



Universidad de Valladolid



PROGRAMA DE DOCTORADO EN ARQUITECTURA

TESIS DOCTORAL:

Prestaciones sismorresistentes de edificios de uso sanitario en zonas de sismicidad moderada

Presentada por Francisco Javier Pérez Jiménez para
optar al grado de Doctor por la Universidad de
Valladolid

Dirigida por:
Dr. Alfonso Basterra Otero (UVa)
Dr. Leandro M. Morillas Romero (UGr)

Agradecimientos

Ha sido un estímulo para mí que el profesor Leandro Morillas dirija este trabajo. Quiero mostrarle mi más sincera gratitud por aportar su conocimiento, así como su implicación, dedicación desinteresada y disponibilidad en todo momento.

Asimismo, ha sido un orgullo que el profesor Alfonso Basterra haya sido codirector de esta tesis. Agradezco también su dedicación y valiosos comentarios, que sin duda han contribuido a mejorar este trabajo.

A mi familia, por su apoyo constante.

Índice general

Resumen.....	11
1. Introducción	12
1.1. El parque sanitario español.....	14
1.2. Consecuencias de terremotos pasados	18
1.2.1. El caso del hospital de San Salvatore	18
1.2.1.1. Daños en elementos estructurales.....	19
1.2.1.2. Daños en elementos no estructurales.....	20
1.2.2. El caso del sistema hospitalario de Canterbury	22
1.2.2.1. Daños en elementos estructurales.....	23
1.2.2.2. Daños en elementos no estructurales.....	23
1.3. Proyecto sismorresistente basado en prestaciones	24
1.3.1. Evolución de las metodologías basadas en prestaciones	25
1.3.2. Niveles de prestaciones y objetivos.....	26
1.3.3. Desarrollo de nuevas metodologías basadas en prestaciones.....	29
2. Objetivos de la Tesis	31
3. Estado del arte	32
3.1. Nueva filosofía del proyecto sismorresistente. Estudios en otros países	32
3.1.1. Japón.....	32
3.1.2. Estados Unidos	37
3.2. Proyecto sismorresistente de edificios de uso sanitario. El enfoque normativo ..	39
3.2.1. Criterios de proyecto sismorresistente.....	40
3.2.2. Factor de importancia.....	41
3.2.3. Control del desplazamiento lateral del edificio.....	42
3.2.4. Elementos no estructurales	43
3.3. Requisitos de proyecto sismorresistente para elementos no estructurales en Europa y Estados Unidos	44
3.3.1. Fuerzas estáticas equivalentes en elementos no estructurales	44
3.3.1.1. Propuesta del Eurocódigo 8	45
3.3.1.2. Propuesta de ASCE 7-10	46

3.3.2. Límites de desplazamiento	48
3.3.2.1. Propuesta del Eurocódigo 8	48
3.3.2.2. Propuesta de ASCE 7-10	49
3.3.3. Otros requisitos relativos a elementos no estructurales	49
3.3.3.1. Propuesta del Eurocódigo 8	49
3.3.3.2. Propuesta de ASCE 7-10	50
3.4. Daños en elementos no estructurales.....	50
3.4.1. Daños en cerramientos y particiones internas	50
3.4.2. Daños en falsos techos	52
3.4.3. Daños en tuberías.....	53
3.4.4. Daños en ascensores	54
3.4.5. Daños en equipamiento médico de hospitales	55
3.5. Estudios experimentales de habitaciones y componentes	55
3.6. Estrategias de mitigación del daño en elementos no estructurales	60
3.6.1. Elementos arquitectónicos.....	60
3.6.1.1. Revestimientos de cerramientos exteriores.....	60
3.6.1.2. Particiones interiores ligeras	64
3.6.1.3. Petos	66
3.6.2. Instalaciones	68
3.6.2.1. Equipos de climatización	68
3.6.2.2. Conductos de climatización.....	69
3.6.2.3. Tuberías de Protección contra incendios PCI.....	70
4. Metodología de la tesis.....	72
4.1. Descripción de la metodología basada en prestaciones.....	72
4.2. Aplicación de la metodología basada en prestaciones a edificios sanitarios.....	75
4.3. Recopilación de curvas de fragilidad	79
5. Evaluación de las prestaciones de edificios sanitarios representativos (3D)	85
.....	85
5.1. Descripción de la estructura de los prototipos	89
5.2. Descripción de los modelos de las estructuras en SeismoStruct.....	90
5.3. Grupos de prestaciones	93
5.4. Caracterización de la acción sísmica	96

5.5. Análisis de la respuesta estructural.....	102
5.5.1. Características mecánicas de los prototipos. Análisis <i>pushover</i>	102
5.5.2. Características dinámicas de los prototipos	104
5.5.3. Cálculo de la respuesta sísmica	104
5.6. Análisis de daños	111
5.7. Análisis de costes.....	115
6. Efecto del factor de importancia.....	123
6.1. El factor de importancia.....	123
6.2. Descripción de los prototipos	123
6.3. Descripción de los modelos de las estructuras en SeismoStruct.....	126
6.4. Grupos de prestaciones.....	127
6.5. Caracterización de la acción sísmica.....	128
6.6. Análisis de la respuesta estructural.....	130
6.6.1. Características mecánicas de los prototipos. Análisis <i>pushover</i>	130
6.6.2. Características dinámicas de los prototipos	132
6.6.3. Cálculo de la respuesta sísmica	132
6.7. Análisis de daños	137
6.8. Análisis de costes.....	142
7. Conclusiones y líneas futuras de investigación	148
7.1. Conclusiones.....	148
7.2. Líneas futuras de investigación.....	150
8. Bibliografía	152
Anexo 1. Estructura de los prototipos	159
Anexo 2. Programas de cálculo desarrollados	188
A.2.1. Programa “cdfRyO_conjuntas.m”.....	189
A.2.2. Programa “curvas de fragilidad.m”	194
A.2.3. Programa “fragilidad.m”	208
A.2.4. Programa “costes.m”	216
A.2.5. Programa “CDFcostesconjuntas.m”	218

Índice de figuras

Figura 1. 1: Mapa general de sismicidad de la península ibérica. Fuente: Instituto Geográfico Nacional. ...	14
Figura 1. 2: Centros con urgencias en España vs nivel de sismicidad. Elaboración propia.....	15
Figura 1. 3: Centros con urgencias por Comunidades Autónomas vs niveles de sismicidad.	16
Figura 1. 4: Centros con urgencias en provincias de Andalucía vs nivel de sismicidad.....	17
Figura 1. 5: Centros con urgencias en la provincia de Granada en zonas de $a_b = 0,24 g$	17
Figura 1. 6: Vista aérea del Hospital de San Salvatore (Di Pascale et al., 2003).....	19
Figura 1. 7: Daños en pilares en la estructura de entrada principal (Price et al., 2012).....	19
Figura 1. 8: (a) y (b) Daños característicos de columna corta, (c) daños en junta estructural ejecutada incorrectamente sobre pilar compartido (Price et al., 2012).....	20
Figura 1. 9: (a) Daños en revestimiento exterior y (b) Daños en revestimiento interior (Price et al., 2012)..	21
Figura 1. 10: (a) Daños en falsos techos y (b) luminarias desprendidas (Price et al., 2012).....	21
Figura 1. 11: Daños en equipamiento médico (Price et al., 2012).	22
Figura 1. 12: (a) Desprendimiento de hormigón en pilar de Planta Baja, (b) Daños en junta estructural y (c) Daños en muros de hormigón armado (Jacques et al., 2014).	23
Figura 1. 13: (a) Daños en instalaciones de protección contra incendios y (b) daños en falsos techos (Jacques et al., 2014).....	24
Figura 1. 14: Matriz conceptual de identificación de los niveles de prestaciones recomendados (Figura adaptada de Elnashai y Di Sarno, 2004).	29
Figura 3. 1: (a) Separación en miembros estructurales primarios y sismorresistentes (b) aplicación de BRBs (Takagi y Wada, 2019).....	33
Figura 3. 2: Diagrama esquemático de una estructura con sistema de aislamiento de base (Takagi y Wada, 2019).....	33
Figura 3. 3: (a) Pórtico exterior (b) Esquema estructural (Takagi et Wada, 2019).	35
Figura 3. 4: Detalle de sistema de aislamiento de base en el edificio del Instituto de Tecnología de Tokyo (Takagi et Wada, 2019).....	35
Figura 3. 5: (a) Fisuras en pilares (b) Caída de equipamiento médico (Takagi y Wada, 2019).....	36
Figura 3. 6: (a) Hospital con aislamiento de base (b) Máximo desplazamiento de 450 mm (Takagi et Wada, 2019).....	37
Figura 3. 7: (a) Representación esquemática de los componentes de VWD y conceptos (Dilsiz et al. 2019).	38
Figura 3. 8: (a) Prototipo a escala en la UC San Diego y definición de propiedades del VWD (Newell et al. 2011).....	38
Figura 3. 9: Construcción del nuevo hospital de California e instalación del VWD (Dilsiz et al. 2019).....	39
Figura 3. 10: Daños típicos en cerramientos y particiones internas. a) Colapso del cerramiento, b) fisuras diagonales, c) aplastamiento en esquina, d) desprendimiento de partición interna. (Perrone et. al, 2018).	51
Figura 3. 11: Daños típicos en revestimientos.	52
Figura 3. 12: Daños típicos en falsos techos. a) Falso techo acústico, b) falso techo con placas metálicas (Perrone et. al, 2018).	53
Figura 3. 13: Daños típicos en sistemas de falsos techos pesados. a) Daños en falsos techos de placas de yeso, b) daños en falsos techos de placas de hormigón (Perrone et. al, 2018).....	53
Figura 3. 14: Daños típicos en tuberías. a) Fallo en unión de tubería de PVC, b) fallo en unión de acero (Perrone et. al, 2018).	54
Figura 3. 15: Daños en ascensores. a) Caída de bloques de contrapeso, b) descarrilamiento de contrapesos y cabinas, c) daños en los anclajes de los paneles de control (Miranda et. al, 2012).....	55
Figura 3. 16: (a) y (b) Prototipos de consulta médica con distintas configuraciones analizados en mesa sísmica (Cosenza et al., 2014).....	56
Figura 3. 17: Bloque rígido equivalente a estantería de consulta médica (Petrone et al., 2016).....	57
Figura 3. 18: (a) y (b) Equipo hospitalario sobre ruedas empleado en el estudio (Nikfar et al., 2017).	58
Figura 3. 19: Estanterías volcadas durante la prueba bidireccional en PFA igual a 1.18 g: casos doble fijo y doble con media carga (Di Sarno et al., 2018).	60
Figura 3. 20: Fallo de revestimiento adherido (FEMA E-74, 2012).	61

