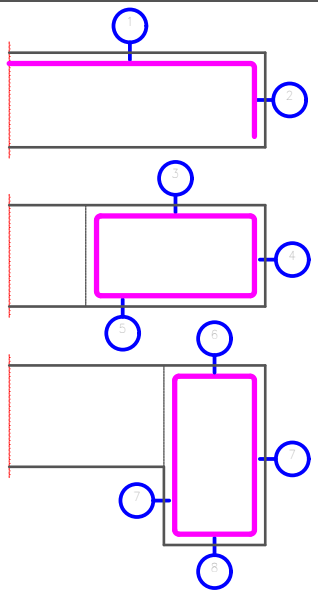
Pilar central con refuerzo a punzonamiento.
Crucetas estribadas.



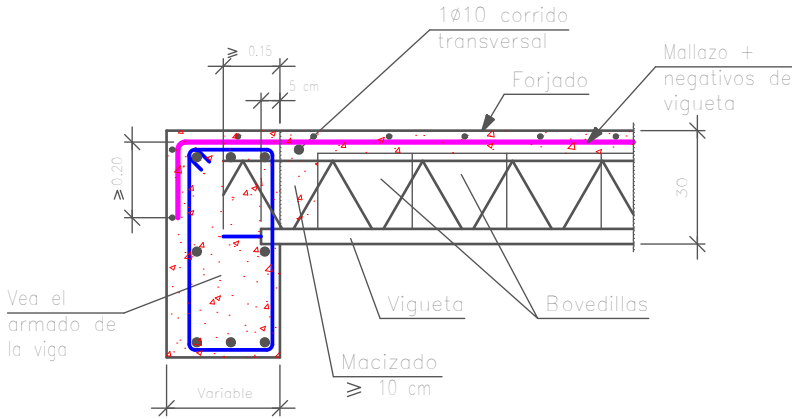
	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES
DIBUJADO		JOSE JAVIER		
COMPROBADO		CULEBRA		
		CANO		
ESCALA: 1:25	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio Pilar central con refuerzo a punzonamiento			Nº PLANO7 Plano 2 de 3
				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

Características de los materiales – Forjados Unidireccionales									
Materiales	Hormigón						Acero		
	Control			Características			Control	Características	
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Exposición Ambiente	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
	Estadístico	$\gamma_c=1,50$	HA-35	Blanda (8-9 cm)	15 mm	Ila		$\gamma_s=1,15$	B500S
	Estadístico	$\gamma_c=1,50$	HA-35	Blanda (8-9 cm)	15 mm	Ila		$\gamma_s=1,15$	B500S
	Estadístico	$\gamma_c=1,50$	HA-35	Blanda (8-9 cm)	15 mm	Ila		$\gamma_s=1,15$	B500S
	Estadístico	$\gamma_c=1,50$	HA-35	Blanda (8-9 cm)	15 mm	Ila		$\gamma_s=1,15$	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1,50$ $\gamma_Q=1,60$	Adaptado a la Instrucción EHE						
Exposición/ambiente	I	Ila	IIb	IIIa					
Recubrimientos nominales (mm)	30	35	40	45					
Notas									
- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal - Solapes según EHE - El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...									

Datos del Forjado – Planta ...	
Cargas	Sección tipo del forjado
Peso propio Zona aligerada:	3.75 kg/m2
Sobrecarga de uso:	2 kg/m2
Cargas muertas:	1 kg/m2
Carga total Zona aligerada:	6.75 kg/m2
	

Recubrimientos nominales (*)	
	Negativos vigueta: 1.- Superior: 3 cm. 2.- Lateral en borde: 3 cm. Vigas planas: 3.- Superior: 3.5 cm. 4.- Lateral en borde: 5 cm (para la correcta colocación de la pata de la armadura superior perpendicular) 5.- Inferior: 3 cm. Vigas descolgadas del forjado: 6.- Superior: 3.5 cm. 7.- Lateral: 3 cm. 8.- Inferior: 3 cm. (*) Recubrimientos nominales recomendados para estructuras en exposición/ambiente I y sin protección especial contra incendios.

Extremo de vano sobre viga de canto descolgada.
Forjado unidireccional.
Viguetas de celosía.



	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR LINARES	
DIBUJADO		JOSE JAVIER			
COMPROBADO		CULEBRA			
		CANO			
ESCALA:	Estudio de capacidad resistente de un edificio cuando ha sufrido un incendio			Nº PLANO 7 Plano 3 de 3	
1:20				SUSTITUYE A:	
	Datos de forjado y unión con viga descolgada			SUSTITUIDO POR:	

11. ANEXO B. CÁLCULO SÍSMICO EN CYPECAD

En este Anexo se detalla el cálculo sísmico de la estructura que realiza Cype, el cual se basa en el método espectral nodal que propone la norma sismorresistente española NCSE-02.

Los resultados ahora mostrados han sido obtenidos del listado de cálculo *“justificación de la acción sísmica”* que ofrece el programa.

Tal listado ha sido insertado en el presente documento exportándolo directamente de Cype.

1.- SISMO	2
1.1.- Datos generales de sismo.....	2
1.2.- Espectro de cálculo.....	3
1.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones.....	3
1.2.2.- Espectro de diseño de aceleraciones.....	4
1.3.- Coeficientes de participación.....	5
1.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.....	6
1.5.- Cortante sísmico combinado por planta.....	7
1.5.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta.....	7



Justificación de la acción sísmica

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

1.- SISMO

Norma utilizada: NCSE-02

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Método de cálculo: Análisis mediante espectros de respuesta (NCSE-02, 3.6.2)

1.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.230 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

Sistema estructural

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad alta

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

Tipo de construcción (NCSE-02, 2.2): Construcciones de importancia normal

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Facción de sobrecarga de uso

: 0.50

Facción de sobrecarga de nieve

: 0.50

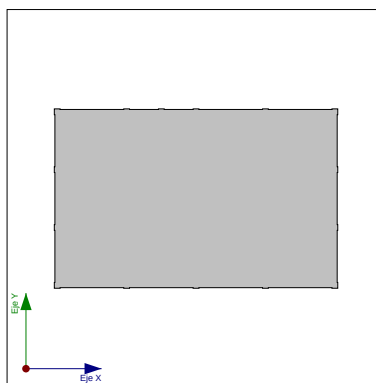
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ductilidad alta

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra



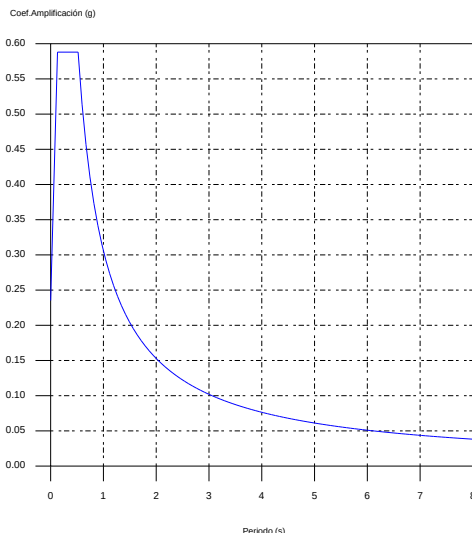
Justificación de la acción sísmica

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones



Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = a_c \cdot \alpha(T)$$

Donde:

$$\alpha(T) = 1 + (2,5 \cdot v - 1) \cdot \frac{T}{T_A} \quad T < T_A$$

$$\alpha(T) = 2,5 \cdot v \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$\alpha(T) = \frac{K \cdot C}{T} \cdot v \quad T > T_B$$

es el espectro normalizado de respuesta elástica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.588 g.

NCSE-02 (2.2, 2.3 y 2.4)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

a) Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)

$$a_c : \underline{0.235 \text{ g}}$$

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

$$a_b : \underline{0.230 \text{ g}}$$

r: Coeficiente adimensional de riesgo

$$r : \underline{1.00}$$

Tipo de construcción: Construcciones de importancia normal

S: Coeficiente de amplificación del terreno (NCSE-02, 2.2)

$$S : \underline{1.02}$$

$$S = \frac{C}{1,25}$$

$$\rho \cdot a_b \leq 0,1g$$

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

$$0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$$

$$S = 1,0$$

$$0,4g \leq \rho \cdot a_b$$

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

$$C : \underline{1.30}$$

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

$$a_b : \underline{0.230 \text{ g}}$$

r: Coeficiente adimensional de riesgo

$$r : \underline{1.00}$$

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-02, 2.5)

$$n : \underline{1.00}$$

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

$$W : \underline{5.00 \%}$$

T_A : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

$$T_A : \underline{0.13 \text{ s}}$$

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



Justificación de la acción sísmica

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

T_B: Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_B : 0.52 s

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

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

1.2.2.- Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (μ) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = a_c \cdot \left(1 + \left(2,5 \cdot \frac{v}{\mu} - 1 \right) \cdot \frac{T}{T_A} \right) \quad T < T_A$$

$$S_a = a_c \cdot 2,5 \cdot \frac{v}{\mu} \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$S_a = a_c \cdot \frac{K \cdot C}{T} \cdot \frac{v}{\mu} \quad T > T_B$$

b: Coeficiente de respuesta

b : 0.33

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

n: Coeficiente dependiente del amortiguamiento (NCSE-02, 2.5)

n : 1.00

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0,4}$$

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

m: Coeficiente de comportamiento por ductilidad (NCSE-02, 3.7.3.1)

m : 3.00

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad alta

a_c: Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)

a_c : 0.235 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

C: Coeficiente del terreno (NCSE-02, 2.4)

C : 1.30

T_A: Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_A : 0.13 s

T_B: Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)

T_B : 0.52 s

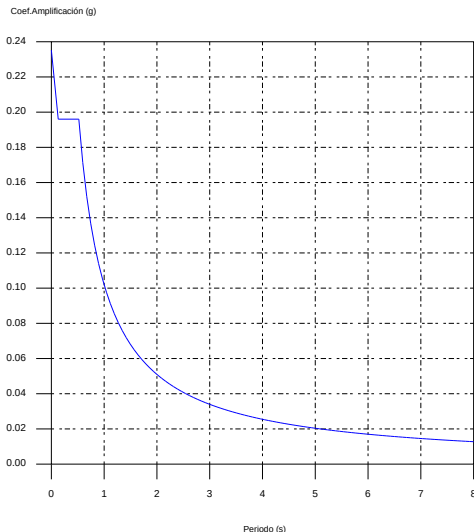
NCSE-02 (3.6.2.2)



Justificación de la acción sísmica

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18



Producido por una versión educativa de ETYPE

3.- Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.903	0.0711	0.4521	0.8892	2.04 %	82.71 %	R = 3 A = 1.108 m/s ² D = 22.8835 mm	R = 3 A = 1.108 m/s ² D = 22.8835 mm
Modo 2	0.876	0.2808	0.0666	0.9574	74.3 %	4.18 %	R = 3 A = 1.143 m/s ² D = 22.217 mm	R = 3 A = 1.143 m/s ² D = 22.217 mm
Modo 3	0.811	0.0448	0.0164	0.9989	12.57 %	1.68 %	R = 3 A = 1.235 m/s ² D = 20.5499 mm	R = 3 A = 1.235 m/s ² D = 20.5499 mm
Modo 4	0.321	0.0981	0.406	0.9086	0.44 %	7.47 %	R = 3 A = 1.923 m/s ² D = 5.0104 mm	R = 3 A = 1.923 m/s ² D = 5.0104 mm
Modo 5	0.314	0.3385	0.11	0.9345	6.85 %	0.72 %	R = 3 A = 1.923 m/s ² D = 4.81151 mm	R = 3 A = 1.923 m/s ² D = 4.81151 mm
Total					96.2 %	96.76 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

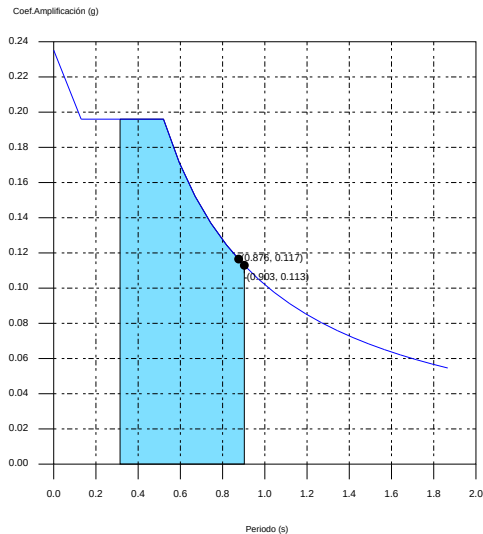
Representación de los periodos modales



Justificación de la acción sísmica

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18



Producido por una versión educativa de SYPE

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo 1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.903	0.113
Modo 2	0.876	0.117

4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
Forjado 6	(11.95, 7.55)	(11.61, 7.83)	0.34	-0.28
Forjado 5	(11.92, 7.57)	(11.61, 7.83)	0.31	-0.26
Forjado 4	(11.92, 7.56)	(11.61, 7.83)	0.31	-0.26
Forjado 3	(11.92, 7.57)	(11.61, 7.83)	0.31	-0.26
Forjado 2	(11.91, 7.57)	(11.61, 7.83)	0.30	-0.26
Forjado 1	(11.90, 7.57)	(11.61, 7.83)	0.29	-0.25

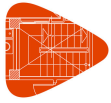
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

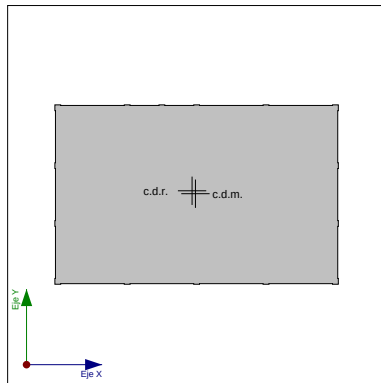
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



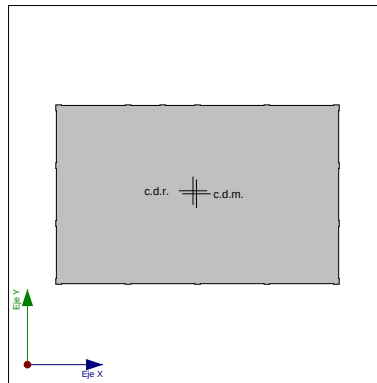
Justificación de la acción sísmica

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

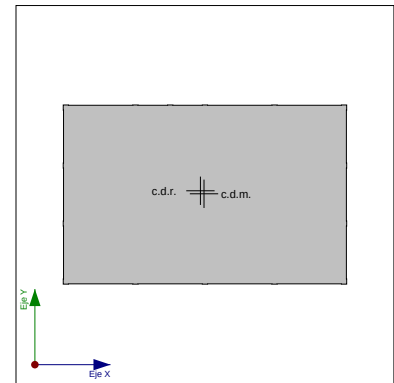
Fecha: 19/06/18



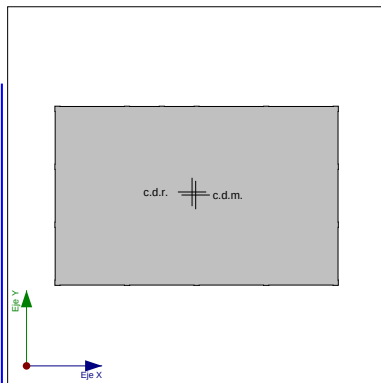
Forjado 1



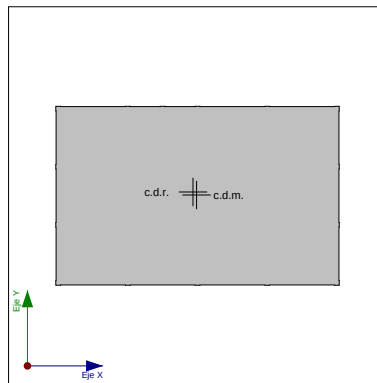
Forjado 2



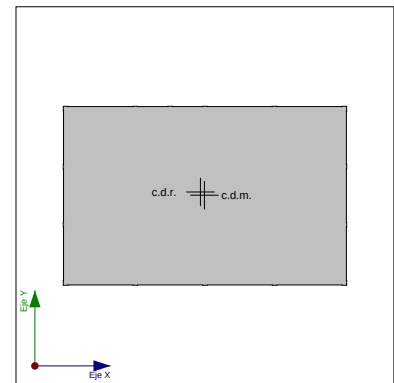
Forjado 3



Forjado 4



Forjado 5



Forjado 6

por una versión educativa de CYPE

1.5.- Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

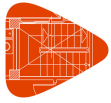
1.5.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,X}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
Forjado 6	478.100	478.100	206.000	206.000
Forjado 5	1103.860	636.366	452.848	253.356
Forjado 4	1611.731	553.395	634.463	214.356
Forjado 3	2034.882	505.635	784.133	210.661
Forjado 2	2392.975	458.089	920.949	206.247
Forjado 1	2653.769	333.119	1028.370	154.591

Hipótesis sísmica: Sismo Y1



Justificación de la acción sísmica

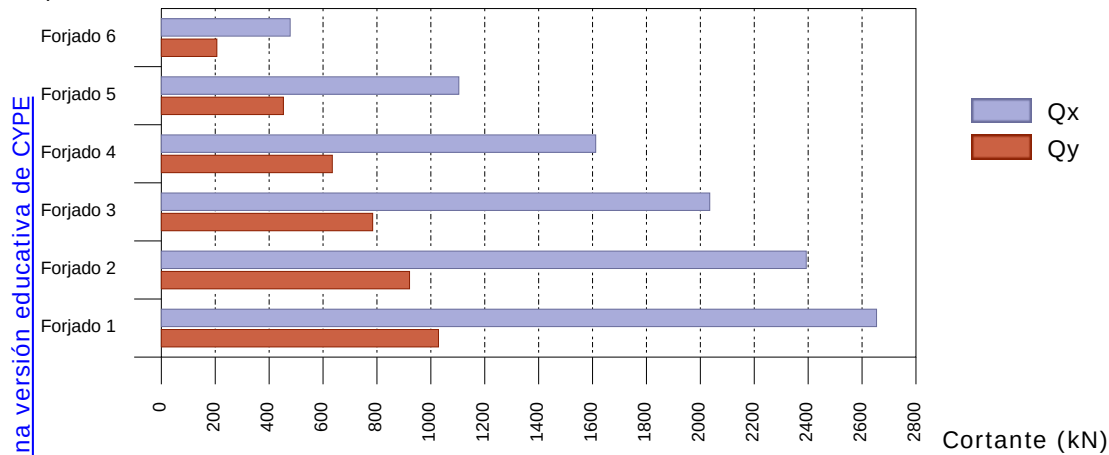
estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

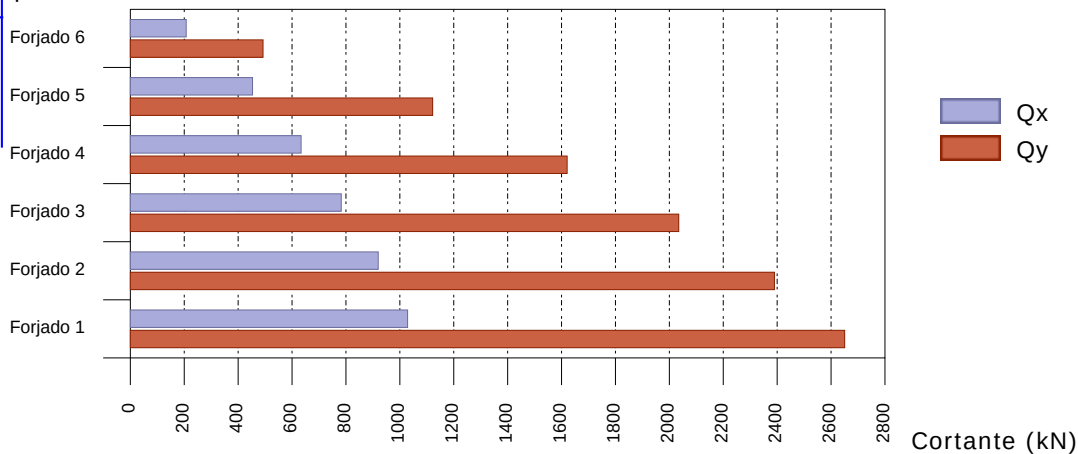
Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Forjado 6	207.374	207.374	492.361	492.361
Forjado 5	453.396	252.673	1121.736	641.545
Forjado 4	633.652	213.810	1620.826	554.091
Forjado 3	782.697	211.016	2034.848	515.110
Forjado 2	919.861	207.901	2389.864	475.343
Forjado 1	1028.741	156.763	2650.532	346.497

Cortantes sísmicos máximos por planta

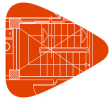
Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1



Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

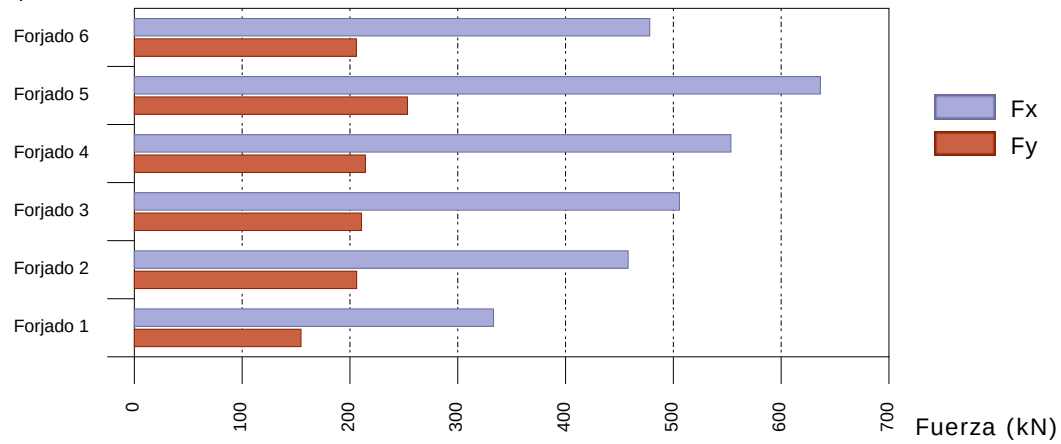


Justificación de la acción sísmica

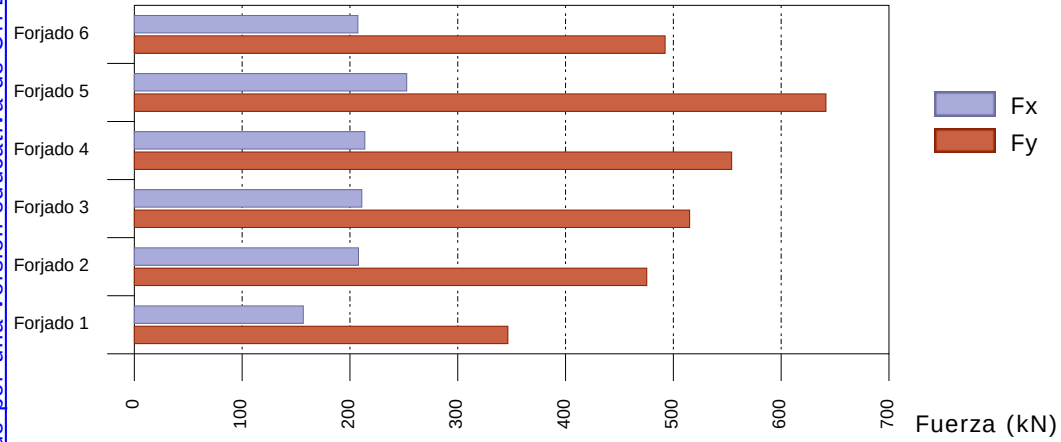
estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1



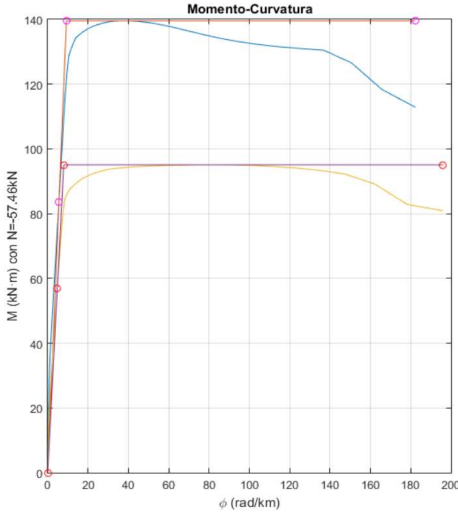
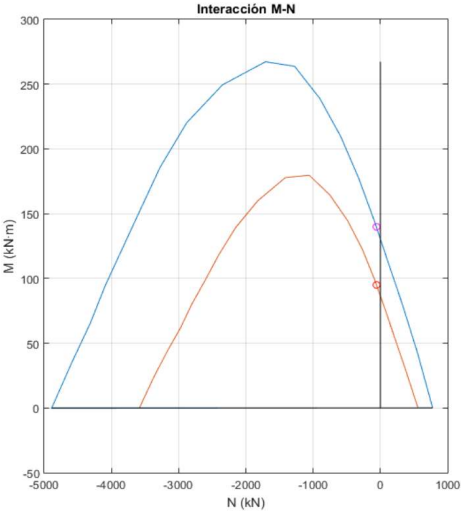
12. ANEXO C. CÁLCULO DEL DETERIORO DE LA ESTRUCTURA POR LA AFECCIÓN DEL INCENDIO

Este Anexo se compone del contenido siguiente:

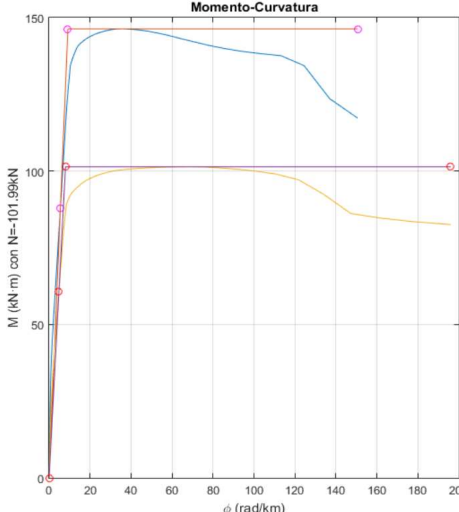
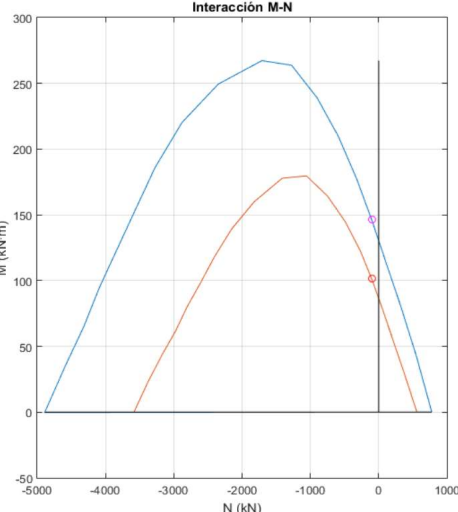
- Diagramas de interacción de las secciones de pilares en esquina (P1), borde (P3) y central (P10) de la estructura original vs estructura dañada
- Tablas de la afección del incendio a los momentos, cortantes y ratios de daño

Diagramas de interacción de las secciones de pilares en esquina, borde y central con la estructura original vs estructura afectada

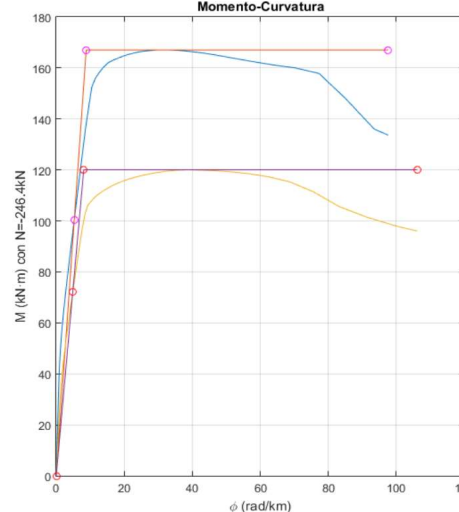
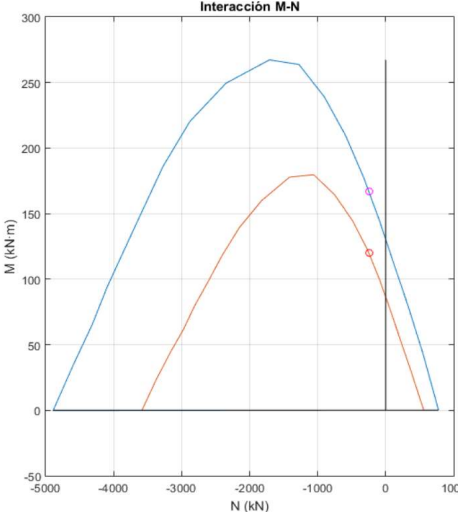
Pilar 1 en planta 6ª. Con Nd =57.46 kN



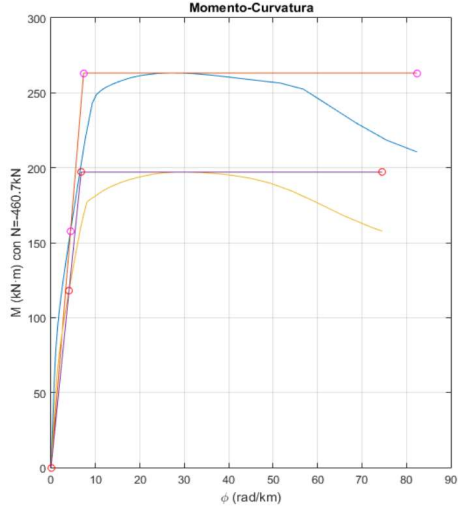
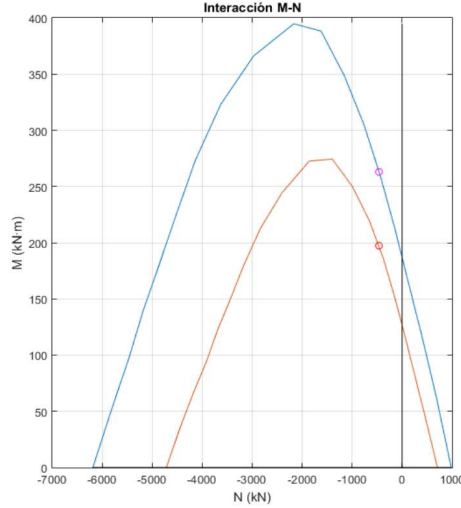
Pilar 3 en planta 6ª. Con Nd =101.99 kN



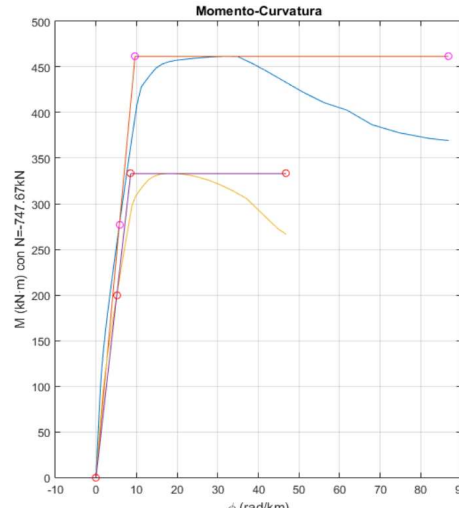
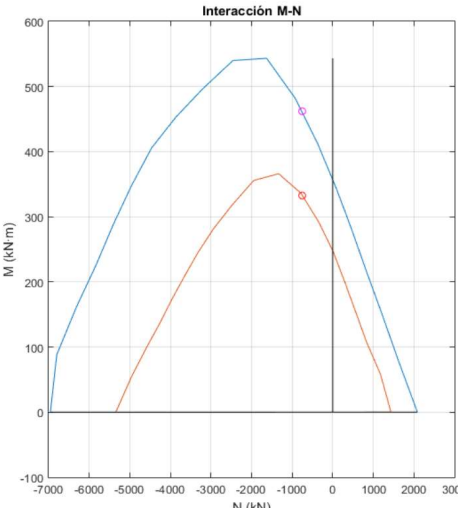
Pilar 10 en planta 6ª. Con Nd = 246.4 kN



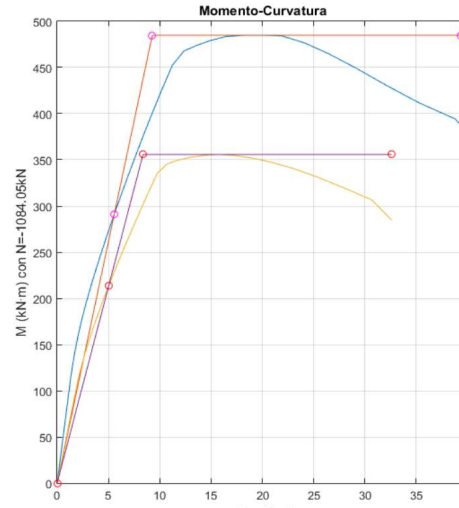
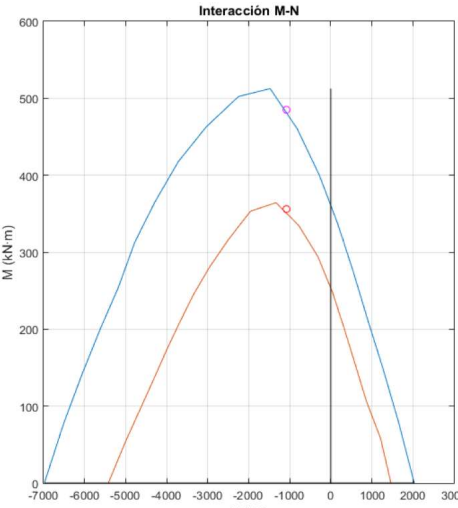
Pilar 1 en planta 3ª. Con Nd = 460.7 kN