Figura 3. 21: Fallo de revestimiento adherido durante el terremoto de Chile en 2010 (FEMA E-74, 2012).	61
Figura 3. 22: Estrategias de mitigación para revestimientos adheridos (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).	62
Figura 3. 23: Fallo de revestimiento anclado durante el terremoto del norte de California (FEMA E-74, 2012).	63
Figura 3. 24: Estrategias de mitigación para revestimientos anclados (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).	64
Figura 3. 25: Daño fuera de plano de la partición durante el terremoto de Northridge en 1994 (FEMA E-74, 2012).	65
Figura 3. 26: Daño en el plano de la partición durante el terremoto de Northridge en 1994 (FEMA E-74, 2012).	65
Figura 3. 27: Estrategias de mitigación para particiones ligeras de altura parcial (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).	66
Figura 3. 28: Caída de peto durante el terremoto de Petrolia en 1992 (FEMA E-74, 2012).	67
Figura 3. 29: Caída de peto durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 (FEMA E-74, 2012).	67
Figura 3. 30: Estrategias de mitigación para petos de altura parcial (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).	67
Figura 3. 31: Ejemplo de peto arriostrado (FEMA E-74, 2012).	68
Figura 3. 32: Daños en equipo de climatización (FEMA E-74, 2012).	68
Figura 3. 33: Estrategias de mitigación para equipos HVAC (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).	69
Figura 3. 34: Daños en conducto sin arriostrar por el impacto con tubería (FEMA E-74, 2012).	70
Figura 3. 35: Estrategias de mitigación para conductos HVAC (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).	70
Figura 3. 36: Daños en tuberías de la red de PCI (FEMA E-74, 2012).	71
Figura 3. 37: Estrategias de mitigación para particiones ligeras de altura parcial (FEMA E-74, 2012).	71
Figura 4. 1: Metodología de evaluación de la ATC-58.	72
Figura 4. 2: Espectros objetivo para sismo Raro y Ocasional.	77
Figura 4. 3: Ejemplo de curva de fragilidad para el grupo de prestaciones correspondiente al equipamiento médico.	78
Figura 4. 4: Curvas de fragilidad.	80
Figura 4. 5: Curvas de fragilidad.	81
Figura 4. 6: Curvas de fragilidad.	82
Figura 4. 7: Curvas de fragilidad.	83
Figura 5. 1: Superficie construida vs número de plantas sobre rasante de edificios situados en Granada en zonas de $a_b = 0,24 g$.	85
Figura 5. 2: Prototipo 1 de geometría irregular_P1I.	87
Figura 5. 3: Prototipo 2 de geometría irregular_P2I.	87
Figura 5. 4: Prototipo 3 de geometría irregular_P3I.	87
Figura 5. 5: Prototipo 1 de geometría regular_P1R.	88
Figura 5. 6: Prototipo 3 de geometría regular_P2R.	88
Figura 5. 7: Prototipo 3 de geometría regular_P3R.	88
Figura 5. 8: Prototipo 2 de geometría irregular_P1I. Modelo en SeismoStruct.	91
Figura 5. 9: Prototipo 2 de geometría irregular_P2I. Modelo en SeismoStruct.	91
Figura 5. 10: Prototipo 3 de geometría irregular_P3I. Modelo en SeismoStruct.	91
Figura 5. 11: Prototipo 2 de geometría irregular_P1R. Modelo en SeismoStruct.	92
Figura 5. 12: Prototipo 2 de geometría irregular_P2R. Modelo en SeismoStruct.	92
Figura 5. 13: Prototipo 3 de geometría irregular_P3R. Modelo en SeismoStruct.	92
Figura 5. 14: Espectro de respuesta. Sismo Raro. Componente horizontal (E-O).	99
Figura 5. 15: Espectro de respuesta. Sismo Ocasional. Componente horizontal (E-O).	99
Figura 5. 16: Espectro de respuesta. Sismo Raro. Componente horizontal (N-S).	100
Figura 5. 17: Espectro de respuesta. Sismo Ocasional. Componente horizontal (N-S).	100
Figura 5. 18: Espectro de respuesta. Sismo Raro. Componente vertical (Z).	101
Figura 5. 19: Espectro de respuesta. Sismo Ocasional. Componente vertical (Z).	101
Figura 5. 20: Análisis <i>pushover</i> de los prototipos. Dirección del eje (X).	103

Figura 5. 21: Análisis <i>pushover</i> de los prototipos. Dirección del eje (Y).....	103
Figura 5. 22: Deriva entre plantas. Sismo raro.....	106
Figura 5. 23: Aceleración de planta. Sismo raro.....	106
Figura 5. 24: Deriva entre plantas. Sismo ocasional.....	107
Figura 5. 25: Aceleración de planta. Sismo ocasional.....	107
Figura 5. 26: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P1_I.....	108
Figura 5. 27: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P1_R.....	108
Figura 5. 28: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P2_I.....	109
Figura 5. 29: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P2_R.....	109
Figura 5. 30: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P3_I.....	110
Figura 5. 31: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P3_R.....	110
Figura 5. 32: Estados de daños tras sismos raros. Prototipos regulares.....	113
Figura 5. 33: Estados de daños tras sismos raros. Prototipos irregulares.....	113
Figura 5. 34: Estados de daño tras sismos ocasionales. Prototipos regulares.....	114
Figura 5. 35: Estados de daño tras sismos ocasionales. Prototipos irregulares.....	114
Figura 5. 36: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P1_I.....	116
Figura 5. 37: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P1_R.....	116
Figura 5. 61: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P2_I.....	117
Figura 5. 39: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P2_R.....	117
Figura 5. 40: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P3_I.....	118
Figura 5. 41: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P3_R.....	118
Figura 5. 42: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P1_I.....	119
Figura 5. 43: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P1_R.....	119
Figura 5. 44: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P2_I.....	120
Figura 5. 45: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P2_R.....	120
Figura 5. 46: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P3_I.....	121
Figura 5. 47: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P3_R.....	121
Figura 5. 48: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo raro.....	122
Figura 5. 49: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo ocasional.....	122
Figura 6. 1: Esquema de usos en el edificio sanitario.....	123
Figura 6. 2: Pórtico Y4 y planta tipo. Estructura de los prototipos.....	124
Figura 6. 3: Pórtico Y4. Modelo en SeismoStruct.....	126
Figura 6. 4: Espectro de respuesta. (a) Sismos raros. (b) Sismos Ocasionales.....	129
Figura 6. 5: <i>Pushover</i> de los diferentes prototipos.....	130
Figura 6. 6: Formación de rótulas plásticas en los diferentes prototipos.....	131
Figura 6. 7: Valores medios de los parámetros de respuesta (terremotos raros).....	133
Figura 6. 8: Valores medios de los parámetros de respuesta (terremotos ocasionales).....	134
Figura 6. 9: Función de distribución acumulada de los valores pico de d_{ui}	135
Figura 6. 10: Función de distribución acumulada de los valores pico de a_i	136
Figura 6. 11: Estados de daños tras sismos raros.....	138
Figura 6. 12: Estados de daños tras sismos raros.....	139
Figura 6. 13: Estados de daños tras sismos ocasionales.....	140
Figura 6. 14: Estados de daños tras sismos ocasionales.....	141
Figura 6. 15: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos raros).....	143
Figura 6. 16: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos raros).....	144
Figura 6. 17: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos ocasionales).....	145
Figura 6. 18: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos ocasionales).....	146
Figura 6. 19: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo raro.....	147
Figura 6. 20: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo ocasional.....	147
Figura A. 1: Prototipo P1I. Planta tipo.....	160
Figura A. 2: Prototipo P1I. Pórticos principales.....	161
Figura A. 3: Prototipo P1I. Pórticos secundarios.....	162
Figura A. 4: Prototipo P2I. Planta tipo.....	164

Figura A. 5: Prototipo P2I. Pórticos principales.	165
Figura A. 6: Prototipo P2I. Pórticos principales.	166
Figura A. 7: Prototipo P2I. Pórticos secundarios.	167
Figura A. 8: Prototipo P2I. Pórticos secundarios.	168
Figura A. 9: Prototipo P2I. Pórticos secundarios.	169
Figura A. 10: Prototipo P3I. Planta segunda.	170
Figura A. 11: Prototipo P3I. Pórticos principales.	171
Figura A. 12: Prototipo P3I. Pórticos principales.	172
Figura A. 13: Prototipo P3I. Pórticos secundarios.	173
Figura A. 14: Prototipo P3I. Pórticos secundarios.	174
Figura A. 15: Prototipo P1R. Planta tipo.	176
Figura A. 16: Prototipo P1R. Pórticos principales.	177
Figura A. 17: Prototipo P1R. Pórticos secundarios.	178
Figura A. 18: Prototipo P2R. Planta tipo.	180
Figura A. 19: Prototipo P2R. Pórticos principales.	181
Figura A. 20: Prototipo P2R. Pórticos secundarios.	182
Figura A. 21: Prototipo P3R. Planta tipo.	184
Figura A. 22: Prototipo P3R. Pórticos principales.	185
Figura A. 23: Prototipo P3R. Pórticos secundarios.	186