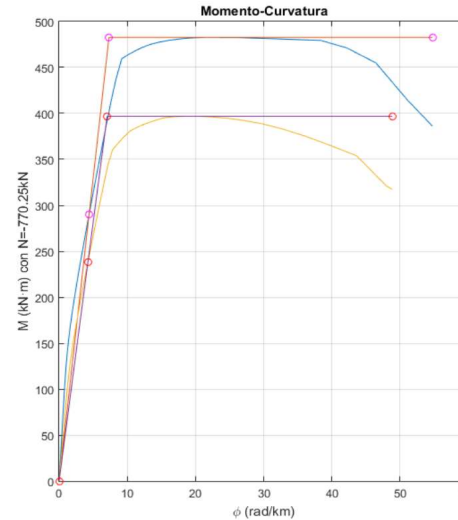
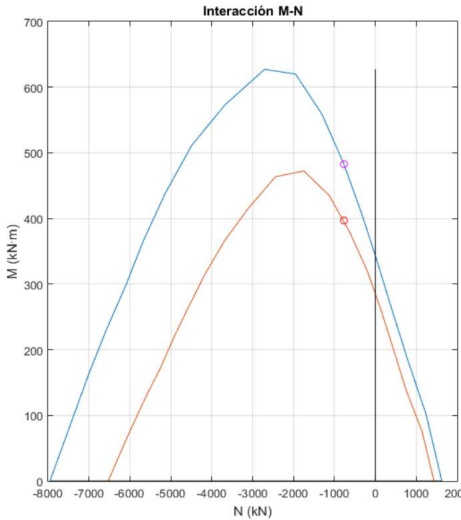
Pilar 3 en planta 3ª. Con Nd = 747.67 kN



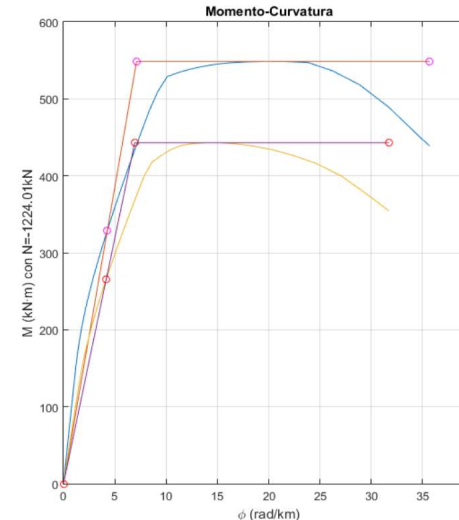
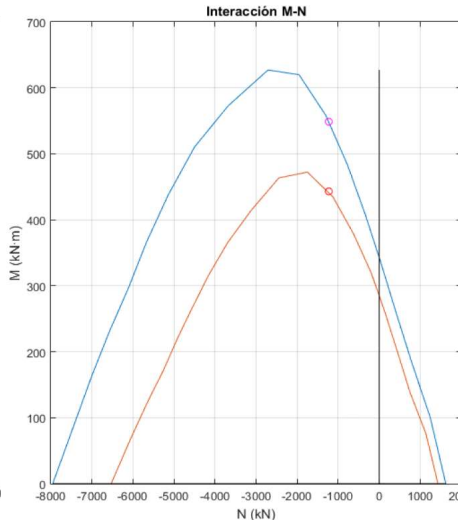
Pilar 10 en planta 3ª. Con Nd = 1084.05 kN



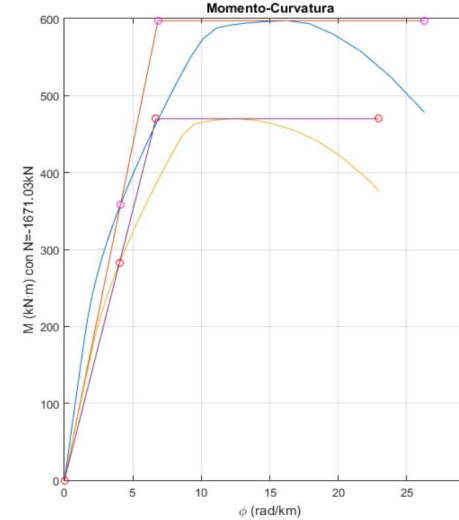
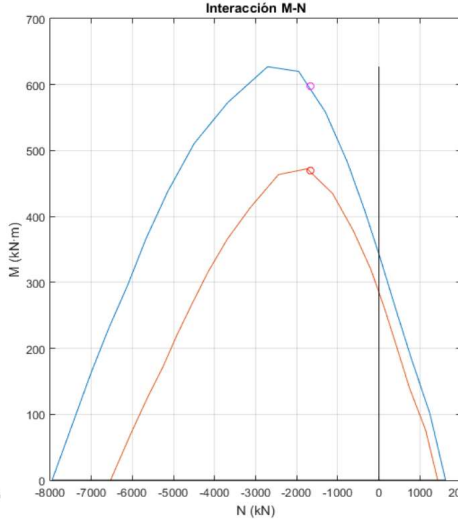
Pilar 1 en planta 1ª. Con Nd = 770.25 kN



Pilar 3 en planta 1ª. Con Nd = 1224.01 kN



Pilar 10 en planta 1ª. Con Nd = 1671.03 kN



Tablas de afección del incendio a los momentos, cortantes y ratios de daño

Tabla de momentos últimos originales y reducidos, cortantes iniciales y reducidos. Ratios de afección del cortante por planta

	Nº Pilar	Mu (kNm)	Mudam (kNm)	% daño M	Qini (kN)	Qdam (kN)	ΣQini	Σqdam	Ratio afección
PLANTA 6ª	P1	114.02	69.56	61.01	294.25	177.73	2192.95	1499.97	0.68
	P3	147.48	102.55	69.53	1046.63	720.57			
	P10	165.09	117.74	71.32	852.08	601.67			
PLANTA 3ª	P1	236.33	170.29	72.06	619.88	442.31	6495.88	4672.62	0.72
	P3	462.67	334.12	72.22	3337.29	2386.57			
	P10	483.94	354.92	73.34	2538.70	1843.74			
PLANTA 1ª	P1	494.26	408.37	82.62	878.68	721.18	5678.35	4525.49	0.80
	P3	547.24	441.61	80.70	2675.40	2144.68			
	P10	597.45	469.88	78.65	2124.27	1659.62			

Cálculo Q mediante PTV

$$Q_{ini} = \sum_{i=1}^{N^{\circ} pilares} \frac{2 * M_{max}}{H_{planta} - L_p}$$

$$Q_{dam} = \sum_{i=1}^{N^{\circ} pilares} \frac{2 * M_{maxdam}}{H_{planta} - L_p}$$

Nº de pilares por planta	
Esquina	4
Borde	11
Centrales	8

CTE

$N_d = N_{PP} * \gamma_{PP} + N_{CM} * \gamma_{CM} + N_Q * \gamma_Q * \psi_{2,1}$

$M_d = M_{PP} * \gamma_{PP} + M_{CM} * \gamma_{CM} + M_Q * \gamma_Q * \psi_{2,1}$

1

1

1

0.3

Los términos de axil han sido obtenidos de los listados de cálculo de Cype

Los términos de momento han sido obtenidos de los listados de cálculo de Cype

Nº Pilar		Nd (kN)	Md (kNm)	Mmax (kNm)	Mmax dam (kNm)	Mu (kNm) [Mmax - Md]	Mu dam (kNm) [Mmax dam - Md]
FORJADO 6	P1	57.46	25.52	139.54	95.08	114.02	69.56
	P3	101.99	-1.16	146.32	101.39	147.48	102.55
	P10	246.4	2.32	167.41	120.06	165.09	117.74
FORJADO 3	P1	460.7	26.85	263.18	197.14	236.33	170.29
	P3	747.67	-1.06	461.61	333.06	462.67	334.12
	P10	1084.05	0.9	484.84	355.82	483.94	354.92
FORJADO 1	P1	770.25	-11.53	482.73	396.84	494.26	408.37
	P3	1224.01	1.36	548.6	442.97	547.24	441.61
	P10	1671.03	0	597.45	469.88	597.45	469.88

Obtenidos de Matlab (estructura original y dañada)

Obtención del ratio Ki y resumen de datos afectados

$$Ratio\ Ki = \frac{K_{daño}}{K_{origen}} = \frac{\alpha * \frac{12 * E * I_{daño}}{h^3}}{\alpha * \frac{12 * E * I_{origen}}{h^3}} = \frac{I_{daño}}{I_{origen}}$$
$$I_{daño} = \frac{1}{12} * a_{daño} * b_{daño}^3$$
$$I_{origen} = \frac{1}{12} * a_{origen} * b_{origen}^3$$

ESTRUCTURA DAÑADA POR EL FUEGO

PLANTA 6ª	Ratio Ki	Ratio Qi	T
PLANTA 3ª	0.51	0.68	0.903
PLANTA 1ª	0.56	0.72	0.93
PLANTA 1ª	0.60	0.8	1.023
ESTRUCTURA SIN DAÑO	1	1	0.903

13. ANEXO D. CÁLCULO DE LA CONCENTRACIÓN DE DAÑO POR MÉTODOS ENERGÉTICOS

Este Anexo contiene las tablas Excel utilizadas en el estudio de concentración de daño, de las que se han obtenido las gráficas representadas en los apartados 8.6 y 8.7 del presente documento.

Además se han incluido las tablas para el cálculo de la matriz de masas y de rigideces laterales de la estructura inicial. Por tanto en este apartado se podrán observar:

1. TABLAS EXCEL PARA EL CÁLCULO DE LA CONCENTRACIÓN DE DAÑO

- Caso 1 y 2. Estructura original cerca de falla
- Caso 1 y 2. Estructura original lejos de falla
- Caso 1 y 2. Estructura con 1ª planta incendiada cerca de falla
- Caso 1 y 2. Estructura con 1ª planta incendiada lejos de falla
- Caso 1 y 2. Estructura con 3ª planta incendiada cerca de falla
- Caso 1 y 2. Estructura con 3ª planta incendiada lejos de falla
- Caso 1 y 2. Estructura con 6ª planta incendiada cerca de falla
- Caso 1 y 2. Estructura con 6ª planta incendiada lejos de falla

2. TABLAS PARA EL CÁLCULO DE LA MATRIZ DE MASAS

3. TABLAS PARA EL CÁLCULO DE LOS CORTANTES POR PLANTA, DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y CÁLCULO FINAL DE LAS RIGIDECES LATERALES (ORIGINALES)

Caso 1 y 2. Estructura original cerca de falla

N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6
6	0.903	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN

Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02

ab	225.4	cm/s2
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.90	s
αe1	0.564	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	962.24	kN/cm
η/μ	1.50	
α1	0.136	
α1	0.150	

rgy dissipation																													
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Qyi * b(kN)	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	b	factor desviac	αi/α1 * b	p=b*pdist	si-p^~n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)	
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	1.74	1.78	0.23	541.60	492.36	541.60	1.115	-48.72%	0.32	0.093%	21.360%	1.10	1.23	0.564	224.578	0.98633		60472.52	344.4151628	0.324	1670.61		
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.06	1.01	0.30	1233.91	1121.74	692.32	1.270	-22.24%	0.42	0.120%	0.200%	1.10	1.40	0.855	1.944	0.00854		523.59	1.013879177	0.419	2948.23		
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.10	0.75	0.36	1782.91	1620.83	549.00	1.223	-11.42%	0.45	0.129%	0.143%	1.10	1.35	0.974	0.490	0.00215		131.83	0.163552369	0.452	3943.81		
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	4.25	0.73	0.45	2238.34	2034.85	455.42	1.152	-2.46%	0.55	0.156%	0.161%	1.10	1.27	1.073	0.193	0.00085		51.97	0.042465365	0.547	4094.10		
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	4.87	0.63	0.52	2628.85	2389.86	390.51	1.082	-0.11%	0.56	0.160%	0.163%	1.10	1.19	1.099	0.167	0.00073		44.88	0.030443524	0.561	4688.08		
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.09	1.00	1.00	2915.58	2650.53	286.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.200%	1.10	1.10	1.100	0.319	0.00140		85.80	0.029962275	0.982	2968.57		
		19477.02																			Wp=Σsip^~n		227.691	1.00000	1431.77	61310.58			
																					γ1=Σsip^~n/(s1p1^~n)		714.590						

Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribucion de cortante de Akiyama

ab	225.4	cm/s2
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.90	s
αe1	0.564	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	962.24	kN/cm
η/μ	1.50	
α1	0.136	
α1	0.150	

length and energy dissipation										p=b, puesto que Distribuc Optima																			
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (	si-p^~n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)				
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	1.74	1.78	0.23	1.10	1056.12	1056.12	2.174	0.00%	0.63	0.181%	1.084%	1.000	0.074	0.08166		5006.49	7.4986814	0.632	1670.61				
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.06	1.01	0.30	1.10	1586.82	530.71	1.633	0.00%	0.54	0.154%	0.923%	1.000	0.095	0.10446		6404.43	7.4986814	0.538	2948.23				
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.10	0.75	0.36	1.10	2012.70	425.88	1.381	0.00%	0.51	0.146%	0.875%	1.000	0.114	0.12563		7702.41	7.4986814	0.510	3943.81				
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	4.25	0.73	0.45	1.10	2294.79	282.09	1.181	0.00%	0.56	0.160%	0.961%	1.000	0.143	0.15732		9645.26	7.4986814	0.561	4094.10				
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	4.87	0.63	0.52	1.10	2631.84	337.05	1.083	0.00%	0.56	0.160%	0.962%	1.000	0.164	0.18071		11079.21	7.4986814	0.561	4688.08				
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.09	1.00	1.00	1.10	2915.58	283.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	1.178%	1.000	0.319	0.35023		21472.79	7.4986814	0.982	2968.57				
																					Wp=Σsip^~n		0.910	1.00000	1431.77	61310.58			
																					γ1=Σsip^~n/(s1p1^~n)			2.855					

Caso 1 y 2. Estructura original lejos de falla

N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6
6	0.903	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN

Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02

ab	225.4	cm/s2
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.90	s
αe1	0.564	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	962.24	kN/cm
η/μ	6.00	
α1	0.136	
α1	0.150	

gy dissipation																													
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Qyi * b(kN)	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	b	factor desviac	αi/α1 * b	p=b*pdist	si-p^~n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)	
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	1.74	1.78	0.23	541.60	492.36	541.60	1.115	-48.72%	0.32	0.093%	5.410%	1.10	1.23	0.564	224.578	0.98633			60472.52	344.4151628	0.324	1670.61	
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.06	1.01	0.30	1233.91	1121.74	692.32	1.270	-22.24%	0.42	0.120%	0.140%	1.10	1.40	0.855	1.944	0.00854			523.59	1.013879177	0.419	2948.23	
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.10	0.75	0.36	1782.91	1620.83	549.00	1.223	-11.42%	0.45	0.129%	0.133%	1.10	1.35	0.974	0.490	0.00215			131.83	0.163552369	0.452	3943.81	
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	4.25	0.73	0.45	2238.34	2034.85	455.42	1.152	-2.46%	0.55	0.156%	0.157%	1.10	1.27	1.073	0.193	0.00085			51.97	0.042465365	0.547	4094.10	
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	4.87	0.63	0.52	2628.85	2389.86	390.51	1.082	-0.11%	0.56	0.160%	0.161%	1.10	1.19	1.099	0.167	0.00073			44.88	0.030443524	0.561	4688.08	
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.09	1.00	1.00	2915.58	2650.53	286.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.197%	1.10	1.10	1.100	0.319	0.00140			85.80	0.029962275	0.982	2968.57	
																						Wp=Σsip^~n		227.691	1.00000	1431.77	61310.58		
																						γ1=Σsip^~n/(s1p1^~n)		714.590					

Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribucion de cortante de Akiyama

ab	225.4	cm/s2
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.90	s
αe1	0.564	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	962.24	kN/cm
η/μ	6.00	
α1	0.136	
α1	0.150	

length and energy dissipation										p=b, puesto que Distribuc Optima																		
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(ai/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Qyi (kN)	Fi (kN)	ai/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(ai/α1)/(ai/α1)opt (	si-p^~n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)			
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	1.74	1.78	0.23	1.10	1056.12	1056.12	2.174	0.00%	0.63	0.181%	0.406%	1.000	0.074	0.08166		5006.49	7.4986814	0.632	1670.61			
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.06	1.01	0.30	1.10	1586.82	530.71	1.633	0.00%	0.54	0.154%	0.346%	1.000	0.095	0.10446		6404.43	7.4986814	0.538	2948.23			
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.10	0.75	0.36	1.10	2012.70	425.88	1.381	0.00%	0.51	0.146%	0.328%	1.000	0.114	0.12563		7702.41	7.4986814	0.510	3943.81			
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	4.25	0.73	0.45	1.10	2294.79	282.09	1.181	0.00%	0.56	0.160%	0.360%	1.000	0.143	0.15732		9645.26	7.4986814	0.561	4094.10			
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	4.87	0.63	0.52	1.10	2631.84	337.05	1.083	0.00%	0.56	0.160%	0.361%	1.000	0.164	0.18071		11079.21	7.4986814	0.561	4688.08			
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.09	1.00	1.00	1.10	2915.58	283.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.442%	1.000	0.319	0.35023		21472.79	7.4986814	0.982	2968.57			
																						Wp=Σsip^~n	0.910	1.00000	1431.77	61310.58		
																						γ1=Σsip^~n/(s1p1^~n)	2.855					

Caso 1 y 2. Estructura con 1ª planta incendiada cerca de falla																												
N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6												
6	1.023	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN												
Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02																												
ab	225.4	cm/s2																										
TG	0.4	s																										
VE	112.7	cm/s																										
ξ	5.00%																											
VD	79.46	cm/s																										
T	1.02	s																										
αe1	0.498																											
μ1	3																											
n0	12.00																											
keq	749.73	kN/cm																										
η/μ	1.50																											
α1	0.136																											
α1	0.109																											
zy dissipation																												
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Qyi*b*deter (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	factor desviac	b	p=b*pdist	si-p^-n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	2.23	1.07	0.14	1.000	492.36	541.60	541.60	1.533	-29.49%	0.32	0.093%	19.292%	1.10	0.705	9.260	0.89251		54590.13	310.9125805	0.324	1670.61	
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	0.60	0.18	1.000	1121.74	1233.91	692.32	1.746	6.92%	0.42	0.120%	0.193%	1.10	1.069	0.080	0.00773		472.66	0.915255266	0.419	2948.23	
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.45	0.22	1.000	1620.83	1782.91	549.00	1.682	21.80%	0.45	0.129%	0.142%	1.10	1.218	0.020	0.00195		119.00	0.147643003	0.452	3943.81	
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	5.46	0.44	0.27	1.000	2034.85	2238.34	455.42	1.584	34.12%	0.55	0.156%	0.160%	1.10	1.341	0.008	0.00077		46.91	0.038334597	0.547	4094.10	
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.38	0.31	1.000	2389.86	2628.85	390.51	1.488	37.34%	0.56	0.160%	0.163%	1.10	1.373	0.007	0.00066		40.51	0.027482166	0.561	4688.08	
1	500	3247.92	1781.142	0	1.000	1.000	2.38	1.00	1.00	0.800	2650.53	2120.42	-508.42	1.000	0.00%	1.19	0.238%	0.609%	1.00	1.000	1.000	0.09639	1577.71	5895.43	2.335439316	1.190	1781.14	
		19477.02																			Wp=Σsip^(-n)	10.375	1.00000		61164.65			
																					γ1=Σsip^(-n)/(s1p1^(-n))	10.375						
Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribucion de cortante de Akiyama																												
ab	225.4	cm/s2																										
TG	0.4	s																										
VE	112.7	cm/s																										
ξ	5.00%																											
VD	79.46	cm/s																										
T	1.02	s																										
αe1	0.498																											
μ1	3																											
n0	12.00																											
keq	749.73	kN/cm																										
η/μ	1.50																											
α1	0.136																											
α1	0.109																											
Strength and energy dissipation																												
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (C	si-p^-n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)		
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	2.23	1.07	0.14	1.10	1,000	1056.12	1056.12	2.990	37.50%	0.63	0.181%	0.214%		1.375	0.003	0.00299		183.84	0.275354398	0.632	1670.61	
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	0.60	0.18	1.10	1,000	1586.82	530.71	2.246	37.50%	0.54	0.154%	0.182%		1.375	0.004	0.00383		235.17	0.275354398	0.538	2948.23	
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.45	0.22	1.10	1.000	2012.70	425.88	1.899	37.50%	0.51	0.146%	0.173%		1.375	0.005	0.00460		282.84	0.275354398	0.510	3943.81	
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	5.46	0.44	0.27	1.10	1.000	2294.79	282.09	1.624	37.50%	0.56	0.160%	0.190%		1.375	0.006	0.00576		354.18	0.275354398	0.561	4094.10	
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.38	0.31	1.10	1.000	2631.84	337.05	1.490	37.50%	0.56	0.160%	0.190%		1.375	0.007	0.00662		406.83	0.275354398	0.561	4688.08	
1	500	3247.92	1781.142	0	1.000	1.000	2.38	1.00	1.00	1.00	0.800	2120.42	-511.42	1.000	0.00%	1.19	0.238%	4.012%		1.000	1.000	0.97621	1262.17	60017.33	23.77550726	1.190	1781.14	
		19477.02																			Wp=Σsip^(-n)	1.024	1.00000		61480.19			
																					γ1=Σsip^(-n)/(s1p1^(-n))	1.024						

Caso 1 y 2. Estructura con 1ª planta incendiada lejos de falla																																																
N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6																																
6	1.023	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN																																
Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02																																																
ab	225.4	cm/s2																																														
TG	0.4	s																																														
VE	112.7	cm/s																																														
ξ	5.00%																																															
VD	79.46	cm/s																																														
T	1.02	s																																														
αe1	0.498																																															
μ1	3																																															
n0	12.00																																															
keq	749.73	kN/cm																																														
η/μ	6.00																																															
α1	0.136																																															
α1	0.109																																															
gy dissipation																																																
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Deterioro	Qyi (kN)	Qyi*b*deter (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	factor desviac	b	p=b*pdist	si·p^(-n)	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)																				
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	2.23	1.07	0.14	1.000	492.36	541.60	541.60	1.533	-29.49%	0.32	0.093%	4.892%	1.10		0.705	9.260	0.89251		54590.13	310.9125805	0.324	1670.61																				
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	0.60	0.18	1.000	1121.74	1233.91	692.32	1.746	6.92%	0.42	0.120%	0.138%	1.10		1.069	0.080	0.00773		472.66	0.915255266	0.419	2948.23																				
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.45	0.22	1.000	1620.83	1782.91	549.00	1.682	21.80%	0.45	0.129%	0.132%	1.10		1.218	0.020	0.00195		119.00	0.147643003	0.452	3943.81																				
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	5.46	0.44	0.27	1.000	2034.85	2238.34	455.42	1.584	34.12%	0.55	0.156%	0.157%	1.10		1.341	0.008	0.00077		46.91	0.038334597	0.547	4094.10																				
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.38	0.31	1.000	2389.86	2628.85	390.51	1.488	37.34%	0.56	0.160%	0.161%	1.10		1.373	0.007	0.00066		40.51	0.027482166	0.561	4688.08																				
1	500	3247.92	1781.142	0	1.000	1.000	2.38	1.00	1.00	0.800	2650.53	2120.42	-508.42	1.000	0.00%	1.19	0.238%	0.331%	1.00		1.000	1.000	0.09639	1577.71	5895.43	2.335439316	1.190	1781.14																				
		19477.02																			Wp=Σsip^(-n)	10.375	1.00000		61164.65																							
																					γ1=Σsip^(-n)/(s1p1^(-n))	10.375																										
Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribucion de cortante de Akiyama																																																
ab	225.4	cm/s2																																														
TG	0.4	s																																														
VE	112.7	cm/s																																														
ξ	5.00%																																															
VD	79.46	cm/s																																														
T	1.02	s																																														
αe1	0.498																																															
μ1	3																																															
n0	12.00																																															
keq	749.73	kN/cm																																														
η/μ	6.00																																															
α1	0.136																																															
α1	0.109																																															
Strength and energy dissipation																																																
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Deterioro	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (i	si·p^(-n)	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)																						
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	2.23	1.07	0.14	1.10	1,000	1056.12	1056.12	2.990	37.50%	0.63	0.181%	0.189%		1.375	0.003	0.00299		183.84	0.275354398	0.632	1670.61																					
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	0.60	0.18	1.10	1,000	1586.82	530.71	2.246	37.50%	0.54	0.154%	0.161%		1.375	0.004	0.00383		235.17	0.275354398	0.538	2948.23																					
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.45	0.22	1.10	1,000	2012.70	425.88	1.899	37.50%	0.51	0.146%	0.153%		1.375	0.005	0.00460		282.84	0.275354398	0.510	3943.81																					
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	5.46	0.44	0.27	1.10	1,000	2294.79	282.09	1.624	37.50%	0.56	0.160%	0.167%		1.375	0.006	0.00576		354.18	0.275354398	0.561	4094.10																					
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.38	0.31	1.10	1,000	2631.84	337.05	1.490	37.50%	0.56	0.160%	0.168%		1.375	0.007	0.00662		406.83	0.275354398	0.561	4688.08																					
1	500	3247.92	1781.142	0	1.000	1.000	2.38	1.00	1.00	1.00	0.800	2120.42	-511.42	1.000	0.00%	1.19	0.238%	1.182%		1.000	1.000	0.97621	1262.17	60017.33	23.77550726	1.190	1781.14																					
		19477.02																		Wp=Σsip^(-n)	1.024	1.00000		61480.19																								
																				γ1=Σsip^(-n)/(s1p1^(-n))	1.024																											

Caso 1 y 2. Estructura con 3ª planta incendiada cerca de falla

N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6
6	0.930	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN

Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02

ab	225.4	cm/s ²
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.93	s
αe1	0.548	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	749.73	kN/cm
η/μ	1.50	
α1	0.136	
α1	0.150	

gy dissipation										b										Check							
nsto,i	hi (kN)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Qyi*b*deter (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	factor desviac	p=b*pdist	si-p^α-n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	dy,i (cm)	k,i (kN/m)
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	2.23	1.78	0.23	1.000	492.36	541.60	541.60	1.115	-48.72%	0.32	0.093%	17.227%	1.10	0.513	704.823	0.79293		48718.32	277.4702673	0.324	1670.61
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	1.01	0.30	1.000	1121.74	1233.91	692.32	1.270	-22.24%	0.42	0.120%	0.185%	1.10	0.778	6.103	0.00687		421.82	0.816808773	0.419	2948.23
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.75	0.36	1.000	1620.83	1782.91	549.00	1.223	-11.42%	0.45	0.129%	0.141%	1.10	0.886	1.536	0.00173		106.20	0.131762258	0.452	3943.81
3	350	3245.67	2292.696	0.333	0.666	1.181	3.06	1.29	0.80	0.720	2034.85	1465.09	-317.82	0.754	-36.16%	0.64	0.183%	1.754%	1.00	0.638	174.897	0.19676		12089.13	12.91254048	0.639	2292.70
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.63	0.52	1.000	2389.86	2628.85	1163.75	1.082	-0.11%	0.56	0.160%	0.163%	1.10	0.999	0.523	0.00059		36.15	0.024526135	0.561	4688.08
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.96	1.00	1.00	1.000	2650.53	2915.58	286.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.200%	1.10	1.000	1.000	0.00113		69.12	0.024138427	0.982	2968.57
		19477.02																		Wp=Σsip^α-n	888.882	1.00000	1301.61	61440.75			
																				γ1=Σsip^α-n/(s1p1^α-n)	888.882						

Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de Akiyama

ab	225.4	cm/s ²
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.93	s
αe1	0.548	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	907.18	kN/cm
η/μ	1.50	
α1	0.136	
α1	0.150	

Length and energy dissipation										p=b, puesto que Distribuc Optima																				Check	Check
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (	si-p^a-n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	dy,i (cm)	k,i (kN/m)					
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	1.84	1.78	0.23	1.10	1,000	1056.12	1056.12	2.174	0.00%	0.63	0.181%	0.200%	1.000	0.233	0.00176		108.20	0.162065232	0.632	1670.61					
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.25	1.01	0.30	1.10	1,000	1586.82	530.71	1.633	0.00%	0.54	0.154%	0.170%	1.000	0.298	0.00226		138.42	0.162065232	0.538	2948.23					
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.35	0.75	0.36	1.10	1.000	2012.70	425.88	1.381	0.00%	0.51	0.146%	0.162%	1.000	0.359	0.00272		166.47	0.162065232	0.510	3943.81					
3	350	3245.67	2292.696	0.333	0.666	1.181	2.53	1.29	0.80	1.00	0.720	1502.05	-510.65	0.773	-34.55%	0.66	0.187%	7.820%	0.655	129.706	0.98179		60193.97	61.16915748	0.655	2292.70					
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	5.17	0.63	0.52	1.10	1.000	2631.84	1129.79	1.083	0.00%	0.56	0.160%	0.178%	1.000	0.516	0.00391		239.45	0.162065232	0.561	4688.08					
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.27	1.00	1.00	1.10	1.000	2915.58	283.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.218%	1.000	1.000	0.00757		464.08	0.162065232	0.982	2968.57					
		1947.02																	Wp=Σsip^a-n	132.112	1.00000	1431.77	61310.58								
																			γ1=Σsip^a-n/(s1p1^a-n)	414.624											

Caso 1 y 2. Estructura con 3ª planta incendiada lejos de falla

N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6
6	0.930	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN

Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02

ab	225.4	cm/s ²
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.93	s
ae1	0.548	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	749.73	kN/cm
η/μ	6.00	
α1	0.136	
α1	0.150	

gy dissipation														b										Check		Check								
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	$\Sigma(wj/w)$	$(\alpha i/\alpha 1)_{opt}$	Xi	k1/ki	si	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Qyi*b*deter (kN)	Fi (kN)	$\alpha i/\alpha 1$	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	factor desviac	p=b*pdist	si-p^a-n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	dy,i (cm)	k,i (kN/m)							
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	2.23	1.78	0.23	1.000	492.36	541.60	541.60	1.115	-48.72%	0.32	0.093%	4.376%	1.10	0.513	704.823	0.79293		48718.32	277.4702673	0.324	1670.61							
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	1.01	0.30	1.000	1121.74	1233.91	692.32	1.270	-22.24%	0.42	0.120%	0.136%	1.10	0.778	6.103	0.00687		421.82	0.816808773	0.419	2948.23							
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.75	0.36	1.000	1620.83	1782.91	549.00	1.223	-11.42%	0.45	0.129%	0.132%	1.10	0.886	1.536	0.00173		106.20	0.131762258	0.452	3943.81							
3	350	3245.67	2292.696	0.333	0.666	1.181	3.06	1.29	0.80	0.720	2034.85	1465.09	-317.82	0.754	-36.16%	0.64	0.183%	0.576%	1.00	0.638	174.897	0.19676		12089.13	12.91254048	0.639	2292.70							
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.63	0.52	1.000	2389.86	2628.85	1163.75	1.082	-0.11%	0.56	0.160%	0.161%	1.10	0.999	0.523	0.00059		36.15	0.024526135	0.561	4688.08							
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.96	1.00	1.00	1.000	2650.53	2915.58	286.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.197%	1.10	1.000	1.000	0.00113		69.12	0.024138427	0.982	2968.57							
																				Wp=Σsip^a-n		888.882	1.00000		1301.61	61440.75								
																				$\gamma 1=\Sigma sip^a-n/(s1p1^a-n)$		888.882												

Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de Akiyama

ab	225.4	cm/s ²
TG	0.4	s
VE	112.7	cm/s
ξ	5.00%	
VD	79.46	cm/s
T	0.93	s
αe1	0.548	
μ1	3	
n0	12.00	
keq	907.18	kN/cm
η/μ	6.00	
α1	0.136	
α1	0.150	

Length and energy dissipation										p=b, puesto que Distribuc Optima																				Check		Check	
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (	si-p^α-n	Wpi/Wp	We (kN-cm)	Wpi (kN-cm)	η	dy,i (cm)	k,i (kN/m)							
6	350	3244.92	1670.61	0.833	0.167	2.174	1.84	1.78	0.23	1.10	1,000	1056.12	1056.12	2.174	0.00%	0.63	0.181%	0.185%	1.000	0.233	0.00176		108.20	0.162065232	0.632	1670.61							
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.25	1.01	0.30	1.10	1,000	1586.82	530.71	1.633	0.00%	0.54	0.154%	0.158%	1.000	0.298	0.00226		138.42	0.162065232	0.538	2948.23							
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.35	0.75	0.36	1.10	1.000	2012.70	425.88	1.381	0.00%	0.51	0.146%	0.150%	1.000	0.359	0.00272		166.47	0.162065232	0.510	3943.81							
3	350	3245.67	2292.696	0.333	0.666	1.181	2.53	1.29	0.80	1.00	0.720	1502.05	-510.65	0.773	-34.55%	0.66	0.187%	2.095%	0.655	129.706	0.98179		60193.97	61.16915748	0.655	2292.70							
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	5.17	0.63	0.52	1.10	1.000	2631.84	1129.79	1.083	0.00%	0.56	0.160%	0.165%	1.000	0.516	0.00391		239.45	0.162065232	0.561	4688.08							
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.27	1.00	1.00	1.10	1.000	2915.58	283.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.202%	1.000	1.000	0.00757		464.08	0.162065232	0.982	2968.57							
		1947.02																	Wp=Σsip^α-n	132.112	1.00000	1431.77	61310.58										
																			γ1=Σsip^α-n/(s1p1^α-n)	414.624													

Caso 1 y 2. Estructura con 6ª planta incendiada cerca de falla																													
N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6													
6	0.903	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN													
Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02																													
ab	225.4	cm/s2																											
TG	0.4	s																											
VE	112.7	cm/s																											
ξ	5.00%																												
VD	79.46	cm/s																											
T	0.90	s																											
αe1	0.564																												
μ1	3																												
n0	12.00																												
keq	749.73	kN/cm																											
η/μ	1.50																												
α1	0.136																												
α1	0.150																												
gy dissipation																													
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Qyi*b*deter (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	b	factor desviac	b ya está multipl. Antes	p=b*pdist	si-p^~n	Wpi/Wp	We (kN·cm)	Wpi (kN·cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)
6	350	3244.92	852.0111	0.833	0.167	2.174	1.14	3.48	0.46	0.680	492.36	334.80	334.80	0.689	-68.30%	0.39	0.112%	35.066%	1.00		0.317	443725.994	0.99998		61439.39	466.9913334	0.393	852.01	
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	1.01	0.30	1.000	1121.74	1233.91	899.11	1.270	-22.24%	0.42	0.120%	0.120%	1.10		0.778	6.103	0.00001		0.84	0.001636213	0.419	2948.23	
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.75	0.36	1.000	1620.83	1782.91	549.00	1.223	-11.42%	0.45	0.129%	0.129%	1.10		0.886	1.536	0.00000		0.21	0.000263943	0.452	3943.81	
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	5.46	0.73	0.45	1.000	2034.85	2238.34	455.42	1.152	-2.46%	0.55	0.156%	0.156%	1.10		0.975	0.606	0.00000		0.08	6.85312E-05	0.547	4094.10	
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.63	0.52	1.000	2389.86	2628.85	390.51	1.082	-0.11%	0.56	0.160%	0.160%	1.10		0.999	0.523	0.00000		0.07	4.91302E-05	0.561	4688.08	
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.96	1.00	1.00	1.000	2650.53	2915.58	286.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.196%	1.10		1.000	1.000	0.00000		0.14	4.83536E-05	0.982	2968.57	
		19477.02																			Wp=Σsip^~n	443735.762	1.00000	1301.61	61440.75				
																					γ1=Σsip^~n/(s1p1^~n)	443735.762							
Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribucion de cortante de Akiyama																													
ab	225.4	cm/s2																											
TG	0.4	s																											
VE	112.7	cm/s																											
ξ	5.00%																												
VD	79.46	cm/s																											
T	0.90	s																											
αe1	0.564																												
μ1	3																												
n0	12.00																												
keq	962.24	kN/cm																											
η/μ	1.50																												
α1	0.136																												
α1	0.150																												
trength and energy dissipation																													
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (	si-p^~n	Wpi/Wp	We (kN·cm)	Wpi (kN·cm)	η	Check dy,i (cm)	Check k,i (kN/m)			
6	350	3244.92	852.0111	0.833	0.167	2.174	0.89	3.48	0.46	1.00	0.680	652.87	652.87	1.344	-38.18%	0.77	0.219%	17.792%		0.618	146.784	0.98245		60234.57	120.4024245	0.766	852.01		
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.06	1.01	0.30	1.10	1.000	1586.82	933.95	1.633	0.00%	0.54	0.154%	0.168%		1.000	0.298	0.00200		122.39	0.143305355	0.538	2948.23		
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.10	0.75	0.36	1.10	1.000	2012.70	425.88	1.381	0.00%	0.51	0.146%	0.160%		1.000	0.359	0.00240		147.20	0.143305355	0.510	3943.81		
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	4.25	0.73	0.45	1.10	1.000	2294.79	282.09	1.181	0.00%	0.56	0.160%	0.175%		1.000	0.449	0.00301		184.33	0.143305355	0.561	4094.10		
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	4.87	0.63	0.52	1.10	1.000	2631.84	337.05	1.083	0.00%	0.56	0.160%	0.176%		1.000	0.516	0.00345		211.73	0.143305355	0.561	4688.08		
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.09	1.00	1.00	1.10	1.000	2915.58	283.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.215%		1.000	1.000	0.00669		410.36	0.143305355	0.982	2968.57		
		19477.02																			Wp=Σsip^~n	149.407	1.00000	1431.77	61310.58				
																					γ1=Σsip^~n/(s1p1^~n)	468.902							

Caso 1 y 2. Estructura con 6ª planta incendiada lejos de falla																														
N	T	ab	g	W	h1	h2	h3	h4	h5	h6	w1	w2	w3	w4	w5	w6														
6	0.903	2.254 m/s2	9.8 m/s2	19477.02 kN	5	8.5	12	15.5	19	22.5	3247.92 kN	3247.92 kN	3245.67 kN	3245.67 kN	3244.92 kN	3244.92 kN														
Caso 1: Análisis de concentración de daño con distribución de cortante de NCSE-02																														
ab	225.4	cm/s2																												
TG	0.4	s																												
VE	112.7	cm/s																												
ξ	5.00%																													
VD	79.46	cm/s																												
T	0.90	s																												
αe1	0.564																													
μ1	3																													
n0	12.00																													
keq	749.73	kN/cm																												
η/μ	6.00																													
α1	0.136																													
α1	0.150																													
gy dissipation																														
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Qyi*b*deter (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	factor desviac	b	b ya está multipl. Antes	Check	Check							
6	350	3244.92	852.0111	0.833	0.167	2.174	1.14	3.48	0.46	0.680	492.36	334.80	334.80	0.689	-68.30%	0.39	0.112%	8.851%	1.00		p=b*pdist	0.317	443725.994	0.99998		61439.39	466.9913334	0.393	852.01	
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.93	1.01	0.30	1.000	1121.74	1233.91	899.11	1.270	-22.24%	0.42	0.120%	0.120%	1.10		si-p^-n	0.778	6.103	0.00001		0.84	0.001636213	0.419	2948.23	
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	5.26	0.75	0.36	1.000	1620.83	1782.91	549.00	1.223	-11.42%	0.45	0.129%	0.129%	1.10		Wpi/Wp	0.886	1.536	0.00000		0.21	0.000263943	0.452	3943.81	
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	5.46	0.73	0.45	1.000	2034.85	2238.34	455.42	1.152	-2.46%	0.55	0.156%	0.156%	1.10		We (kN·cm)	0.975	0.606	0.00000		0.08	6.85312E-05	0.547	4094.10	
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	6.25	0.63	0.52	1.000	2389.86	2628.85	390.51	1.082	-0.11%	0.56	0.160%	0.160%	1.10		Wpi (kN·cm)	0.999	0.523	0.00000		0.07	4.91302E-05	0.561	4688.08	
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.96	1.00	1.00	1.000	2650.53	2915.58	286.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.196%	1.10		η	1.000	1.000	0.00000		0.14	4.83536E-05	0.982	2968.57	
		19477.02																			Wp=Σsip^-n		443735.762	1.00000	1301.61	61440.75				
																					γl=Σsip^-n/(s1p1^-n)		443735.762							
Caso 2: Análisis de concentración de daño con distribucion de cortante de Akiyama																														
ab	225.4	cm/s2																												
TG	0.4	s																												
VE	112.7	cm/s																												
ξ	5.00%																													
VD	79.46	cm/s																												
T	0.90	s																												
αe1	0.564																													
μ1	3																													
n0	12.00																													
keq	962.24	kN/cm																												
η/μ	6.00																													
α1	0.136																													
α1	0.150																													
trength and energy dissipation																														
nsto,i	hi (cm)	wi (kN)	ki (kN/cm)	x'=x/H=(i-1)/N	Σ(wj/w)	(αi/α1)opt	Xi	k1/ki	si	p=b	Deterioro Qyi	Qyi (kN)	Fi (kN)	αi/α1	%s/optimal	dy,i (cm)	IDI,yield (%)	IDI,max (%)	p=(αi/α1)/(αi/α1)opt (	si-p^-n	Wpi/Wp	We (kN·cm)	Wpi (kN·cm)	η	Check	Check				
6	350	3244.92	852.0111	0.833	0.167	2.174	0.89	3.48	0.46	1.00	0.680	652.87	652.87	1.344	-38.18%	0.77	0.219%	4.612%		0.618	146.784	0.98245		60234.57	120.4024245	0.766	852.01			
5	350	3244.92	2948.23	0.667	0.333	1.633	3.06	1.01	0.30	1.10	1.000	1586.82	933.95	1.633	0.00%	0.54	0.154%	0.157%		1.000	0.298	0.00200		122.39	0.143305355	0.538	2948.23			
4	350	3245.67	3943.81	0.500	0.500	1.381	4.10	0.75	0.36	1.10	1.000	2012.70	425.88	1.381	0.00%	0.51	0.146%	0.149%		1.000	0.359	0.00240		147.20	0.143305355	0.510	3943.81			
3	350	3245.67	4094.1	0.333	0.666	1.181	4.25	0.73	0.45	1.10	1.000	2294.79	282.09	1.181	0.00%	0.56	0.160%	0.164%		1.000	0.449	0.00301		184.33	0.143305355	0.561	4094.10			
2	350	3247.92	4688.08	0.167	0.833	1.083	4.87	0.63	0.52	1.10	1.000	2631.84	337.05	1.083	0.00%	0.56	0.160%	0.164%		1.000	0.516	0.00345		211.73	0.143305355	0.561	4688.08			
1	500	3247.92	2968.57	0	1.000	1.000	3.09	1.00	1.00	1.10	1.000	2915.58	283.74	1.000	0.00%	0.98	0.196%	0.201%		1.000	1.000	0.00669		410.36	0.143305355	0.982	2968.57			
		19477.02																			Wp=Σsip^-n	149.407	1.00000	1431.77	61310.58					
																					γl=Σsip^-n/(s1p1^-n)	468.902		(From VD)						

2. Tablas para el cálculo de la matriz de masas

	Tipo de forjado	Peso del forjado (Kn/m²)	Superficie (m²)	Peso total forjado (kN)
Forjado 6	Viguetas (25+5)	3.75	340.5	1276.875
Forjado 5	Viguetas (25+5)	3.75	340.5	1276.875
Forjado 4	Viguetas (25+5)	3.75	340.5	1276.875
Forjado 3	Viguetas (25+5)	3.75	340.5	1276.875
Forjado 2	Viguetas (25+5)	3.75	340.5	1276.875
Forjado 1	Viguetas (25+5)	3.75	340.5	1276.875

Tabla peso de forjados

	Peso total (kN)
Forjado 6	3244.92
Forjado 5	3244.92
Forjado 4	3245.67
Forjado 3	3245.67
Forjado 2	3247.92
Forjado 1	3247.92
Estructura	19477.0

Tabla de peso total de la estructura

	Longitud (m)	Sección (m²)	Peso propio (Kn/m³)	Peso total vigas (kN)
Forjado 6	181	0.22	35	1393.7
Forjado 5	181	0.22	35	1393.7
Forjado 4	181	0.22	35	1393.7
Forjado 3	181	0.22	35	1393.7
Forjado 2	181	0.22	35	1393.7
Forjado 1	181	0.22	35	1393.7
Riostras no estructurales	20.4	0.075	35	53.55
	14.7	0.055	35	28.2975

Tabla peso de vigas

	Sobrecarga de uso (kN/m²)	Superficie (m²)	Coeficiente	Peso total (kN)
Forjado 6	3	373.8	0.5	560.7
Forjado 5	3	373.8	0.5	560.7
Forjado 4	3	374.3	0.5	561.45
Forjado 3	3	374.3	0.5	561.45
Forjado 2	3	375.8	0.5	563.7
Forjado 1	3	375.8	0.5	563.7

Tabla pesos debidos a sobrecargas de uso

$$[M] = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & m_n \end{pmatrix} \left(\frac{kN \cdot s^2}{m} \right)$$

$$[M] = \begin{vmatrix} 330.78 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 330.78 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 330.85 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 330.85 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 331.08 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 331.08 \end{vmatrix}$$

3. Tablas para el cálculo de cortantes, desplazamientos y rigideces

$$[M] = \begin{bmatrix} 330.78 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 330.78 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 330.85 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 330.85 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 331.08 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 331.08 \end{bmatrix}$$

$$[\phi_n] = \begin{pmatrix} \text{Sen}\left(\frac{(2n-1) \cdot \pi \cdot h}{2H}\right) \\ \vdots \\ \vdots \end{pmatrix} \text{(radianes)}$$

$$[F_i] = [P] * [\phi_n]$$

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.968 \\ 0.873 \\ 0.722 \\ 0.525 \\ 0.294 \end{bmatrix}$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 330.78 \\ 320.19 \\ 288.83 \\ 238.88 \\ 173.82 \\ 97.34 \end{bmatrix} \text{ (kN)}$$

MATRIZ ESCALADA x10		
[F]x10 =	3307.8	
	3201.9	
	2888.4	
	2388.8	
	1738.2	
	973.4	
DIVIDIDA EN DOS FUERZAS LAT		
[F1]=[F2]=	1653.9	
	1601.0	
	1444.2	
	1194.4	
	869.1	
	486.7	

$$[Q_i] \text{ (kN)} = \begin{bmatrix} 3307.8 \\ 6509.7 \\ 9398.1 \\ 11786.9 \\ 13525.1 \\ 14498.5 \end{bmatrix}$$

	despl total δ_i (mm)	despl planta Δ_i (mm)
Forjado 6	172.19	19.8
Forjado 5	152.39	22.08
Forjado 4	130.31	23.83
Forjado 3	106.48	28.79
Forjado 2	77.69	28.85
Forjado 1	48.84	48.84

Tabla de despl laterales debidos a Fi

	Ki (kN/mm)
Forjado 6	167.06
Forjado 5	294.82
Forjado 4	394.38
Forjado 3	409.41
Forjado 2	468.81
Forjado 1	296.86

Tabla rigideces por planta

$$K_i = \frac{Q_i}{\Delta_i} \text{ (kN/mm)}$$

14. ANEXO E. DATOS DE OBRA

Nuevamente en este Anexo se hace uso de los listados de cálculo de Cype, esta vez con referencia al listado *“datos de obra”*, donde quedan definidos todos los parámetros tenidos en cuenta en el proceso de cálculo del edificio.

El citado listado ha sido exportado e incluido a continuación, en él se muestra el índice a seguir en el desarrollo del mismo.

1.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA.....	2
2.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.....	2
3.- NORMAS CONSIDERADAS.....	2
4.- ACCIONES CONSIDERADAS.....	2
4.1.- Gravitatorias.....	2
4.2.- Viento.....	2
4.3.- Sismo	4
4.3.1.- Datos generales de sismo.....	4
4.4.- Hipótesis de carga.....	5
4.5.- Listado de cargas.....	5
5.- ESTADOS LÍMITE.....	11
6.- SITUACIONES DE PROYECTO.....	11
6.1.- Coeficientes parciales de seguridad (g) y coeficientes de combinación (y).....	12
6.2.- Combinaciones.....	14
7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS.....	20
8.- DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS.....	20
8.1.- Pilares.....	20
9.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA.....	21
10.- LISTADO DE PAÑOS.....	21
10.1.- Autorización de uso.....	22
11.- LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN.....	25
12.- MATERIALES UTILIZADOS.....	25
12.1.- Hormigones.....	25
12.2.- Aceros por elemento y posición.....	25
12.2.1.- Aceros en barras.....	25
12.2.2.- Aceros en perfiles.....	26



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

1.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA

Versión: 2018

Número de licencia: 120040

2.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Clave: TFG1

3.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: EHE-08

Aceros conformados: CTE DB SE-A

Aceros laminados y armados: CTE DB SE-A

Forjados de viguetas: EHE-08

Categoría de uso: A. Zonas residenciales

4.- ACCIONES CONSIDERADAS

4.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (kN/m ²)	Cargas muertas (kN/m ²)
Forjado 6	1.0	0.6
Forjado 5	2.0	1.0
Forjado 4	2.0	1.0
Forjado 3	2.0	1.0
Forjado 2	2.0	1.0
Forjado 1	2.0	1.0
Cimentación	0.0	1.0

4.2.- Viento

CTE DB SE-AE

Código Técnico de la Edificación.

Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

Zona eólica: A

Grado de aspereza: IV. Zona urbana, industrial o forestal

La acción del viento se calcula a partir de la presión estática q_e que actúa en la dirección perpendicular a la superficie expuesta. El programa obtiene de forma automática dicha presión, conforme a los criterios del Código Técnico de la Edificación DB-SE AE, en función de la geometría del edificio, la zona eólica y grado de aspereza seleccionados, y la altura sobre el terreno del punto considerado:

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

Donde:

q_b Es la presión dinámica del viento conforme al mapa eólico del Anejo D.



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

c_e Es el coeficiente de exposición, determinado conforme a las especificaciones del Anejo D.2, en función del grado de aspereza del entorno y la altura sobre el terreno del punto considerado.

c_p Es el coeficiente eólico o de presión, calculado según la tabla 3.5 del apartado 3.3.4, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.

q_b (kN/m ²)	Viento X			Viento Y		
	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)	esbeltez	c_p (presión)	c_p (succión)
0.420	4.50	0.80	-0.69	0.75	0.80	-0.40

Presión estática			
Planta	C_e (Coef. exposición)	Viento X (kN/m ²)	Viento Y (kN/m ²)
Forjado 6	2.36	1.477	1.192
Forjado 5	2.24	1.398	1.128
Forjado 4	2.09	1.305	1.053
Forjado 3	1.91	1.192	0.962
Forjado 2	1.67	1.045	0.844
Forjado 1	1.34	0.834	0.673

Anchos de banda		
Plantas	Ancho de banda Y (m)	Ancho de banda X (m)
En todas las plantas	30.00	5.00

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden

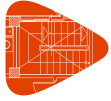
Coeficientes de Cargas

+X: 1.00 -X:1.00

+Y: 1.00 -Y:1.00

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
Forjado 6	77.526	10.430
Forjado 5	146.755	19.743
Forjado 4	137.004	18.431
Forjado 3	125.119	16.832
Forjado 2	109.764	14.766
Forjado 1	106.383	14.312

Conforme al artículo 3.3.2., apartado 2 del Documento Básico AE, se ha considerado que las fuerzas de viento por planta, en cada dirección del análisis, actúan con una excentricidad de $\pm 5\%$ de la dimensión máxima del edificio.



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

4.3.- Sismo

Norma utilizada: NCSE-02

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Método de cálculo: Análisis mediante espectros de respuesta (NCSE-02, 3.6.2)

4.3.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a_b : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.230 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo II

Sistema estructural

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad alta

W : Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

Tipo de construcción (NCSE-02, 2.2): Construcciones de importancia normal

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso

: 0.50

Fracción de sobrecarga de nieve

: 0.50

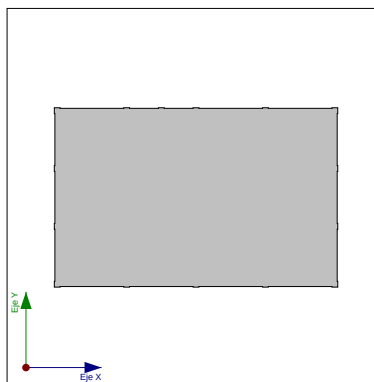
No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ductilidad alta

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

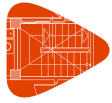
4.4.- Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Sobrecarga de uso Sismo X Sismo Y Viento +X exc.+ Viento +X exc.- Viento -X exc.+ Viento -X exc.- Viento +Y exc.+ Viento +Y exc.- Viento -Y exc.+ Viento -Y exc.-
-------------	--

4.5.- Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en kN, kN/m y kN/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Corjado 1	Peso propio	Lineal	12.00	(9.27,14.90) (11.69,14.89)
	Peso propio	Lineal	12.00	(9.26,10.14) (11.72,10.13)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(0.26,15.16) (23.73,15.15)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.15,15.15) (-0.17,-0.12)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.04,-0.15) (24.08,-0.18)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(24.12,-0.18) (24.14,15.10)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(0.10,15.07) (23.88,15.07)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(24.04,14.89) (24.05,0.10)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(23.86,-0.07) (0.14,-0.07)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(-0.07,0.16) (-0.07,14.85)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(9.06,14.99) (9.05,10.10)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(9.05,10.07) (11.92,10.08)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.95,10.11) (11.95,14.87)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(9.05,9.88) (9.05,4.95)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.95,9.91) (11.95,5.01)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.91,4.97) (9.07,4.97)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.95,4.91) (11.95,0.04)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(11.05,7.11) (11.05,5.03)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.75,15.00) (0.25,15.00) (0.25,14.75) (0.00,14.75) (0.00,10.25) (0.25,10.25) (0.25,10.00) (5.75,10.00) (5.75,10.25) (6.00,10.25) (6.00,14.75) (5.75,14.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(8.75,15.00) (6.25,15.00) (6.25,14.75) (6.00,14.75) (6.00,10.25) (6.25,10.25) (6.25,10.00) (8.75,10.00) (8.75,10.25) (9.00,10.25) (9.00,14.75) (8.75,14.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.75,15.00) (12.25,15.00) (12.25,14.75) (12.00,14.75) (12.00,10.25) (12.25,10.25) (12.25,10.00) (17.75,10.00) (17.75,10.25) (18.00,10.25) (18.00,14.75) (17.75,14.75)

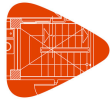


Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Producción por una versión educativa de CYPE	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,10.25) (24.00,14.75) (23.75,14.75) (23.75,15.00) (18.25,15.00) (18.25,14.75) (18.00,14.75) (18.00,10.25) (18.25,10.25) (18.25,10.00) (23.75,10.00) (23.75,10.25)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,5.25) (24.00,9.75) (23.75,9.75) (23.75,10.00) (18.25,10.00) (18.25,9.75) (18.00,9.75) (18.00,5.25) (18.25,5.25) (18.25,5.00) (23.75,5.00) (23.75,5.25)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.75,10.00) (12.25,10.00) (12.25,9.75) (12.00,9.75) (12.00,5.25) (12.25,5.25) (12.25,5.00) (17.75,5.00) (17.75,5.25) (18.00,5.25) (18.00,9.75) (17.75,9.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(9.00,9.75) (8.75,9.75) (8.75,10.00) (6.25,10.00) (6.25,9.75) (6.00,9.75) (6.00,5.25) (6.25,5.25) (6.25,5.00) (8.75,5.00) (8.75,5.25) (9.00,5.25) (9.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.75,10.00) (0.25,10.00) (0.25,9.75) (0.00,9.75) (0.00,5.25) (0.25,5.25) (0.25,5.00) (5.75,5.00) (5.75,5.25) (6.00,5.25) (6.00,9.75) (5.75,9.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.75,5.00) (0.25,5.00) (0.25,4.75) (0.00,4.75) (0.00,0.25) (0.25,0.25) (0.25,0.00) (5.75,0.00) (5.75,0.25) (6.00,0.25) (6.00,4.75) (5.75,4.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(11.75,5.00) (9.25,5.00) (9.25,4.75) (8.75,4.75) (8.75,5.00) (6.25,5.00) (6.25,4.75) (6.00,4.75) (6.00,0.25) (6.25,0.25) (6.25,0.00) (11.75,0.00) (11.75,0.25) (12.00,0.25) (12.00,4.75) (11.75,4.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.75,5.00) (12.25,5.00) (12.25,4.75) (12.00,4.75) (12.00,0.25) (12.25,0.25) (12.25,0.00) (17.75,0.00) (17.75,0.25) (18.00,0.25) (18.00,4.75) (17.75,4.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,0.25) (24.00,4.75) (23.75,4.75) (23.75,5.00) (18.25,5.00) (18.25,4.75) (18.00,4.75) (18.00,0.25) (18.25,0.25) (18.25,0.00) (23.75,0.00) (23.75,0.25)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.26,15.00) (11.72,14.98)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.31,10.01) (11.75,10.01)
Corjado 2	Peso propio	Lineal	12.00	(9.27,14.90) (11.69,14.89)
	Peso propio	Lineal	12.00	(9.26,10.14) (11.72,10.13)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(0.26,15.16) (23.73,15.15)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.15,15.15) (-0.17,-0.12)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(-0.04,-0.15) (24.08,-0.18)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(24.12,-0.18) (24.14,15.10)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(0.10,15.07) (23.88,15.07)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(24.04,14.89) (24.05,0.10)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(23.86,-0.07) (0.14,-0.07)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(-0.07,0.16) (-0.07,14.85)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(9.06,14.99) (9.05,10.10)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(9.05,10.07) (11.92,10.08)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.95,10.11) (11.95,14.87)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(9.05,9.88) (9.05,4.95)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.95,9.91) (11.95,5.01)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.91,4.97) (9.07,4.97)
	Cargas muertas	Lineal	8.00	(11.95,4.91) (11.95,0.04)
	Cargas muertas	Lineal	6.00	(11.05,7.11) (11.05,5.03)



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Producido por una versión educativa de CYPE	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.75,15.00) (0.25,15.00) (0.25,14.75) (0.00,14.75) (0.00,10.25) (0.25,10.25) (0.25,10.00) (5.75,10.00) (5.75,10.25) (6.00,10.25) (6.00,14.75) (5.75,14.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(8.75,15.00) (6.25,15.00) (6.25,14.75) (6.00,14.75) (6.00,10.25) (6.25,10.25) (6.25,10.00) (8.75,10.00) (8.75,10.25) (9.00,10.25) (9.00,14.75) (8.75,14.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.75,15.00) (12.25,15.00) (12.25,14.75) (12.00,14.75) (12.00,10.25) (12.25,10.25) (12.25,10.00) (17.75,10.00) (17.75,10.25) (18.00,10.25) (18.00,14.75) (17.75,14.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,10.25) (24.00,14.75) (23.75,14.75) (23.75,15.00) (18.25,15.00) (18.25,14.75) (18.00,14.75) (18.00,10.25) (18.25,10.25) (18.25,10.00) (23.75,10.00) (23.75,10.25)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,5.25) (24.00,9.75) (23.75,9.75) (23.75,10.00) (18.25,10.00) (18.25,9.75) (18.00,9.75) (18.00,5.25) (18.25,5.25) (18.25,5.00) (23.75,5.00) (23.75,5.25)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.75,10.00) (12.25,10.00) (12.25,9.75) (12.00,9.75) (12.00,5.25) (12.25,5.25) (12.25,5.00) (17.75,5.00) (17.75,5.25) (18.00,5.25) (18.00,9.75) (17.75,9.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(9.00,9.75) (8.75,9.75) (8.75,10.00) (6.25,10.00) (6.25,9.75) (6.00,9.75) (6.00,5.25) (6.25,5.25) (6.25,5.00) (8.75,5.00) (8.75,5.25) (9.00,5.25) (9.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.75,10.00) (0.25,10.00) (0.25,9.75) (0.00,9.75) (0.00,5.25) (0.25,5.25) (0.25,5.00) (5.75,5.00) (5.75,5.25) (6.00,5.25) (6.00,9.75) (5.75,9.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.75,5.00) (0.25,5.00) (0.25,4.75) (0.00,4.75) (0.00,0.25) (0.25,0.25) (0.25,0.00) (5.75,0.00) (5.75,0.25) (6.00,0.25) (6.00,4.75) (5.75,4.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(11.75,5.00) (9.25,5.00) (9.25,4.75) (8.75,4.75) (8.75,5.00) (6.25,5.00) (6.25,4.75) (6.00,4.75) (6.00,0.25) (6.25,0.25) (6.25,0.00) (11.75,0.00) (11.75,0.25) (12.00,0.25) (12.00,4.75) (11.75,4.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.75,5.00) (12.25,5.00) (12.25,4.75) (12.00,4.75) (12.00,0.25) (12.25,0.25) (12.25,0.00) (17.75,0.00) (17.75,0.25) (18.00,0.25) (18.00,4.75) (17.75,4.75)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,0.25) (24.00,4.75) (23.75,4.75) (23.75,5.00) (18.25,5.00) (18.25,4.75) (18.00,4.75) (18.00,0.25) (18.25,0.25) (18.25,0.00) (23.75,0.00) (23.75,0.25)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.26,15.00) (11.72,14.98)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.31,10.01) (11.75,10.01)
Forjado 3	Peso propio	Lineal	12.00	(9.25,10.11) (11.75,10.10)
	Peso propio	Lineal	12.00	(9.23,14.93) (11.78,14.93)
	Peso propio	Superficial	1.00	(11.80,5.00) (12.00,4.80) (11.80,4.80)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(-0.02,15.15) (23.96,15.15)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(24.16,14.91) (24.17,0.01)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(23.86,-0.18) (0.07,-0.17)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(-0.17,0.07) (-0.16,14.96)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(0.15,15.09) (23.88,15.10)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(24.10,14.85) (24.11,0.13)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(23.84,-0.04) (0.15,-0.04)



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Producido por una versión educativa de CYPE	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-0.04,0.15) (-0.05,14.85)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(9.01,14.87) (9.01,5.08)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(9.02,5.02) (11.88,5.01)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(11.96,5.10) (11.98,14.88)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(11.09,7.17) (11.10,4.91)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(11.97,0.04) (11.98,4.90)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.78,15.00) (0.22,15.00) (0.23,14.78) (0.00,14.78) (0.00,10.23) (0.23,10.23) (0.22,10.00) (5.78,10.00) (5.78,10.23) (6.00,10.23) (6.00,14.78) (5.78,14.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(8.78,15.00) (6.22,15.00) (6.22,14.78) (6.00,14.78) (6.00,10.23) (6.22,10.23) (6.22,10.00) (8.78,10.00) (8.78,10.23) (9.00,10.23) (9.00,14.78) (8.78,14.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.77,15.00) (12.23,15.00) (12.23,14.78) (12.00,14.78) (12.00,10.23) (12.23,10.23) (12.23,10.00) (17.77,10.00) (17.77,10.23) (18.00,10.23) (18.00,14.78) (17.77,14.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,10.23) (24.00,14.78) (23.77,14.78) (23.77,15.00) (18.23,15.00) (18.23,14.78) (18.00,14.78) (18.00,10.23) (18.23,10.23) (18.23,10.00) (23.77,10.00) (23.77,10.23)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.78,10.00) (0.22,10.00) (0.23,9.78) (0.00,9.78) (0.00,5.22) (0.23,5.22) (0.22,5.00) (5.78,5.00) (5.78,5.22) (6.00,5.22) (6.00,9.78) (5.78,9.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(9.00,9.78) (8.78,9.78) (8.78,10.00) (6.22,10.00) (6.22,9.78) (6.00,9.77) (6.00,5.22) (6.22,5.22) (6.22,5.00) (8.78,5.00) (8.78,5.22) (9.00,5.22) (9.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.77,10.00) (12.23,10.00) (12.23,9.78) (12.00,9.77) (12.00,5.22) (12.23,5.22) (12.23,5.00) (17.77,5.00) (17.77,5.22) (18.00,5.22) (18.00,9.78) (17.77,9.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,5.23) (24.00,9.78) (23.77,9.78) (23.77,10.00) (18.23,10.00) (18.23,9.78) (18.00,9.78) (18.00,5.22) (18.23,5.22) (18.23,5.00) (23.77,5.00) (23.77,5.22)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.78,5.00) (0.22,5.00) (0.23,4.78) (0.00,4.78) (0.00,0.23) (0.23,0.23) (0.22,0.00) (5.78,0.00) (5.78,0.23) (6.00,0.23) (6.00,4.78) (5.78,4.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(11.78,5.00) (9.22,5.00) (9.22,4.78) (8.78,4.78) (8.78,5.00) (6.22,5.00) (6.22,4.78) (6.00,4.77) (6.00,0.22) (6.22,0.23) (6.22,0.00) (11.78,0.00) (11.78,0.23) (12.00,0.23) (12.00,4.78) (11.78,4.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.77,5.00) (12.23,5.00) (12.23,4.78) (12.00,4.77) (12.00,0.22) (12.23,0.23) (12.23,0.00) (17.77,0.00) (17.77,0.23) (18.00,0.22) (18.00,4.78) (17.77,4.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,0.22) (24.00,4.78) (23.77,4.78) (23.77,5.00) (18.23,5.00) (18.23,4.78) (18.00,4.78) (18.00,0.23) (18.23,0.23) (18.23,0.00) (23.77,0.00) (23.77,0.23)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.24,14.87) (11.74,14.87)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.24,10.16) (11.76,10.15)
Forjado 4	Peso propio	Lineal	12.00	(9.25,10.11) (11.75,10.10)
	Peso propio	Lineal	12.00	(9.23,14.93) (11.78,14.93)
	Peso propio	Superficial	1.00	(11.80,5.00) (12.00,4.80) (11.80,4.80)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(-0.02,15.15) (23.96,15.15)