Índice de tablas

Tabla 1. 1: Centros de salud ubicados en CC.AA. con $a_b \geq 0,16$ g.....	15
Tabla 1. 2: Niveles de prestaciones, estados de daños y desplazamiento entre plantas asociado.	27
Tabla 1. 3: Valores típicos de la deriva entre plantas para los niveles de prestaciones sísmicas en estructuras porticadas (Elnashai and Di Sarno, 2004).	28
Tabla 1. 4: Correlación entre los Estados Límite y los niveles de prestaciones (Elnashai y Di Sarno, 2004).	29
Tabla 3. 1: Objetivos fundamentales del proyecto sismorresistente ante grandes terremotos (Takagi y Wada, 2019).	32
Tabla 4. 1: Ejemplo de matriz EDP obtenida para uno de los prototipos de edificio sanitario.	77
Tabla 4. 2: Grupos de prestaciones y curvas de fragilidad.	84
Tabla 5. 1: Grupos de prestaciones para edificios sanitarios de 1 planta.....	93
Tabla 5. 2: Grupos de prestaciones para edificios sanitarios de 2 plantas.....	94
Tabla 5. 3: Grupos de prestaciones para edificios sanitarios de 3 plantas.....	95
Tabla 5. 4: Características de los acelerogramas originales.....	98
Tabla 5. 5: Coeficientes β aplicados para considerar la direccionalidad de los terremotos. Sismo Raro.	98
Tabla 5. 6: Coeficientes β aplicados para considerar la direccionalidad de los terremotos. Sismo Ocasional.	98
Tabla 5. 7: Periodos correspondientes a los modos 1 y 2 de los diferentes prototipos.....	104
Tabla 6. 1: Armado de los prototipos.....	125
Tabla 6. 2: Grupos de prestaciones, costes y curvas de fragilidad.	127
Tabla 6. 3: Características de los acelerogramas originales.....	128
Tabla 6. 4: Periodos correspondientes a los modos 1 y 2 de los diferentes prototipos.....	132
Tabla A. 1: Prototipo P1I. Armado de vigas.	163
Tabla A. 2: Prototipo P1I. Armado de pilares.....	163
Tabla A. 3: Prototipo P2I. Armado de vigas.	169
Tabla A. 4: Prototipo P2I. Armado de pilares.....	169
Tabla A. 5: Prototipo P3I. Armado de vigas.	175
Tabla A. 6: Prototipo P3I. Armado de pilares.....	175
Tabla A. 7: Prototipo P1R. Armado de vigas.	179
Tabla A. 8: Prototipo P1R. Armado de pilares.	179
Tabla A. 9: Prototipo P2R. Armado de vigas.	183
Tabla A. 10: Prototipo P2R. Armado de pilares.	183
Tabla A. 11: Prototipo P3R. Armado de vigas.....	187
Tabla A. 12: Prototipo P3R. Armado de pilares.....	187

Resumen

En España un 42% de los centros de salud se encuentran situados en zonas de sismicidad media a moderada, según los datos extraídos de Sistemas de Información Geográfica (SIG). Debido a que los hospitales y centros de salud son edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil, necesitan mostrar mejores prestaciones sismorresistentes que los edificios convencionales. Como medida para aumentar el margen de seguridad asociado al proyecto de este tipo de edificaciones, la mayoría de las normativas exigen incrementar el valor de las acciones sísmicas mediante la aplicación del denominado factor de importancia. No obstante, la experiencia ante sismos pasados ha demostrado que los hospitales resultan altamente vulnerables, ya que es habitual que no hayan permanecido operativos tras la ocurrencia de un evento sísmico.

Debido a la importancia de los daños en elementos no estructurales, esta tesis aborda el problema de la evaluación de edificios sanitarios ante terremotos con una metodología sólida y en base a modelos representativos del tipo. Una de las metodologías más sólidas hoy para la evaluación basada en prestaciones es la de ATC-58, que tiene en cuenta la incertidumbre inherente y la variabilidad de la respuesta sísmica, ya que se formaliza sobre una base probabilista.

Este estudio comprende análisis dinámicos no lineales de la estructura de prototipos representativos de edificios sanitarios, la identificación de grupos de prestaciones estructurales y no estructurales, la expresión probabilística de la respuesta estructural y la cuantificación de daños y costes de reparación gracias a curvas de fragilidad. La evaluación de prototipos de edificios sanitarios se considera también la base para discutir el impacto del factor de importancia en las prestaciones de los edificios sanitarios bajo la ocurrencia de terremotos raros y ocasionales, así como la influencia de los criterios heurísticos de proyecto. La recomendación general para un mejor comportamiento estructural del edificio es de simetría, regularidad y redundancia. Sin embargo, las prestaciones de edificios regulares e irregulares resultan análogas debido al peso del daño de los elementos no estructurales y equipamientos, que suponen la principal fuente de pérdidas económicas.

Los resultados del presente trabajo demuestran que las instalaciones estudiadas quedarían fuera de servicio en la mayoría de los casos ante terremotos raros y ocasionales y los costes representan entre el 5% y el 48% del coste inicial del edificio.

1. Introducción

Los hospitales y centros de salud son *edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil*, según establece el Eurocódigo 8 (EC 8,2004). Por esta razón, necesitan mostrar mejores prestaciones sismorresistentes que los edificios convencionales. Como medida para aumentar el margen de seguridad asociado al proyecto de este tipo de edificaciones, la mayoría de las normativas exigen incrementar el valor de las acciones sísmicas mediante la aplicación del denominado factor de importancia que caracteriza las diferentes clases de importancia que establece la normativa para los edificios, dependiendo de las consecuencias de su colapso para la vida humana, de su importancia para la seguridad pública y la protección civil en el periodo inmediato tras el terremoto, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso.

Independientemente de si la estructura ha sufrido daños muy limitados y de tal magnitud que permanece prácticamente en las mismas condiciones resistentes que en el estado previo a la ocurrencia del sismo, los elementos no estructurales, instalaciones y contenidos pueden sufrir daños, lo que reduce considerablemente la funcionalidad de los edificios sanitarios. Esta reducción en las prestaciones de los hospitales ha sido observada en eventos sísmicos en todo el mundo (ATC, 1985; Ho et al., 1995; Çelero, 1996; FEMA 577, 2010; Retamales et al., 2011), constatando que el daño sufrido en elementos no estructurales puede llegar a ser mucho mayor que el causado en la estructura del edificio. En el caso de los hospitales, los costes de los elementos no estructurales representan aproximadamente el 92% de la inversión total en el edificio (Filtrault et al., 2014). Además, el fallo de los elementos no estructurales puede convertirse en un peligro para sus ocupantes y llegar a obstaculizar las labores de evacuación llevadas a cabo por los equipos de rescate en caso de emergencia (Villaverde, 2004). Por tanto, resulta de gran trascendencia la equiparación de los niveles de prestaciones entre elementos estructurales y no estructurales.

Desde la propuesta VISION 2000 (SEAOC, 1995), las investigaciones se centran en desarrollar métodos de análisis, evaluación sísmica y de proyecto fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los conceptos del proyecto sismorresistente basado en prestaciones. Frente a los criterios tradicionales de proyecto sismorresistente basado en la resistencia lateral (que no cuantifican el rendimiento de las estructuras explícitamente en términos de potencial de daño) las metodologías basadas en prestaciones (ATC-58-1, 2011) establecen un proceso formal para el proyecto sismorresistente de nuevos edificios, así como para la mejora sísmica de edificios existentes, aplicable tanto a elementos estructurales como no estructurales, con el propósito de que los edificios puedan alcanzar prestaciones específicas ante sismos futuros. En esta metodología, los objetivos de prestaciones se miden en términos de probabilidad de incurrir en daños, víctimas, costes y tiempo de reparación.

El presente trabajo aborda por un lado las consecuencias de terremotos de diferentes intensidades en una colección de edificios de uso sanitario representativos y por otro lado, el efecto del factor de importancia en las prestaciones sismorresistentes de edificios sanitarios, estableciendo una comparativa entre prototipos de edificios diseñados con factores de importancia que varían desde 1,0 a 1,5. Los edificios son centros sanitarios localizados en regiones de sismicidad media en Europa.

En el capítulo 1 se caracterizan las propiedades de los edificios sanitarios de España mediante Sistemas de Información Geográfica, se describen las consecuencias de terremotos pasados y se analiza la evolución de las metodologías basadas en prestaciones.

El capítulo 2 aborda el estado del arte de los nuevos paradigmas de proyecto sismorresistente poniendo énfasis en las normativas europeas y estadounidenses así como en el daño en elementos no estructurales de edificios sanitarios.

La metodología de la tesis se presenta en el capítulo 3. Esencialmente se ha implementado de forma específica la metodología de evaluación de la ATC-58, que se divide en 4 fases:

- Análisis de la peligrosidad.
- Análisis de la respuesta.
- Análisis de daños.
- Análisis de pérdidas.

En el capítulo 4, en base a análisis dinámicos directos no lineales de prototipos de estructuras representativas de edificios sanitarios españoles tanto de planta y alzado regular como irregular sometidos a una sismicidad moderada, se cuantifica el daño y los costes de reparación asociados.

En el capítulo 5 se discute el efecto del factor de importancia, que es la pieza central del proyecto sismorresistente de edificios de importancia especial. Este factor de importancia toma diversos valores en las normativas mundiales y se discute el efecto real en las prestaciones de los edificios sanitarios.

Finalmente, en el capítulo 6 se discuten las conclusiones del presente trabajo.

1.1. El parque sanitario español

Para caracterizar las propiedades de los edificios sanitarios de España se han empleado Sistemas de Información Geográfica (SIG). Mediante el software QGIS se han asociado centros de salud de España con el nivel de sismicidad que les corresponde según su ubicación geográfica. El objetivo es clasificar las instalaciones sanitarias según varios niveles de sismicidad para determinar las características de los edificios sanitarios representativos que servirán como base para elaborar los prototipos en base a los cuales se determinarán las prestaciones sismorresistentes de edificios sanitarios en este estudio.

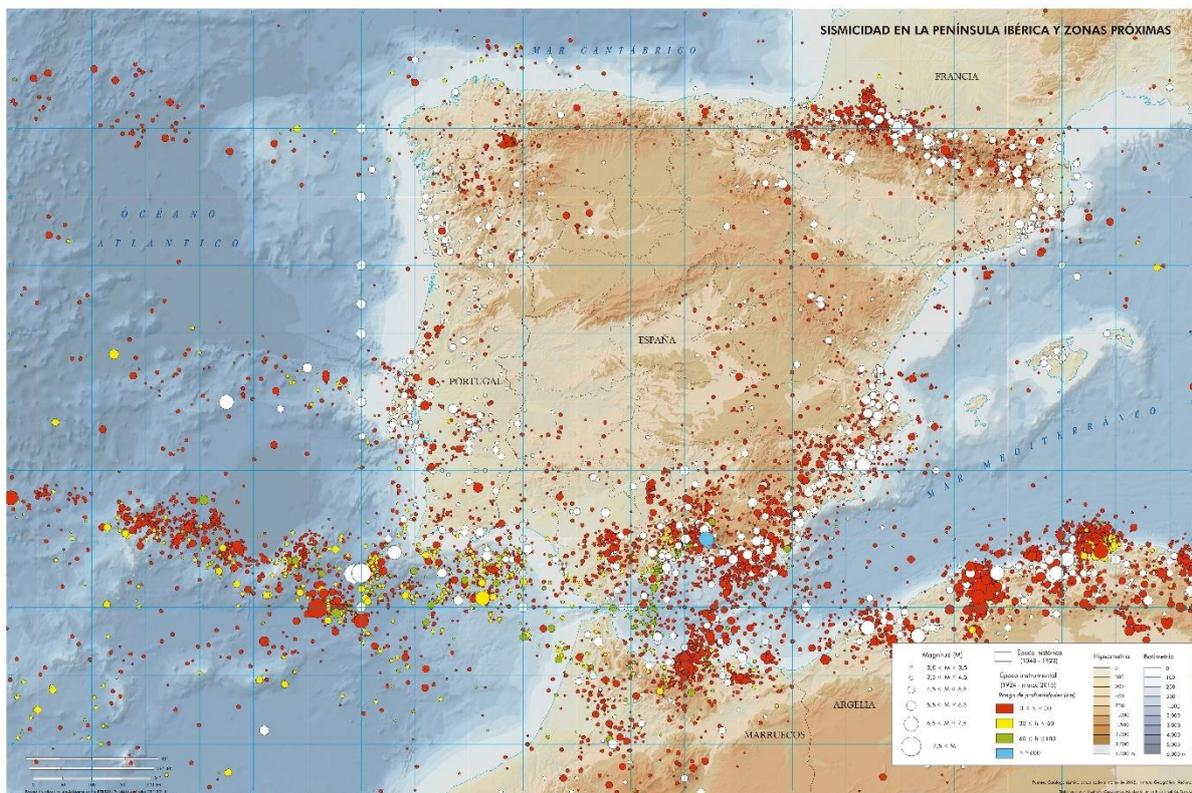


Figura 1. 1: Mapa general de sismicidad de la península ibérica. Fuente: Instituto Geográfico Nacional.