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Producido por una versión educativa de CYPE	Cargas muertas	Lineal	7.00	(24.16,14.91) (24.17,0.01)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(23.86,-0.18) (0.07,-0.17)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(-0.17,0.07) (-0.16,14.96)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(0.15,15.09) (23.88,15.10)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(24.10,14.85) (24.11,0.13)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(23.84,-0.04) (0.15,-0.04)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-0.04,0.15) (-0.05,14.85)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(9.01,14.87) (9.01,5.08)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(9.02,5.02) (11.88,5.01)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(11.96,5.10) (11.98,14.88)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(11.09,7.17) (11.10,4.91)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(11.97,0.04) (11.98,4.90)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.78,15.00) (0.22,15.00) (0.23,14.78) (0.00,14.78) (0.00,10.23) (0.23,10.23) (0.22,10.00) (5.78,10.00) (5.78,10.23) (6.00,10.23) (6.00,14.78) (5.78,14.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(8.78,15.00) (6.22,15.00) (6.22,14.78) (6.00,14.78) (6.00,10.23) (6.22,10.23) (6.22,10.00) (8.78,10.00) (8.78,10.23) (9.00,10.23) (9.00,14.78) (8.78,14.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.77,15.00) (12.23,15.00) (12.23,14.78) (12.00,14.78) (12.00,10.23) (12.23,10.23) (12.23,10.00) (17.77,10.00) (17.77,10.23) (18.00,10.23) (18.00,14.78) (17.77,14.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,10.23) (24.00,14.78) (23.77,14.78) (23.77,15.00) (18.23,15.00) (18.23,14.78) (18.00,14.78) (18.00,10.23) (18.23,10.23) (18.23,10.00) (23.77,10.00) (23.77,10.23)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.78,10.00) (0.22,10.00) (0.23,9.78) (0.00,9.78) (0.00,5.22) (0.23,5.22) (0.22,5.00) (5.78,5.00) (5.78,5.22) (6.00,5.22) (6.00,9.78) (5.78,9.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(9.00,9.78) (8.78,9.78) (8.78,10.00) (6.22,10.00) (6.22,9.78) (6.00,9.77) (6.00,5.22) (6.22,5.22) (6.22,5.00) (8.78,5.00) (8.78,5.22) (9.00,5.22) (9.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.77,10.00) (12.23,10.00) (12.23,9.78) (12.00,9.77) (12.00,5.22) (12.23,5.22) (12.23,5.00) (17.77,5.00) (17.77,5.22) (18.00,5.22) (18.00,9.78) (17.77,9.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,5.23) (24.00,9.78) (23.77,9.78) (23.77,10.00) (18.23,10.00) (18.23,9.78) (18.00,9.78) (18.00,5.22) (18.23,5.22) (18.23,5.00) (23.77,5.00) (23.77,5.22)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.78,5.00) (0.22,5.00) (0.23,4.78) (0.00,4.78) (0.00,0.23) (0.23,0.23) (0.22,0.00) (5.78,0.00) (5.78,0.23) (6.00,0.23) (6.00,4.78) (5.78,4.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(11.78,5.00) (9.22,5.00) (9.22,4.78) (8.78,4.78) (8.78,5.00) (6.22,5.00) (6.22,4.78) (6.00,4.77) (6.00,0.22) (6.22,0.23) (6.22,0.00) (11.78,0.00) (11.78,0.23) (12.00,0.23) (12.00,4.78) (11.78,4.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.77,5.00) (12.23,5.00) (12.23,4.78) (12.00,4.77) (12.00,0.22) (12.23,0.23) (12.23,0.00) (17.77,0.00) (17.77,0.23) (18.00,0.22) (18.00,4.78) (17.77,4.78)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,0.22) (24.00,4.78) (23.77,4.78) (23.77,5.00) (18.23,5.00) (18.23,4.78) (18.00,4.78) (18.00,0.23) (18.23,0.23) (18.23,0.00) (23.77,0.00) (23.77,0.23)



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.24,14.87) (11.74,14.87)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.24,10.16) (11.76,10.15)
Forjado 5	Peso propio	Lineal	12.00	(9.25,14.91) (11.80,14.92)
	Peso propio	Lineal	12.00	(11.79,10.13) (9.29,10.13)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(-0.06,15.15) (24.01,15.14)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(24.13,15.04) (24.14,-0.03)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(23.91,-0.14) (0.06,-0.14)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(-0.14,0.10) (-0.13,15.06)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(9.09,14.95) (9.10,5.07)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(9.10,4.89) (12.06,4.88)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(12.11,5.04) (12.14,15.02)
	Cargas muertas	Lineal	7.00	(12.12,4.88) (12.12,-0.01)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(0.11,-0.03) (23.87,-0.02)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(23.95,0.13) (23.99,14.90)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(23.91,15.03) (0.08,15.04)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(-0.02,14.90) (-0.07,0.11)
	Cargas muertas	Lineal	5.00	(11.08,7.08) (11.08,4.98)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.80,15.00) (0.20,15.00) (0.20,14.80) (0.00,14.80) (0.00,10.20) (0.20,10.20) (0.20,10.00) (5.80,10.00) (5.80,10.20) (6.00,10.20) (6.00,14.80) (5.80,14.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(8.80,15.00) (6.20,15.00) (6.20,14.80) (6.00,14.80) (6.00,10.20) (6.20,10.20) (6.20,10.00) (8.80,10.00) (8.80,10.20) (9.00,10.20) (9.00,14.80) (8.80,14.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.80,15.00) (12.20,15.00) (12.20,14.80) (12.00,14.80) (12.00,10.20) (12.20,10.20) (12.20,10.00) (17.80,10.00) (17.80,10.20) (18.00,10.20) (18.00,14.80) (17.80,14.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,10.20) (24.00,14.80) (23.80,14.80) (23.80,15.00) (18.20,15.00) (18.20,14.80) (18.00,14.80) (18.00,10.20) (18.20,10.20) (18.20,10.00) (23.80,10.00) (23.80,10.20)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.80,10.00) (0.20,10.00) (0.20,9.80) (0.00,9.80) (0.00,5.20) (0.20,5.20) (0.20,5.00) (5.80,5.00) (5.80,5.20) (6.00,5.20) (6.00,9.80) (5.80,9.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(9.00,9.80) (8.80,9.80) (8.80,10.00) (6.20,10.00) (6.20,9.80) (6.00,9.80) (6.00,5.20) (6.20,5.20) (6.20,5.00) (8.80,5.00) (8.80,5.20) (9.00,5.20) (9.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.80,10.00) (12.20,10.00) (12.20,9.80) (12.00,9.80) (12.00,5.20) (12.20,5.20) (12.20,5.00) (17.80,5.00) (17.80,5.20) (18.00,5.20) (18.00,9.80) (17.80,9.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,5.20) (24.00,9.80) (23.80,9.80) (23.80,10.00) (18.20,10.00) (18.20,9.80) (18.00,9.80) (18.00,5.20) (18.20,5.20) (18.20,5.00) (23.80,5.00) (23.80,5.20)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(5.80,5.00) (0.20,5.00) (0.20,4.80) (0.00,4.80) (0.00,0.20) (0.20,0.20) (0.20,0.00) (5.80,0.00) (5.80,0.20) (6.00,0.20) (6.00,4.80) (5.80,4.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(11.80,5.00) (9.20,5.00) (9.20,4.80) (8.80,4.80) (8.80,5.00) (6.20,5.00) (6.20,4.80) (6.00,4.80) (6.00,0.20) (6.20,0.20) (6.20,0.00) (11.80,0.00) (11.80,0.20) (12.00,0.20) (12.00,4.80) (11.80,4.80)

Producido por una versión educativa de CYPE



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(17.80,5.00) (12.20,5.00) (12.20,4.80) (12.00,4.80) (12.00,0.20) (12.20,0.20) (12.20,0.00) (17.80,0.00) (17.80,0.20) (18.00,0.20) (18.00,4.80) (17.80,4.80)
	Cargas muertas	Superficial	1.00	(24.00,0.20) (24.00,4.80) (23.80,4.80) (23.80,5.00) (18.20,5.00) (18.20,4.80) (18.00,4.80) (18.00,0.20) (18.20,0.20) (18.20,0.00) (23.80,0.00) (23.80,0.20)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.20,9.86) (11.79,9.87)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.21,14.96) (11.79,14.97)
Forjado 6	Cargas muertas	Superficial	0.60	(6.00,15.00) (0.00,15.00) (0.00,10.00) (6.00,10.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(9.00,15.00) (6.00,15.00) (6.00,10.00) (9.00,10.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(12.00,15.00) (9.00,15.00) (9.00,10.00) (12.00,10.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(18.00,15.00) (12.00,15.00) (12.00,10.00) (18.00,10.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(24.00,10.00) (24.00,15.00) (18.00,15.00) (18.00,10.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(6.00,10.00) (0.00,10.00) (0.00,5.00) (6.00,5.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(9.00,10.00) (6.00,10.00) (6.00,5.00) (9.00,5.00) (9.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(12.00,10.00) (9.00,10.00) (9.00,7.13) (12.00,7.13)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(11.07,7.13) (9.00,7.13) (9.00,5.00) (11.07,5.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(12.00,5.00) (12.00,7.13) (11.07,7.13) (11.07,5.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(18.00,10.00) (12.00,10.00) (12.00,5.00) (18.00,5.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(24.00,5.00) (24.00,10.00) (18.00,10.00) (18.00,5.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(24.00,0.00) (24.00,5.00) (18.00,5.00) (18.00,0.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(18.00,5.00) (12.00,5.00) (12.00,0.00) (18.00,0.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(12.00,5.00) (9.00,5.00) (6.00,5.00) (6.00,0.00) (12.00,0.00)
	Cargas muertas	Superficial	0.60	(6.00,5.00) (0.00,5.00) (0.00,0.00) (6.00,0.00)
	Sobrecarga de uso	Lineal	6.00	(9.21,14.96) (11.79,14.97)

5.- ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno	Acciones características
Desplazamientos	

6.- SITUACIONES DE PROYECTO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias
- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

$\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\Psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

Producido por una versión educativa de CYPE

6.1.- Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700
Viento (Q)	0.000	1.500	1.000	0.600



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Viento (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾
Notas: ⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.				

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700
Viento (Q)	0.000	1.600	1.000	0.600

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Viento (Q)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾
Notas: ⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.				

Tensiones sobre el terreno

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_s)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Desplazamientos

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Procedido por una versión educativa de CYPE

6.2.- Combinaciones

■ Nombres de las hipótesis

PP	Peso propio
CM	Cargas muertas
Qa	Sobrecarga de uso
V(+X exc.+)	Viento +X exc.+
V(+X exc.-)	Viento +X exc.-
V(-X exc.+)	Viento -X exc.+
V(-X exc.-)	Viento -X exc.-
V(+Y exc.+)	Viento +Y exc.+
V(+Y exc.-)	Viento +Y exc.-
V(-Y exc.+)	Viento -Y exc.+
V(-Y exc.-)	Viento -Y exc.-
SX	Sismo X
SY	Sismo Y



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

- E.L.U. de rotura. Hormigón



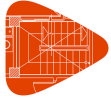
Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Producido por una versión educativa de CYPE

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.000	1.000											
2	1.350	1.350											
3	1.000	1.000	1.500										
4	1.350	1.350	1.500										
5	1.000	1.000		1.500									
6	1.350	1.350		1.500									
7	1.000	1.000	1.050	1.500									
8	1.350	1.350	1.050	1.500									
9	1.000	1.000	1.500	0.900									
10	1.350	1.350	1.500	0.900									
11	1.000	1.000			1.500								
12	1.350	1.350			1.500								
13	1.000	1.000	1.050		1.500								
14	1.350	1.350	1.050		1.500								
15	1.000	1.000	1.500		0.900								
16	1.350	1.350	1.500		0.900								
17	1.000	1.000				1.500							
18	1.350	1.350				1.500							
19	1.000	1.000	1.050			1.500							
20	1.350	1.350	1.050			1.500							
21	1.000	1.000	1.500			0.900							
22	1.350	1.350	1.500			0.900							
23	1.000	1.000					1.500						
24	1.350	1.350					1.500						
25	1.000	1.000	1.050				1.500						
26	1.350	1.350	1.050				1.500						
27	1.000	1.000	1.500				0.900						
28	1.350	1.350	1.500				0.900						
29	1.000	1.000						1.500					
30	1.350	1.350						1.500					
31	1.000	1.000	1.050					1.500					
32	1.350	1.350	1.050					1.500					
33	1.000	1.000	1.500					0.900					
34	1.350	1.350	1.500					0.900					
35	1.000	1.000							1.500				
36	1.350	1.350							1.500				
37	1.000	1.000	1.050						1.500				
38	1.350	1.350	1.050						1.500				
39	1.000	1.000	1.500						0.900				
40	1.350	1.350	1.500						0.900				
41	1.000	1.000								1.500			
42	1.350	1.350								1.500			
43	1.000	1.000	1.050							1.500			
44	1.350	1.350	1.050							1.500			
45	1.000	1.000	1.500							0.900			
46	1.350	1.350	1.500							0.900			
47	1.000	1.000									1.500		
48	1.350	1.350									1.500		
49	1.000	1.000	1.050								1.500		
50	1.350	1.350	1.050								1.500		
51	1.000	1.000	1.500								0.900		
52	1.350	1.350	1.500								0.900		
53	1.000	1.000										-0.300	-1.000
54	1.000	1.000	0.300									-0.300	-1.000
55	1.000	1.000										0.300	-1.000
56	1.000	1.000	0.300									0.300	-1.000
57	1.000	1.000										-1.000	-0.300
58	1.000	1.000	0.300									-1.000	-0.300
59	1.000	1.000										-1.000	0.300
60	1.000	1.000	0.300									-1.000	0.300
61	1.000	1.000										0.300	1.000
62	1.000	1.000	0.300									0.300	1.000
63	1.000	1.000										-0.300	1.000
64	1.000	1.000	0.300									-0.300	1.000
65	1.000	1.000										1.000	0.300
66	1.000	1.000	0.300									1.000	0.300
67	1.000	1.000										1.000	-0.300



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
68	1.000	1.000	0.300									1.000	-0.300

Producido por una versión educativa de CYPE



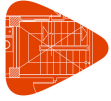
Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

- E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

Producido por una versión educativa de CYPE



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Producido por una versión educativa de CYPE

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.000	1.000											
2	1.600	1.600											
3	1.000	1.000	1.600										
4	1.600	1.600	1.600										
5	1.000	1.000		1.600									
6	1.600	1.600		1.600									
7	1.000	1.000	1.120	1.600									
8	1.600	1.600	1.120	1.600									
9	1.000	1.000	1.600	0.960									
10	1.600	1.600	1.600	0.960									
11	1.000	1.000			1.600								
12	1.600	1.600			1.600								
13	1.000	1.000	1.120		1.600								
14	1.600	1.600	1.120		1.600								
15	1.000	1.000	1.600		0.960								
16	1.600	1.600	1.600		0.960								
17	1.000	1.000				1.600							
18	1.600	1.600				1.600							
19	1.000	1.000	1.120			1.600							
20	1.600	1.600	1.120			1.600							
21	1.000	1.000	1.600			0.960							
22	1.600	1.600	1.600			0.960							
23	1.000	1.000					1.600						
24	1.600	1.600					1.600						
25	1.000	1.000	1.120				1.600						
26	1.600	1.600	1.120				1.600						
27	1.000	1.000	1.600				0.960						
28	1.600	1.600	1.600				0.960						
29	1.000	1.000						1.600					
30	1.600	1.600						1.600					
31	1.000	1.000	1.120					1.600					
32	1.600	1.600	1.120					1.600					
33	1.000	1.000	1.600					0.960					
34	1.600	1.600	1.600					0.960					
35	1.000	1.000							1.600				
36	1.600	1.600							1.600				
37	1.000	1.000	1.120						1.600				
38	1.600	1.600	1.120						1.600				
39	1.000	1.000	1.600						0.960				
40	1.600	1.600	1.600						0.960				
41	1.000	1.000								1.600			
42	1.600	1.600								1.600			
43	1.000	1.000	1.120							1.600			
44	1.600	1.600	1.120							1.600			
45	1.000	1.000	1.600							0.960			
46	1.600	1.600	1.600							0.960			
47	1.000	1.000									1.600		
48	1.600	1.600									1.600		
49	1.000	1.000	1.120								1.600		
50	1.600	1.600	1.120								1.600		
51	1.000	1.000	1.600								0.960		
52	1.600	1.600	1.600								0.960		
53	1.000	1.000										-0.300	-1.000
54	1.000	1.000	0.300									-0.300	-1.000
55	1.000	1.000										0.300	-1.000
56	1.000	1.000	0.300									0.300	-1.000
57	1.000	1.000										-1.000	-0.300
58	1.000	1.000	0.300									-1.000	-0.300
59	1.000	1.000										-1.000	0.300
60	1.000	1.000	0.300									-1.000	0.300
61	1.000	1.000										0.300	1.000
62	1.000	1.000	0.300									0.300	1.000
63	1.000	1.000										-0.300	1.000
64	1.000	1.000	0.300									-0.300	1.000
65	1.000	1.000										1.000	0.300
66	1.000	1.000	0.300									1.000	0.300
67	1.000	1.000										1.000	-0.300