Para establecer la clasificación de edificios sanitarios a nivel nacional, se establecen 3 rangos de aceleración sísmica básica a_b en función de los niveles de sismicidad de la península ibérica: $a_b < 0,04$ g (aceleración sísmica básica para la cual no es de aplicación la NCSE-02), $0,12$ g $\leq a_b < 0,16$ g (nivel de sismicidad medio) $a_b \geq 0,16$ g (nivel de sismicidad elevado). Esto se realiza de acuerdo al mapa actual de peligrosidad.

En la Figura 1.2 se muestran los centros de salud en España clasificados según el nivel de sismicidad de su emplazamiento. De la Figura 1.2 puede analizarse que un 20% de los centros de salud se encuentran en zonas de $0,12$ g $\leq a_b \leq 0,16$ g, lo que supone 175 de un total de 873 analizados y que el 22% de los centros de salud se encuentran

ubicados en zonas de aceleración básica $a_b \geq 0,16$ g. lo que supone 190 centros de salud de un total de 873 analizados. Puede concluirse que un número de casos significativos se encuentran ubicados en zonas con nivel considerable de sismicidad.

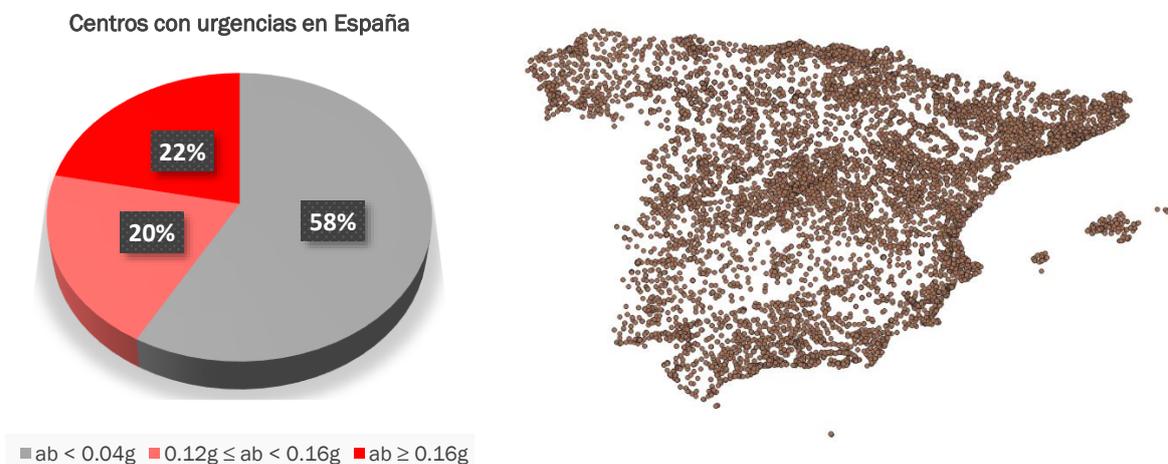


Figura 1. 2: Centros con urgencias en España vs nivel de sismicidad. Elaboración propia.

En las Figura 1.3 se extrae del Sistema de Información Geográfica la misma información, pero en este caso por Comunidades Autónomas. Puede observarse que Andalucía presenta 42 % de centros sanitarios ubicados en zonas con $0,12 g \leq a_b \leq 0,16 g$ y un 58% de centros con urgencias ubicados en zonas de aceleración básica aún mayor $a_b \geq 0,16 g$. Ceuta y Melilla presenta la totalidad de los centros de salud de su territorio con nivel de sismicidad $a_b \geq 0,16 g$, la Comunidad Valenciana el 53% y la Región de Murcia un 62%.

En la Tabla 1.1 se muestra el número de Centros de Salud con urgencias que se ubican en zonas de $a_b \geq 0,16 g$ del total estudiados. Puede observarse que el mayor número de Centros de Salud en zonas con $a_b \geq 0,16 g$, se ubican en Andalucía, por lo que a continuación se analiza el número de centros sanitarios en las provincias de esta Comunidad Autónoma.

Comunidad Autónoma	C. de Salud en zonas con $a_b \geq 0,16 g$	Total de C. de Salud por CA.
Andalucía	103	178
Ceuta y Melilla	1	1
Comunidad Valenciana	57	107
Región de Murcia	28	45

Tabla 1. 1: Centros de salud ubicados en CC.AA. con $a_b \geq 0,16 g$.

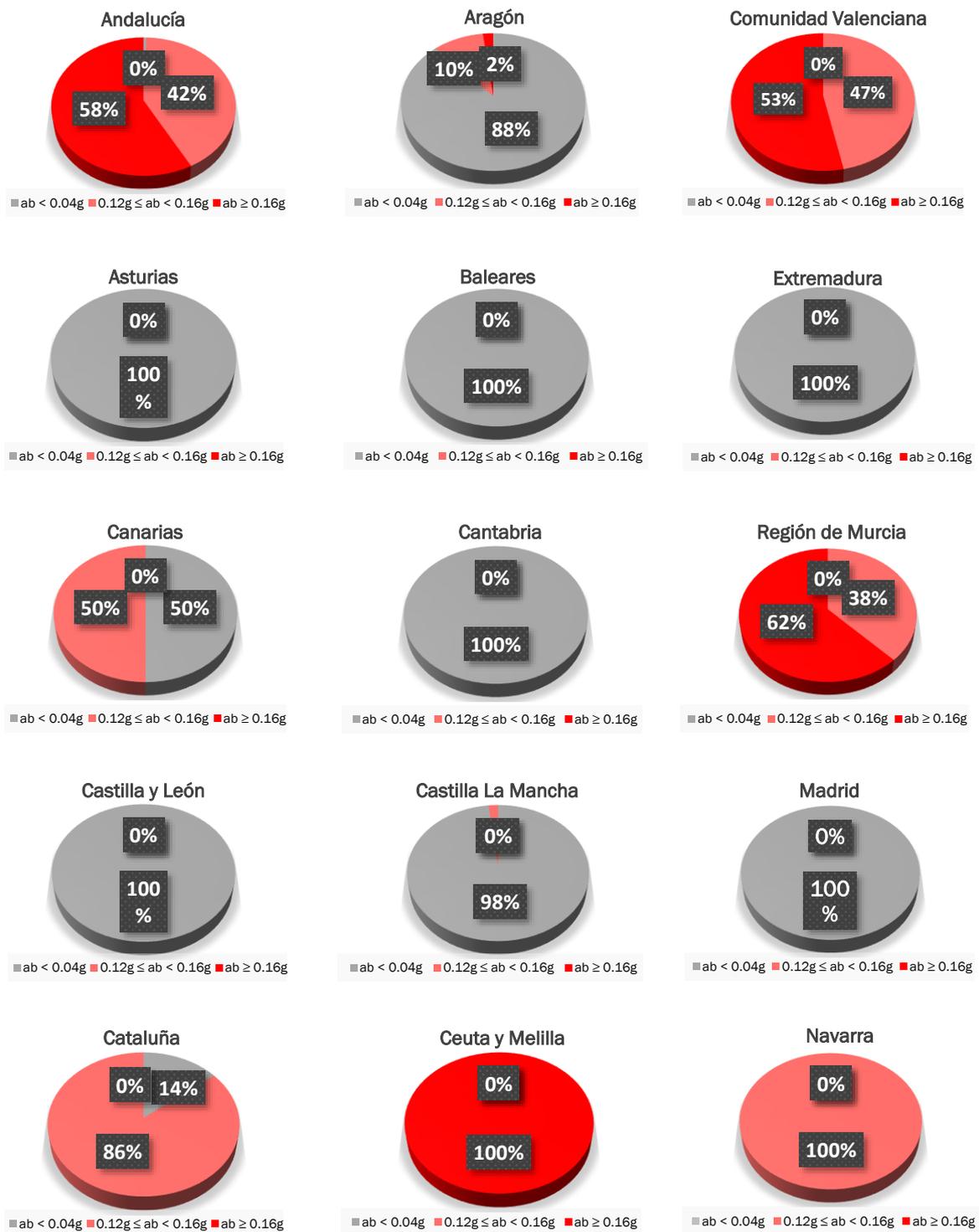


Figura 1. 3: Centros con urgencias por Comunidades Autónomas vs niveles de sismicidad.

Dentro de la Comunidad Autónoma de Andalucía, podemos identificar las provincias con mayor número de casos representativos de centros sanitarios en zonas con aceleración básica $a_b \geq 0,16$ g.

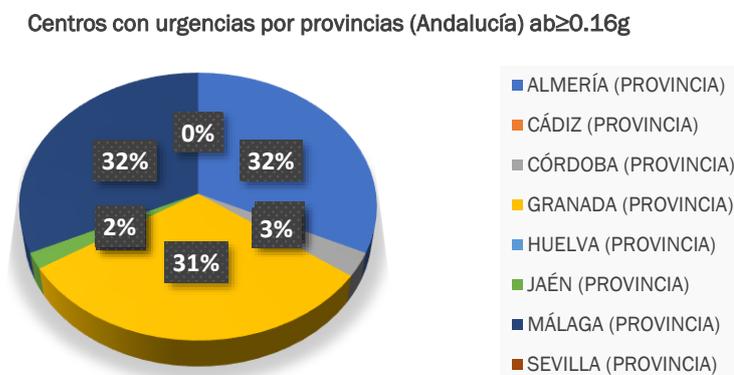


Figura 1. 4: Centros con urgencias en provincias de Andalucía vs nivel de sismicidad.

De la Figura 1.4 puede observarse que las dos provincias que presentan mayor porcentaje de centros de salud ubicados en zonas con sismicidad $a_b \geq 0,16$ g son Málaga, Granada y Almería. Por lo tanto, se decide estudiar prototipos ubicados en zonas de $a_b \geq 0,16$ g, por representar este nivel de sismicidad una mayor peligrosidad y como base para los prototipos se adoptarán edificios sanitarios ubicados en este nivel de sismicidad.

En la Figura 1.5 se muestran edificios sanitarios en la provincia de Granada por número de plantas y año de construcción. De los prototipos que se estudiará en esta tesis se tomarán como referencia edificios sanitarios construidos con posterioridad al año 1994 proyectados en base a la normativa sismorresistente NCSE-94 o la NCSE-02). Puede observarse que posterior al año 1994 predominan los edificios de 1, 2 y 3 plantas sobre rasante.

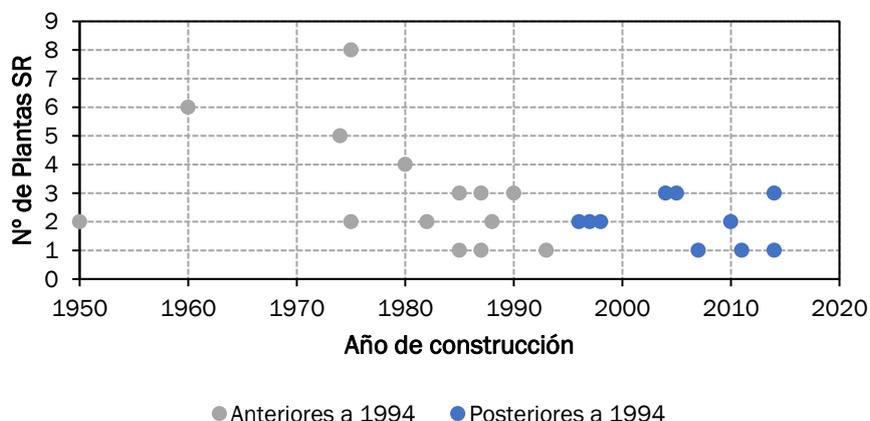


Figura 1. 5: Centros con urgencias en la provincia de Granada en zonas de $a_b = 0,24$ g.

1.2. Consecuencias de terremotos pasados

La especial importancia que tienen las edificaciones de uso sanitario para hacer frente a situaciones de emergencia en general y la necesidad de que estos edificios permanezcan operativos ante un sismo en particular, ha sido puesta de manifiesto por terremotos históricos y recientes. La experiencia ante sismos pasados ha demostrado que los hospitales resultan altamente vulnerables ante terremotos, ya que no han permanecido operativos tras la ocurrencia de un evento sísmico.

El análisis realizado sobre los daños que han sufrido los hospitales ante terremotos pasados pone de manifiesto un balance negativo, incluso ante sismos de intensidad moderada, lo que permite afirmar que no han sido satisfechos los objetivos de prestaciones planteados. Las estrategias relacionadas con la concepción, el diseño y construcción de este tipo de edificaciones que han sido planteadas en estos casos no han garantizado que estos edificios permanezcan operativos y desempeñen su trascendental función ante crisis sísmicas.

A continuación, se presenta una síntesis de daños de tipo estructural y no estructural observados en el hospital de San Salvatore (Italia) y en el sistema hospitalario de Canterbury (Nueva Zelanda).

1.2.1. El caso del hospital de San Salvatore

El terremoto de L'Aquila del 6 de abril de 2009, magnitud momento $M_w = 6,3$ y aceleración máxima del suelo (PGA) de aproximadamente 0,5 g, ocurrió a las 3:32 a.m. en el área del valle central de la región de Abruzzo en Italia. El epicentro del terremoto se localizaba a aproximadamente 4 km al sur del Hospital San Salvatore, la instalación de tratamiento de emergencia centralizada para la región más afectada por este evento sísmico (Price et al., 2012).

Inaugurado oficialmente en el año 2000, el Hospital de San Salvatore se localiza en las afueras de la ciudad de Coppito, a pocos kilómetros de L'Aquila, el centro administrativo de la región de Abruzzo. El hospital tiene capacidad para más de 500 camas, y da servicio a una comunidad de aproximadamente 100.000 habitantes en un área de aproximadamente 1.800 km². El campus del hospital de San Salvatore (Figura 1.6) comprende aproximadamente 14 edificios con juntas estructurales entre algunos de ellos, lo que da como resultado varias unidades estructurales independientes. Las estructuras de los edificios son de hormigón armado, de una altura de tres a cinco plantas.

Horas después del terremoto se ordenó el cierre del hospital como medida de precaución, y los pacientes, incluidas las víctimas del terremoto, fueron trasladados a otro hospital que se encontraba a una distancia considerable. En los días siguientes al evento sísmico, se erigió un hospital de campaña en el sitio, pero su capacidad y funciones representaban una pequeña parte de las del Hospital de San Salvatore.



Figura 1. 6: Vista aérea del Hospital de San Salvatore (Di Pascale et al., 2003).

1.2.1.1. Daños en elementos estructurales

En general, la estructura de hormigón armado de los edificios que componen el conjunto del hospitalario sufrió daños significativos en determinados pilares en tres unidades estructurales del campus sanitario.

Varios pilares de planta baja (cuatro de ocho) que comprenden el pórtico de acceso de la entrada principal y la entrada de urgencias, sufrieron daños parciales sin llegar a colapsar, con una desviación notable en la parte superior de estos elementos del pórtico (Figura 1.7). La cubierta de hormigón armado se derrumbó en esos lugares, el núcleo de hormigón armado interno de las columnas parecía tener un ligero desplazamiento, y el refuerzo vertical estaba expuesto y pandeado. No se observó armadura de estribos, o parecía estar muy espaciada, al menos en estas ubicaciones. El pórtico podría considerarse como una planta blanda y frágil, ya que las plantas superiores tenían una mampostería de relleno significativa.



Figura 1. 7: Daños en pilares en la estructura de entrada principal (Price et al., 2012).

Una serie de pilares de planta baja en un segundo edificio que contiene la farmacia sufrieron daños que caracterizan el comportamiento de columna corta (Figura 1.8), debido

a los cerramientos de fábrica que conforma los paños entre pilares. Aproximadamente seis pilares se vieron afectados, pero, incluso en el peor de los casos, se mantuvo una considerable capacidad de carga vertical después del terremoto.

Finalmente, los detalles estructurales deficientes de ciertas juntas sísmicas provocaron daños locales en un pilar que soporta la estructura del corredor elevado que conecta los edificios en el campus del hospital (Figura 1.8).

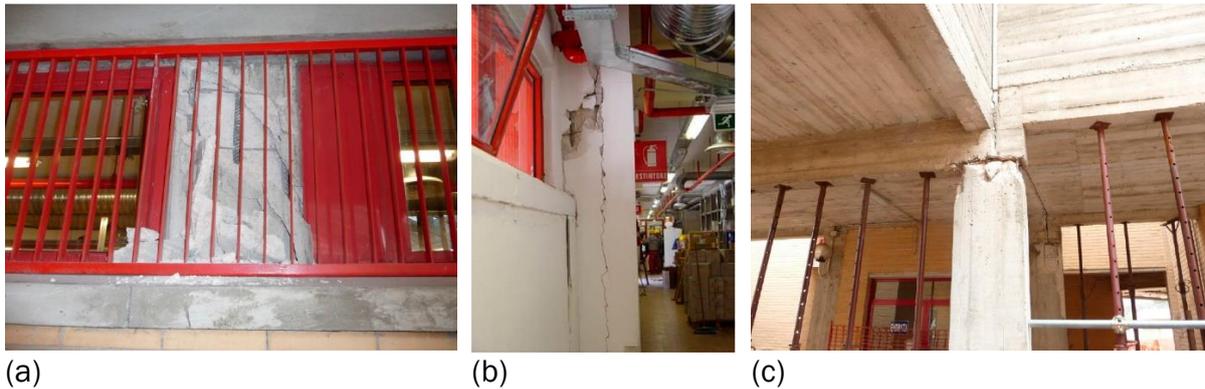


Figura 1. 8: (a) y (b) Daños característicos de columna corta, (c) daños en junta estructural ejecutada incorrectamente sobre pilar compartido (Price et al., 2012).

Debido al terremoto experimentado por la estructura del hospital, parece razonable concluir que la resistencia lateral primaria fue proporcionada por los muros de fábrica de cerramiento y tabiquería. La mayor parte de estos muros generalmente no sufrieron daños (aunque algunos tenían grietas menores). El pórtico de hormigón armado no tuvo un buen desempeño en los lugares donde, en ausencia de muros de relleno, tuvo que resistir la carga lateral (Price et al., 2012).

1.2.1.2. Daños en elementos no estructurales

En general, debido al incorrecto diseño de las juntas estructurales entre edificios adyacentes hubo daños localizados en revestimientos exteriores e interiores. Sin embargo, solo determinados paneles de revestimiento se desprendieron y cayeron al exterior debido a la incorrecta conexión del revestimiento al muro. No obstante, si el terremoto hubiera ocurrido en un momento del día en el que el hospital se encontrase en su máxima ocupación, es probable que se hubieran producido lesiones e incluso el fallecimiento de personas con las que impactase. El terremoto también causó daños en elementos no estructurales tales como falsos techos, luminarias y acabados interiores y se produjo el movimiento de los contenidos de las estanterías y mesas.



Figura 1. 9: (a) Daños en revestimiento exterior y (b) Daños en revestimiento interior (Price et al., 2012).