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
68	1.000	1.000	0.300									1.000	-0.300

- Tensiones sobre el terreno
- Desplazamientos

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.000	1.000											
2	1.000	1.000	1.000										
3	1.000	1.000		1.000									
4	1.000	1.000	1.000	1.000									
5	1.000	1.000			1.000								
6	1.000	1.000	1.000		1.000								
7	1.000	1.000				1.000							
8	1.000	1.000	1.000			1.000							
9	1.000	1.000					1.000						
10	1.000	1.000	1.000				1.000						
11	1.000	1.000						1.000					
12	1.000	1.000	1.000					1.000					
13	1.000	1.000							1.000				
14	1.000	1.000	1.000						1.000				
15	1.000	1.000								1.000			
16	1.000	1.000	1.000							1.000			
17	1.000	1.000									1.000		
18	1.000	1.000	1.000								1.000		
19	1.000	1.000										-1.000	
20	1.000	1.000	1.000									-1.000	
21	1.000	1.000										1.000	
22	1.000	1.000	1.000									1.000	
23	1.000	1.000											-1.000
24	1.000	1.000	1.000										-1.000
25	1.000	1.000											1.000
26	1.000	1.000	1.000										1.000

Producido por una versión educativa de CYPE

7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
6	Forjado 6	6	Forjado 6	3.50	22.50
5	Forjado 5	5	Forjado 5	3.50	19.00
4	Forjado 4	4	Forjado 4	3.50	15.50
3	Forjado 3	3	Forjado 3	3.50	12.00
2	Forjado 2	2	Forjado 2	3.50	8.50
1	Forjado 1	1	Forjado 1	5.00	5.00
0	Cimentación				0.00

8.- DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS

8.1.- Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Datos de los pilares



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo
P1	(0.00, 0.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P2	(6.00, 0.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P3	(12.00, 0.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P4	(18.00, 0.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P5	(24.00, 0.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P6	(0.00, 5.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P7	(6.00, 5.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P8	(9.00, 5.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P9	(12.00, 5.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P10	(18.00, 5.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P11	(24.00, 5.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P12	(0.00, 10.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P13	(6.00, 10.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P14	(9.00, 10.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P15	(12.00, 10.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P16	(18.00, 10.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P17	(24.00, 10.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P18	(0.00, 15.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P19	(6.00, 15.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P20	(9.00, 15.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P21	(12.00, 15.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P22	(18.00, 15.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro
P23	(24.00, 15.00)	0-6	Sin vinculación exterior	0.0	Centro

Proyecto por una versión educativa de CYPE

10.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

Para todos los pilares						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
6	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
5	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4	45x45	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
3	45x45	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
2	50x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
1	50x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

10.- LISTADO DE PAÑOS

Tipos de forjados considerados



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Nombre	Descripción
VIGUETAS SUR - ARMADA.HA-35 B-500S, 25+5, De hormigón	FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS Fabricante: VIGUETAS SUR - ARMADA.HA-35 B-500S Tipo de bovedilla: De hormigón Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm) Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble) Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1.5 Hormigón obra: HA-35, Yc=1.5 Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15 Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15 Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15 Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15 Peso propio: 3.74 kN/m² (simple) y 4.23 kN/m² (doble)

10.1.- Autorización de uso

Datos del forjado

Fabricante: VIGUETAS SUR - ARMADA.HA-35 B-500S

Tipo de bovedilla: De hormigón

Canto del forjado: 30 = 25 + 5 (cm)

Intereje: 70 cm (simple) y 82 cm (doble)

Hormigón vigueta: HA-35, Yc=1.5

Hormigón obra: HA-35, Yc=1.5

Acero celosía: B 500 S, Ys=1.15

Acero montaje: B 500 T/S, Ys=1.15

Acero positivos: B 500 S, Ys=1.15

Aceros negativos: B 500 S, Ys=1.15

Peso propio: 3.74 kN/m² (simple) y 4.23 kN/m² (doble)

Flexión positiva - Viguetas simples							
Tipo de vigueta	Armado por vigueta	Área del nervio (cm ²)	Momento (kN·m/m)		Rigidez (m ² ·kN/m)		Vcu (kN/m)
			Último	Fisuración	Total	Fisurada	
V-2	2Ø6+1Ø6	0.85	14.80	15.21	23812	2019	15.72
V-3	2Ø6+1Ø8	1.07	18.58	15.36	24005	2525	16.96
V-4	2Ø6+1Ø6+1Ø6	1.13	19.70	15.41	24066	2680	17.30
V-5	2Ø6+1Ø10	1.35	23.41	15.55	24248	3163	18.32
V-6	2Ø6+1Ø8+1Ø8	1.57	27.25	15.70	24449	3679	19.28
V-7	2Ø6+1Ø6+1Ø10	1.63	28.30	15.74	24499	3814	19.53
V-8	2Ø6+1Ø12	1.70	29.27	15.77	24537	3927	19.74
V-9	2Ø6+1Ø8+1Ø10	1.85	32.05	15.89	24687	4307	20.36
V-10	2Ø6+1Ø10+1Ø10	2.14	36.85	16.08	24924	4929	21.34
V-11	2Ø6+1Ø8+1Ø12	2.20	37.88	16.11	24972	5057	21.53
V-12	2Ø6+1Ø10+1Ø12	2.48	42.65	16.33	25206	5672	22.41
V-13	2Ø6+1Ø16	2.58	43.95	16.33	25240	5797	22.62



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Flexión positiva - Viguetas simples							
Tipo de vigueta	Armado por vigueta	Área del nervio (cm ²)	Momento (kN·m/m)		Rigidez (m ² ·kN/m)		Vcu (kN/m)
			Último	Fisuración	Total	Fisurada	
V-14	2Ø6+1Ø12+1Ø12	2.83	48.44	16.52	25484	6407	23.39
V-15	2Ø6+1Ø16+1Ø8	3.08	52.49	16.66	25662	6895	24.03
Notas: Vcu: Resistencia a cortante aportada por el hormigón Esfuerzos por metro de ancho							

Flexión negativa - Viguetas simples							
Refuerzo superior por nervio	Área del nervio (cm ²)	Momento último (kN·m/m)		Momento de fisuración (kN·m/m)	Rigidez (m ² ·kN/m)		Vcu (kN/m)
		Sección tipo	Sección macizada		Total	Fisurada	
1Ø8	0.50	8.34	8.34	33.16	23084	1067	12.97
1Ø10	0.79	12.87	12.87	33.25	23110	1608	15.03
2Ø8	1.01	16.43	16.43	33.33	23135	2028	16.35
1Ø12	1.13	18.28	18.28	33.35	23140	2218	16.95
1Ø8+1Ø10	1.29	20.83	20.83	33.42	23160	2513	17.74
2Ø10	1.57	25.15	25.15	33.50	23186	2965	18.94
1Ø8+1Ø12	1.63	26.07	26.07	33.52	23190	3054	19.18
1Ø10+1Ø12	1.92	30.30	30.30	33.60	23215	3469	20.22
1Ø16	2.01	31.39	31.39	33.60	23209	3532	20.46
2Ø12	2.26	35.33	35.33	33.71	23243	3929	21.35
2Ø8+2Ø10	2.58	40.06	40.06	33.83	23282	4370	22.35
1Ø10+1Ø16	2.80	42.74	42.74	33.85	23281	4494	22.87
1Ø12+1Ø16	3.14	47.44	47.44	33.95	23309	4787	23.77
3Ø12	3.39	51.05	51.05	34.05	23343	5031	24.44
2Ø16	4.02	58.62	58.62	34.18	23373	5283	25.78
2Ø12+1Ø16	4.27	61.97	61.97	34.29	23406	5432	26.35
2Ø16+1Ø10	4.81	68.09	68.09	34.42	23441	5886	27.38
2Ø16+1Ø12	5.15	71.94	71.94	34.52	23468	6187	27.89
3Ø16	6.03	80.97	80.97	34.75	23527	6893	27.86
2Ø12+2Ø16	6.28	83.70	83.70	34.86	23559	7136	27.92
Notas: Vcu: Resistencia a cortante aportada por el hormigón Esfuerzos por metro de ancho							

Cortante - Estribos o celosías		
Disposición	Vsu (+) (kN/m)	Vsu (-) (kN/m)
CS (Celosía Simple(Paso 20 cms))	33.12	31.86
CD (Celosía Doble(Paso 10 cms))	66.25	63.71
Notas: Vsu: Resistencia a cortante aportada por el acero		



Listado de datos de la obra

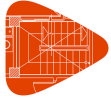
estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Producido por una versión educativa de CYPE

Flexión positiva - Viguetas dobles							
Tipo de vigueta	Armado por vigueta	Área del nervio (cm ²)	Momento (kN·m/m)		Rigidez (m ² ·kN/m)		Vcu (kN/m)
			Último	Fisuración	Total	Fisurada	
2xV-2	2Ø6+1Ø6	1.70	25.19	24.17	34181	3414	29.14
2xV-3	2Ø6+1Ø8	2.14	31.61	24.40	34444	4259	31.45
2xV-4	2Ø6+1Ø6+1Ø6	2.26	33.51	24.48	34527	4517	32.07
2xV-5	2Ø6+1Ø10	2.70	39.79	24.70	34771	5318	33.97
2xV-6	2Ø6+1Ø8+1Ø8	3.14	46.27	24.95	35043	6170	35.75
2xV-7	2Ø6+1Ø6+1Ø10	3.27	48.04	25.01	35110	6391	36.20
2xV-8	2Ø6+1Ø12	3.39	49.68	25.06	35158	6575	36.60
2xV-9	2Ø6+1Ø8+1Ø10	3.71	54.38	25.24	35363	7198	37.75
2xV-10	2Ø6+1Ø10+1Ø10	4.27	62.45	25.54	35680	8210	39.56
2xV-11	2Ø6+1Ø8+1Ø12	4.40	64.19	25.60	35742	8418	39.92
2xV-12	2Ø6+1Ø10+1Ø12	4.96	72.21	25.89	36054	9409	41.55
2xV-13	2Ø6+1Ø16	5.15	74.37	25.93	36092	9604	41.94
2xV-14	2Ø6+1Ø12+1Ø12	5.65	81.91	26.23	36423	10583	43.37
2xV-15	2Ø6+1Ø16+1Ø8	6.16	88.67	26.46	36655	11354	44.55
Notas: Vcu: Resistencia a cortante aportada por el hormigón Esfuerzos por metro de ancho							

Flexión negativa - Viguetas dobles							
Refuerzo superior por nervio	Área del nervio (cm ²)	Momento último (kN·m/m)		Momento de fisuración (kN·m/m)	Rigidez (m ² ·kN/m)		Vcu (kN/m)
		Sección tipo	Sección macizada		Total	Fisurada	
1Ø8	0.50	14.24	14.24	39.44	33268	1821	24.06
1Ø10	0.79	21.98	21.98	39.62	33345	2745	27.87
2Ø8	1.01	28.06	28.06	39.77	33415	3463	30.31
1Ø12	1.13	31.21	31.21	39.83	33435	3787	31.42
1Ø8+1Ø10	1.29	35.57	35.57	39.95	33491	4290	32.89
2Ø10	1.57	42.94	42.94	40.12	33565	5063	35.11
1Ø8+1Ø12	1.63	44.51	44.51	40.15	33578	5214	35.55
1Ø10+1Ø12	1.92	51.73	51.73	40.33	33652	5923	37.48
1Ø16	2.01	53.60	53.60	40.33	33645	6030	37.94
2Ø12	2.26	60.31	60.31	40.53	33738	6707	39.59
2Ø8+2Ø10	2.58	68.40	68.40	40.77	33844	7460	41.43
1Ø10+1Ø16	2.80	72.97	72.97	40.82	33854	7701	42.41
1Ø12+1Ø16	3.14	81.03	81.03	41.03	33937	8256	44.08
3Ø12	3.39	87.24	87.24	41.23	34026	8717	45.32
2Ø16	4.02	100.34	100.34	41.51	34128	10047	47.80
2Ø12+1Ø16	4.27	106.15	106.15	41.71	34215	10760	48.86
2Ø16+1Ø10	4.81	116.85	116.85	41.99	34321	12054	50.77
2Ø16+1Ø12	5.15	123.63	123.63	42.19	34397	12915	51.95
3Ø16	6.03	139.69	139.69	42.66	34572	15071	53.82



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

Flexión negativa - Viguetas dobles							
Refuerzo superior por nervio	Área del nervio (cm ²)	Momento último (kN·m/m)		Momento de fisuración (kN·m/m)	Rigidez (m ² ·kN/m)		Vcu (kN/m)
		Sección tipo	Sección macizada		Total	Fisurada	
2Ø12+2Ø16	6.28	144.56	144.56	42.85	34653	15783	53.93
Notas: Vcu: Resistencia a cortante aportada por el hormigón Esfuerzos por metro de ancho							

Cortante - Estribos o celosías		
Disposición	Vsu (+) (kN/m)	Vsu (-) (kN/m)
CS (Celosía Simple(Paso 20 cms))	56.55	54.39
CD (Celosía Doble(Paso 10 cms))	113.10	108.78
Notas: Vsu: Resistencia a cortante aportada por el acero		

Producido por una versión educativa de CYPE

11.- LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Losas cimentación	Canto (cm)	Módulo balasto (kN/m ³)	Tensión admisible en situaciones persistentes (MPa)	Tensión admisible en situaciones accidentales (MPa)
Todas	90	150000.00	0.245	0.368

12.- MATERIALES UTILIZADOS

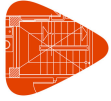
12.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f _{ck} (MPa)	γ _c	Árido		E _c (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-35	35	1.30 a 1.50	Cuarcita	15	29779

12.2.- Aceros por elemento y posición

12.2.1.- Aceros en barras

Elemento	Acero	f _{yk} (MPa)	γ _s
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15



Listado de datos de la obra

estructura de 6 plantas edificio de viviendas

Fecha: 19/06/18

12.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)
Acero conformado	S235	235	210
Acero laminado	S275	275	210

15. BIBLIOGRAFÍA

- [1] NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02). *J. Chem. Inf. Model.* Vol 53 no 9, 2013.
- [2] Cype Ingenieros. CypeCad, 2018.
- [3] Ministerio de Fomento. *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*, 2008.
- [4] UNE-EN 1998-1. Eurocódigo 8 Proyecto de estructuras sismorresistentes: Parte 1 - Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para la edificación, 2004.
- [5] Felicetti, R.; Gambarova, P. G.; Meda, A. Residual Behavior of Steel Rebars and R/C Sections after a Fire. *Constr. Build. Mater.* 2009, Vol 23 no 12, 3546–3555.
- [6] FALLER, GEORGE. La identificación de riesgos y el diseño contra incendios, Consejo superior de Investigaciones Científicas, Madrid 2004.
- [7] Asociación de Investigación para la Seguridad de Vidas y Bienes. Madrid. CEPREVEN (2003). “*Protección pasiva contra incendios*”, 2003.
- [8] Ministerio de Fomento. Código Técnico de la Edificación Partes I y II. CTE 2006.
- [9] Akiyama, H. *Metodología de Proyecto Sismorresistente de Edificios Basada En El Balance Energético*, 2002.
- [10] Evan Bentz. Response 2000. University of Toronto, 2010.
- [11] MATLAB. Math Laboratory, 2012.
- [12] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary. *Aci 318-11* 2011.
- [13] Japan, B. R. Institute. *The Building Standard Law of Japan*, 2009.
- [14] I. Autodesk, *Autocad 2017*, 2016.
- [15] M. Office, EXCEL 2013. *Strateg. Financ*, 2013.
- [16] IGME. Mapa Geológico de España. *Serie Magna (1:50 000)*. 1998.
- [17] Gobierno de España. CTE-SUA-Seguridad de Utilización y Accesibilidad. *Boletín Oficial del Estado*, 2015.

- [18] A. de Granada, *PGOU Granada*, 2010.
- [19] Ministerio de Fomento. CTE DB-HS. Salubridad, 2017.
- [20] Vivienda de España. CTE DB SE-AE. Acciones en la edificación, 2009.
- [21] Rodriguez Ortiz, Jose María; Serra Gesta; Oteo Mazo. *Curso Aplicado de Cimentaciones*, Madrid, 1989.
- [22] F. Muzas Labad. Consideraciones sobre la elección del coeficiente de balasto, *Revista Obras Públicas*, vol 149, no 3419, 2002.
- [23] Jimenez Salas y otros. *Geotécnia y Cimientos*, 1975.
- [24] Ministerio de Fomento. CTE DB SE-F. Fábrica, 2009.
- [25] A. Benavent-Climent, L. G. Pujades and F. López-Almansa. Design energy input spectra for moderate-seismicity regions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 31, no 5, 2002.
- [26] BSL. *Japanese Building Code*, 1981.