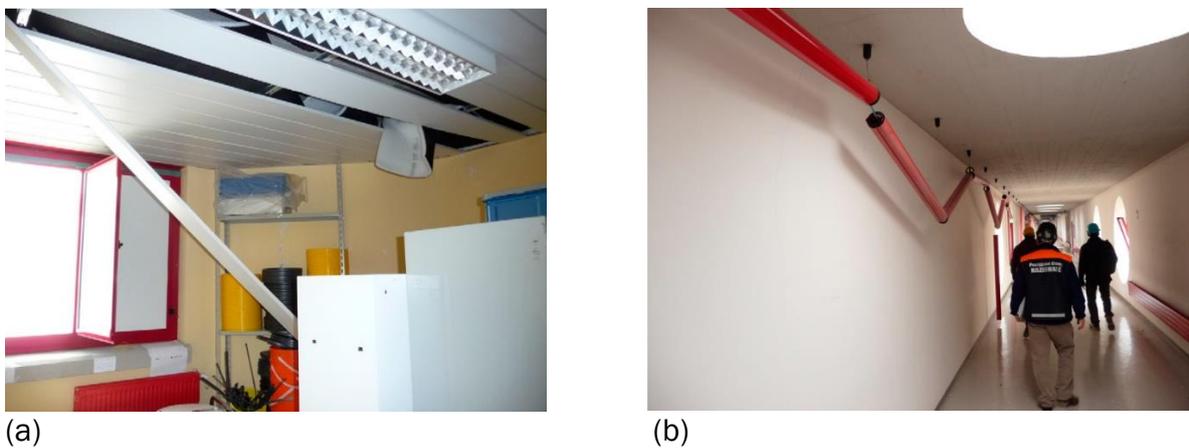


Figura 1. 10: (a) Daños en falsos techos y (b) luminarias desprendidas (Price et al., 2012).

El equipo médico en el hospital apenas sufrió daños, a pesar de que gran parte de él no estaba asegurado en estantes y carros de quirófanos. El personal médico informó que ciertas clases de equipos sensibles a la calibración probablemente requerirían una recalibración o ajuste significativos antes de que puedan estar de nuevo operativos (equipos de resonancia magnética, de radioterapia, etc.).



Figura 1. 11: Daños en equipamiento médico (Price et al., 2012).

1.2.2. El caso del sistema hospitalario de Canterbury

El terremoto de magnitud momento $M_w = 6,2$ y aceleración máxima del suelo (PGA) en un rango entre 0,27 g y 0,45 g, que golpeó la ciudad de Christchurch, Nueva Zelanda, el 22 de febrero de 2011 a las 12:51 p.m. (hora local de Nueva Zelanda) tuvo su epicentro a unos 7 km al este-sureste del centro de la ciudad de Christchurch y se encontraba a una profundidad de aproximadamente 4 km. El terremoto se caracterizó por una breve duración, con un temblor severo que solo duró 15 segundos. Se produjo una licuefacción importante en áreas de todo Christchurch, que causó daños a edificios, infraestructuras y una interrupción importante en el funcionamiento de las principales instalaciones de atención sanitaria de la ciudad y la región circundante, afectando seriamente al sistema de salud de Canterbury, en concreto a la red de hospitales privados y públicos de Christchurch.

La red de hospitales de Canterbury está relativamente centralizada, y el Hospital de Christchurch proporciona la mayor parte de la atención. El Hospital de Christchurch es el hospital más grande del sistema; en él opera el único Departamento de Emergencias y realiza la mayoría de las cirugías generales y especializadas en Canterbury. El hospital de Christchurch da servicio a una población de 560.000 y atiende a más de 35.600 pacientes cada año, de los cuales aproximadamente dos tercios son admitidos de forma aguda. Otras 13.000 personas son pacientes de día. El Hospital Princess Margaret, brinda atención predominantemente geriátrica y psiquiátrica; el hospital admite aproximadamente 2.000 pacientes cada año para atención geriátrica, el 70% de los cuales son remitidos por el Hospital Christchurch. Por su parte, el Hospital Burwood se especializa en rehabilitación y cirugía ortopédica electiva. Por último, el hospital Hillmorton es responsable de la mayor parte de la atención psiquiátrica de Christchurch. Los hospitales privados en la ciudad de Christchurch, St. George's y Southern Cross, brindan atención médica y cirugía electiva. A pesar de la falta de redundancia en los servicios hospitalarios, todos los hospitales de la región se comunican activamente entre sí para proporcionar una atención eficiente y hacer frente a la escasez de capacidad (Jacques et al., 2014).

1.2.2.1. Daños en elementos estructurales

De los hospitales estudiados en la región, solo los hospitales de Christchurch y St. George sufrieron daños estructurales significativos. Si bien no se produjo ningún colapso global o local de estructuras dentro del hospital de Christchurch, los daños estructurales forzaron el cierre de algunas áreas de apoyo, como túneles, edificios administrativos, y uno de los aparcamientos del hospital. La licuefacción del terreno y las inundaciones consecuencia del terremoto causaron la mayor parte del daño al Hospital de Christchurch. En la Figura 1.12 se muestran ejemplos de las áreas que sufrieron graves daños estructurales en el Hospital de Christchurch.

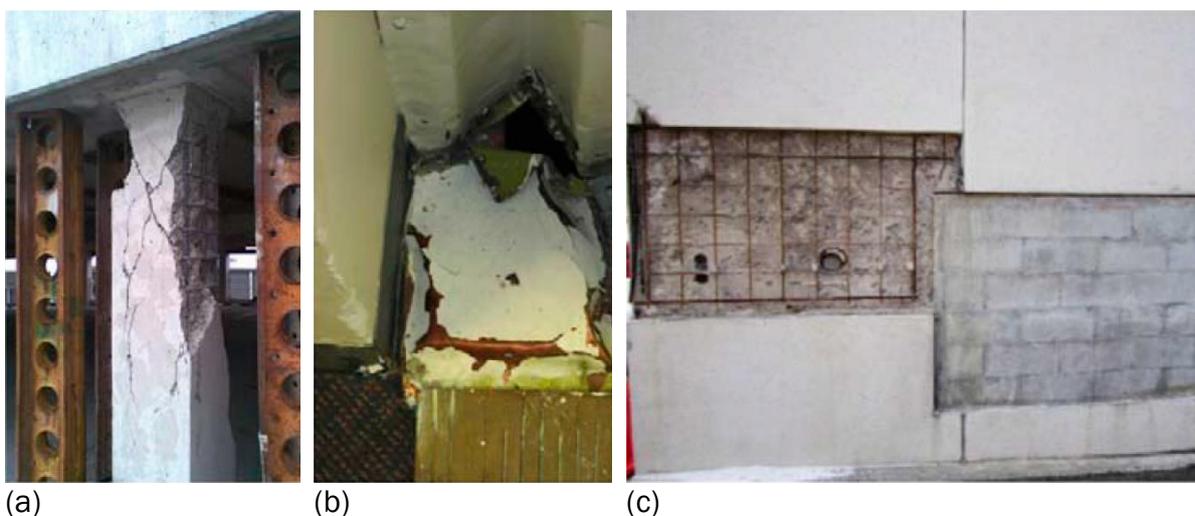


Figura 1. 12: (a) Desprendimiento de hormigón en pilar de Planta Baja, (b) Daños en junta estructural y (c) Daños en muros de hormigón armado (Jacques et al., 2014).

Todos los edificios clínicos en el campus sufrieron daños estructurales menores, incluidas grietas en los muros, daños en el techo y daños en las juntas estructurales. El daño en el Hospital de Christchurch no fue lo suficientemente grave como para causar la pérdida completa de la funcionalidad de la instalación después del evento, pero causó daños que impidieron que la instalación sanitaria permaneciese totalmente operativa durante semanas y meses después del terremoto, ya que los servicios se cerraron temporalmente o se reubicaron durante los trabajos de reparación.

El daño estructural en el Hospital St. George fue menos generalizado, pero más grave. Todo el hospital estuvo cerrado durante cuatro días después del terremoto. El edificio de la maternidad del hospital sufrió un colapso parcial, por lo que tuvo que cerrarse. En el relativamente nuevo Centro de Cáncer, los daños por licuefacción contribuyeron al cierre del edificio (Jacques et al., 2014).

1.2.2.2. Daños en elementos no estructurales

Los daños no estructurales afectaban a múltiples elementos tales como ventanas, falsos techos, tabiquerías, solados, equipo médico y contenido del edificio. Los daños en

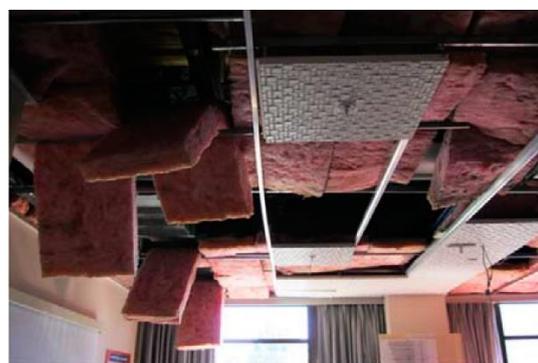
falsos techos (Figura 1.13) fueron una de las principales causas de que el Hospital de Christchurch quedase fuera de servicio, dando lugar también a evacuaciones preventivas, ya que los paneles de falso techo son de espesor considerable para protección contra incendios, pero cuando se dañan, caen con el riesgo que ello supone. Las reparaciones en el techo requerían que se cerraran partes del hospital por períodos que iban desde horas a varios días; Estas reparaciones continuaron durante meses después del terremoto.

También resultaron dañadas instalaciones como luminarias y accesorios, bombas y enfriadores, equipos de cubierta, depósitos de agua, luces de emergencia. Los ascensores también quedaron fuera de servicio durante unas horas.

El daño no estructural más importante desde el punto de vista de la funcionalidad del hospital fue el de las cubiertas y los depósitos de agua, que provocaron la entrada de agua en las plantas superiores del edificio (Jacques et al., 2014).



(a)



(b)

Figura 1. 13: (a) Daños en instalaciones de protección contra incendios y (b) daños en falsos techos (Jacques et al., 2014).

1.3. Proyecto sismorresistente basado en prestaciones

La experiencia ante terremotos pasados ha demostrado que edificios que fueron diseñados según normativas tradicionales alcanzaron el nivel de prestaciones que garantiza la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos. No obstante, esto no implicaba un comportamiento aceptable de los edificios durante de sismos de pequeña y moderada intensidad, como pudo comprobarse durante los terremotos de 1994 en Northridge (USA), de M6,7 y el de 1995 en Kobe (Japón), de M7,2, donde a pesar de que muchas estructuras no colapsaron, las pérdidas económicas fueron muy elevadas debido a la interrupción del uso de los edificios, así como los costes consecuencia de la reparación de los daños causados.

Este comportamiento poco satisfactorio de las estructuras cuando se han visto sometidas a sismos de diferente intensidad originó una tendencia clara a sustituir la filosofía de proyecto basada en la resistencia lateral por metodologías más evolucionadas basadas en prestaciones.

1.3.1. Evolución de las metodologías basadas en prestaciones

A lo largo de los años, se han desarrollado diferentes formas de entender el proyecto basado en prestaciones y sus métodos de implementación. Los Estados Límite (EL), una condición en la que los elementos estructurales y componentes dejan de cumplir su función prevista, fueron adoptados a finales de los años 40 por Streletsky (1947), que establecía un paralelismo entre tensiones admisibles o estados límite y el proyecto basado en prestaciones. Más adelante, a principios de los años 70, el concepto de estado límite de diseño también fue adoptado por Baker and Heyman (1969) y Allen (1975).

Ya en la década de los 90, tres propuestas VISION 2000 (SEAOC, 1995), ATC-40 (ATC, 1996), FEMA 273 y 274 (FEMA, 1996), sentaron las bases de procedimientos que pudieran emplearse como prescripciones sismorresistentes en los códigos (Ghobarah, 2001). La finalidad de la propuesta de VISION 2000 (SEAOC, 1995) era desarrollar el marco de procedimientos tanto para elementos estructurales como para elementos no estructurales, relacionados con el proyecto, el proceso constructivo y las labores de mantenimiento, que permitan que las estructuras desarrollen un rendimiento sísmico predecible cuando se vean sometidas por sismos de diferente intensidad. Las prestaciones se cuantifican en términos de daño en un edificio afectado por un sismo y el impacto que tienen estos daños en el funcionamiento posterior al evento. Establece cinco niveles de prestaciones descriptivos de los estados de daño en los edificios de la zona tras el terremoto, definidos en función de la clasificación de las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: (1) estructuras críticas, (2) estructuras esenciales que son las encargadas de las operaciones posteriores al evento sísmico (a este grupo pertenecen los hospitales), y (3) estructuras básicas.

En el documento del ATC-40 (ATC, 1996) el proyecto basado en prestaciones se refiere a la metodología en la que los niveles de prestaciones empleados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos estructurales se definen de forma independiente. Esta propuesta considera que existen múltiples objetivos de prestaciones para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de rendimiento estructural con los terremotos de proyecto. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de diferentes consideraciones (de tipo funcional, legal, económico y de preservación).

El documento FEMA 273 (FEMA, 1996) elaborado por *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) contiene diversos objetivos de prestaciones con terremotos probabilísticos asociados. Los métodos de análisis y proyecto que varían desde análisis estáticos a análisis dinámicos no lineales para múltiples niveles de prestaciones. La propuesta define los niveles de prestaciones para elementos no estructurales y contenidos y propone límites de desplazamiento para varios sistemas estructurales en diferentes niveles de prestaciones (Ghobarah, 2001).

Posteriormente se desarrolla el proyecto ATC-58 (ATC-58-1, 2011) cuyo propósito es implantar una metodología mediante el desarrollo de una serie de procedimientos basados en el emplazamiento, considerando elementos estructurales y no estructurales, y características de ocupación del edificio, que permitiesen alcanzar los niveles de prestaciones deseados en nuevos edificios y existentes. El proyecto se inició en el año 2001 y se lleva a cabo conjuntamente entre FEMA y Applied Technology Council (ATC), estando en desarrollo durante aproximadamente doce años. El primer paso fue la actualización de FEMA 349 *Action Plan* (FEMA, 2000), que resultó en la publicación de FEMA 445, *Next- Generation, Performance-Based Seismic Design Guidelines, Program Plan for New and Existing Buildings* (FEMA, 2006). En 2006 se inició la Fase 1 del desarrollo de una metodología de evaluación sísmica basada en prestaciones, que culminó en 2012, con la publicación de FEMA P-58, *Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology, Volume 2 – Implementation Guide* (FEMA P-58, 2012).

1.3.2. Niveles de prestaciones y objetivos

Un determinado nivel de prestaciones describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños que puedan sufrir los elementos estructurales y no estructurales del edificio, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes del edificio, inducida por estos daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al sismo (SEAOC, 1995), (ATC, 1996). Los objetivos de prestaciones son definidos por estados límite, tanto para elementos estructurales como no estructurales.

El comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cinco niveles de prestaciones descriptivos de los estados de daño que sufren los edificios tras el sismo:

- *Totalmente operativo*: corresponde a un nivel en el cual no ocurren daños. La edificación permanente totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- *Operativo*: en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo. No obstante, los daños en algunos contenidos y elementos no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas de las funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- *Seguridad*: nivel de prestaciones en el cual pueden producirse daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Se produce una degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente de la estructura, aunque aún permanece un margen de seguridad hasta el colapso. Las

instalaciones quedan fuera de servicio. Es probable que sea necesario rehabilitar la edificación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- *Previo al colapso:* en este nivel de prestaciones la degradación de la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura no es segura para sus ocupantes. El costo de reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.
- *Colapso:* Los elementos que resisten las cargas verticales han colapsado. El edificio es inseguro y se requiere su demolición.

Varios documentos (SEAOC, 1995), (ATC, 1996), (FEMA, 1996) promueven los mismos conceptos, pero difieren en detalles y especificaciones. Algunos de los niveles de prestaciones pueden ser agrupados en categorías equivalentes en la Tabla 1.2 (Ghobarah, 2001).

Niveles de prestaciones (SEAOC,1995), (ATC 1996), (FEMA 1996)	Estado de daños	Deriva entre plantas (SEAOC, 1995)
Totalmente operativo, Ocupación inmediata	Sin daños	<0,2%
Operativo, Daño controlado, Moderado	Reparables	<0,5%
Seguridad	No reparables	<1,5%
Previo al colapso, Seguridad limitada	Severos	<2,5%
Colapso	Severos	>2,5%

Tabla 1. 2: Niveles de prestaciones, estados de daños y desplazamiento entre plantas asociado.

Los niveles de prestaciones están asociados con niveles de peligrosidad sísmica que pueden ser definidos en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, se especifica un nivel de movimiento sísmico asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que, en los enfoques deterministas, se definen en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente concreta.

Otras investigaciones más recientes (Elnashai and Di Sarno, 2004) proponen una metodología basada en prestaciones para estructuras formadas por pórticos, aunque también sería aplicable a elementos no estructurales, componentes y contenidos. Esta metodología está basada en los tres Estados Límite que se detallan a continuación:

- *Estado Límite de Servicio:* La estructura solo presenta daños ligeros. Los elementos estructurales mantienen su resistencia y rigidez. Los elementos no estructurales tales como las particiones podrían presentar fisuras, que podrían ser económicamente reparables. La estructura no presenta derivas entre planta de carácter permanente.
- *Estado Límite de Daño controlado:* La estructura está significativamente dañada, pero aún tiene reserva de resistencia y rigidez. Los elementos estructurales verticales son capaces de resistir cargas gravitatorias, quedando aún la estructura lejos del colapso. Los elementos no estructurales resultan dañados. La estructura es reparable, pero con un coste considerable. La estructura presenta derivas entre planta de carácter permanente.
- *Estado Límite de Prevención del colapso:* La estructura está gravemente dañada, con una capacidad de resistencia y rigidez prácticamente residual. Los elementos estructurales verticales son capaces de resistir las acciones gravitatorias verticales, pero no de manera indefinida. La mayoría de los elementos no estructurales han colapsado. La estructura está cerca del colapso y podría no resistir otro terremoto, incluso de moderada intensidad. Presenta grandes derivas entre plantas de carácter permanente.

Estos Estados Límite están intrínsecamente relacionados con la resistencia, rigidez y ductilidad de la estructura. Los objetivos de prestaciones que se establecen son la asociación de un determinado nivel de peligrosidad con los Estados Límite, como se detalla en las Tablas 1.3 y 1.4.

Nivel de prestaciones	Tipo de daños	Peligrosidad sísmica		Deriva entre plantas (d/h)
Estado Límite	Nivel	Tipo	Probabilidad de excedencia	Valores (%)
Servicio	No estructural	Frecuente	50% en 50 años	$0,2 < d/h < 0,5$
Control de daños	Estructurales moderados	Ocasional	10% en 50 años	$0,5 < d/h < 1,5$
Prevención del colapso	Estructurales severos	Raros	2% en 50 años	$1,5 < d/h < 3,0$

Tabla 1. 3: Valores típicos de la deriva entre plantas para los niveles de prestaciones sísmicas en estructuras porticadas (Elnashai and Di Sarno, 2004).

Estados Límite	Objetivos de prestaciones		
	Servicio	Daño controlado	Prevención del colapso
Fisuración			
Primera fluencia			
Desprendimiento			
Plastificación			
Pandeo local			
Aplastamiento			
Fractura/Fatiga			
Pandeo global			
Deriva entre plantas residual			

Tabla 1. 4: Correlación entre los Estados Límite y los niveles de prestaciones (Elnashai y Di Sarno, 2004).

En la Figura 1.14 se ilustra una matriz conceptual que refleja el proceso de la metodología basada en prestaciones.

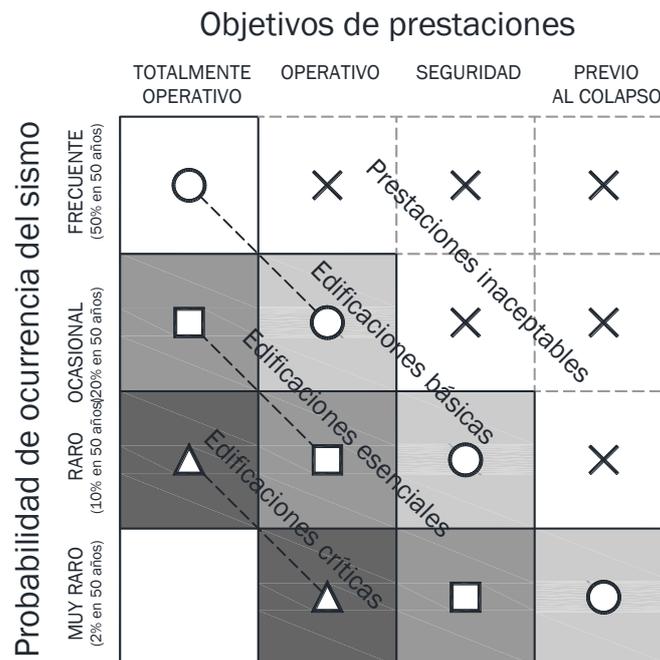


Figura 1. 14: Matriz conceptual de identificación de los niveles de prestaciones recomendados (Figura adaptada de Elnashai y Di Sarno, 2004).

1.3.3. Desarrollo de nuevas metodologías basadas en prestaciones

Los terremotos de Northridge (EE.UU, 1994) y de Kobe (Japón, 1995) han marcado un antes y un después en la ingeniería sísmica, y han dado un impulso decisivo a la implantación del proyecto sismorresistente basado en prestaciones (PBSD). Se trata no

solo de prevenir el colapso del edificio en caso de un terremoto severo, sino de controlar también los daños estructurales y no estructurales. La idea del PBSD fue recogida por primera vez en un informe de 1995 elaborado por el SEAOC (SEAOC, 1995). La adopción del nuevo marco conceptual del PBSE está impulsando dos líneas de trabajo fundamentales en la ingeniería sísmica actual. Por un lado, la puesta a punto de nuevos métodos de cálculo sísmico que permitan hacer estimaciones cuantitativas del daño. En esta línea se encuadran los “métodos basados en el desplazamiento” y los métodos basados en balance energético”. Por otro lado, el desarrollo e implantación de estrategias y soluciones sismorresistentes innovativas que limiten los daños estructurales y no estructurales a través de (i) disipar la energía que el sismo introduce en la construcción en elementos especialmente preparados para ello y de esa manera proteger el resto de la estructura, (ii) evaluar cuantitativamente los daños estructurales (iii) limitar drásticamente las deformaciones horizontales máximas entreplantas, (iv) reducir las aceleraciones máximas absolutas de respuesta, etc. En esta línea se sitúan las nuevas estructuras con aislamiento de base y las estructuras con sistemas de control pasivo, activo o híbrido (Benavent, 2010).

2. Objetivos de la Tesis

Esta tesis tiene como objetivo evaluar las prestaciones sismorresistentes de construcciones sanitarias realizadas en el ámbito de aplicación de la NCSE-02 y del Eurocódigo 8. El trabajo se realiza en base a metodologías de evaluación reconocidas y persigue dar una respuesta rigurosa a cuestiones sobre la seguridad de edificios de importancia especial, con énfasis en los componentes no estructurales y contenidos del edificio.

Para conseguir este objetivo principal se persiguen los siguientes objetivos específicos:

- Hacer una revisión crítica de las nuevas metodologías emergentes de evaluación sismorresistente.
- Caracterizar la fragilidad de los componentes típicos de las construcciones sanitarias en España.
- Realizar modelos representativos de edificios sanitarios basados en el parque construido.
- Caracterizar dos escenarios de peligrosidad sísmica correspondientes al terremoto raro y al terremoto ocasional.
- Estudiar las implicaciones de considerar o no los criterios heurísticos de proyecto (simetría, regularidad, redundancia).
- Discutir el efecto del factor de importancia en las prestaciones globales del edificio.
- Identificar estrategias de mitigación del daño.

La novedad de esta tesis radica en la aplicación de procedimientos y herramientas de inspección y evaluación sismorresistente de última generación, pero esta aplicación no es trivial, ya que las tecnologías constructivas en las que se fundamenta son distintas. La tesis investiga cómo de efectivo es el factor de importancia asignado a construcciones de importancia especial en diferentes normativas (Eurocódigo 8, NCSE, ASCE), y en qué medida se reduce el impacto de terremotos con un valor u otro. Se investigan también relaciones de fragilidad que caractericen el daño en las tecnologías contemporáneas de construcción.

Los resultados obtenidos servirán de referencia para evaluar la fragilidad de edificios existentes. A partir de la evaluación del comportamiento, es posible proponer estrategias de rehabilitación que darán lugar a edificios más seguros, durables y sostenibles.

3. Estado del arte

3.1. Nueva filosofía del proyecto sismorresistente. Estudios en otros países

La Tabla 3.1 compara los objetivos fundamentales de los actuales y nuevos enfoques del proyecto sismorresistente, en términos de vidas humanas (V), futuro uso del edificio (E) y en que permanezca operativo tras el sismo (O). Se ha demostrado que el enfoque de proyecto sismorresistente actual puede ser insuficiente para garantizar los objetivos establecidos en la Tabla 3.1. Por otro lado, edificios diseñados bajo el nuevo enfoque alcanzarían estos objetivos para terremotos pequeños y moderados, y probablemente incluso para grandes terremotos.

Enfoque actual del proyecto sismorresistente		Nuevo enfoque del proyecto sismorresistente
V	Las vidas pueden salvarse	Asegura que se salvarán las vidas
E	No garantiza que el edificio permanezca operativo con algunas reparaciones	El edificio podrá usarse tras algunas reparaciones
O	El edificio no permanece operativo después del terremoto	El edificio permanece operativo después del terremoto

Tabla 3. 1: Objetivos fundamentales del proyecto sismorresistente ante grandes terremotos (Takagi y Wada, 2019).

3.1.1. Japón

Para lograr los objetivos del nuevo enfoque de proyecto sismorresistente mostrado en la Tabla 3.1, un método efectivo de proyecto sismorresistente permitiría que los elementos estructurales jueguen roles separados. Por un lado, la estructura primaria soportaría las cargas gravitatorias, y por otro, se diseñan elementos estructurales específicos que resistirían las cargas sísmicas. Por lo tanto, los elementos estructurales antisísmicos protegen a los miembros estructurales primarios contra los grandes terremotos, como se muestra en la Figura 3.1.

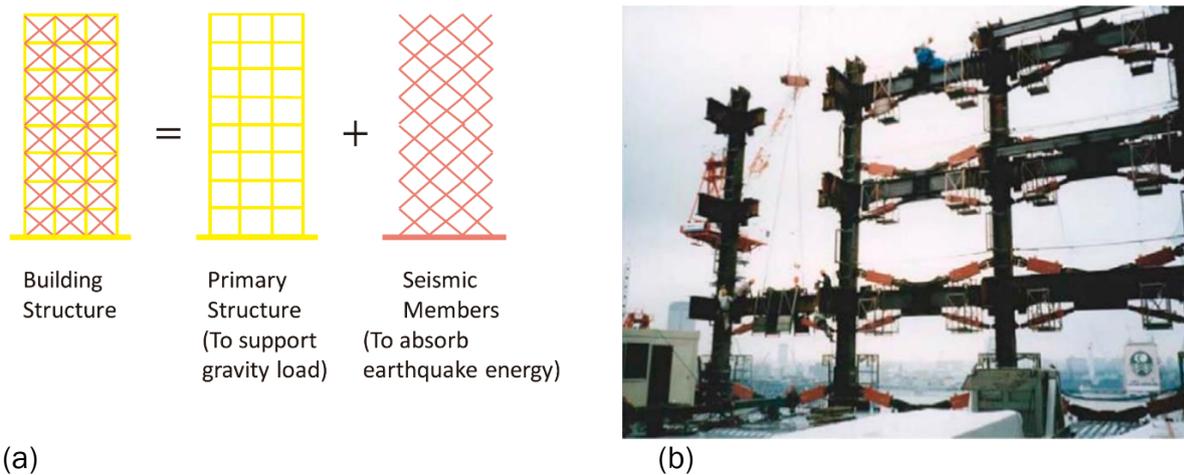


Figura 3. 1: (a) Separación en miembros estructurales primarios y sismorresistentes (b) aplicación de BRBs (Takagi y Wada, 2019).

Uno de los tipos de elementos estructurales sismorresistentes son los disipadores histeréticos, que forman parte de los denominados sistemas de control pasivo de estructuras y disipan energía cambiando la microestructura de un metal y aumentando su temperatura.

El caso ilustrado en la Figura 3.1 son las barras de pandeo restringido (BRBs) que son una variante de disipador histerético, y representan los elementos estructurales sismorresistentes, los cuales están separados de la estructura primaria. Los BRB consisten en un perfil de acero que se hace plastificar bajo deformaciones axiales de tracción/compresión, y para evitar su pandeo se embebe dentro de un tubo metálico relleno de hormigón. El acero del perfil se recubre de un material que evita la adherencia con el hormigón. Estos elementos protegen la estructura primaria, la cual permanece idealmente elástica, de manera que satisface los objetivos de la Tabla 3.1.

Otro sistema sismorresistente es el de aislamiento de base, mostrado en la Figura 3.2. La superestructura se conecta de manera flexible a la cimentación por los siguientes mecanismos (1), (2) y (3).

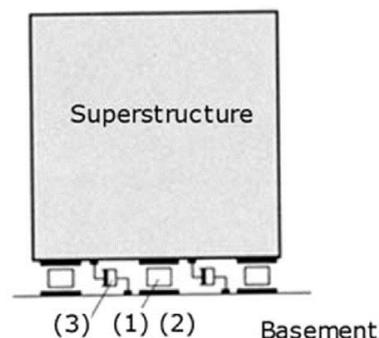


Figura 3. 2: Diagrama esquemático de una estructura con sistema de aislamiento de base (Takagi y Wada, 2019).

Siendo:

- (1) El mecanismo para soportar la estructura en la dirección vertical.
- (2) El mecanismo para exhibir una fuerza restauradora en la dirección horizontal.
- (3) El mecanismo de absorción de energía en el desplazamiento relativo entre la estructura y la cimentación.

El principio de las estructuras con aislamiento de base consiste en intercalar entre la superestructura que forma el vuelo del edificio y la cimentación, una planta de aislamiento donde se combinan dos tipos de elementos: aisladores de base y disipadores de energía. Los aisladores de base son elementos formados a base de láminas de elastómeros zunchados con chapas de acero (neopreno zunchado). Las chapas de acero se colocan fundamentalmente para reducir el acortamiento del elastómero bajo carga vertical. La principal característica de los aisladores de base es su escasísima rigidez lateral -el módulo de deformación transversal del neopreno es del orden de $0,4 \text{ N/mm}^2$ -, y su alta capacidad de soportar cargas verticales aun con deformaciones horizontales muy elevadas. El papel de los aisladores de base es el de soportar el peso del edificio mientras éste se desplaza horizontalmente debido al terremoto. Los disipadores de energía tienen la función de disipar la toda la energía introducida por el terremoto. Sus principales ventajas son (Benavent, 2010):

- La reducida flexibilidad lateral del elastómero permite alargar considerablemente el periodo fundamental de vibración del edificio, y alejarlo del rango de periodos donde los terremotos normalmente introducen mayor cantidad de energía en las estructuras.
- La capacidad última de disipación de energía de la estructura está plenamente garantizada por unos elementos especiales proyectados al efecto (los disipadores), y no está sujeta a incertidumbres de predecir la distribución de daño entre las plantas, porque todo el daño se concentra en la planta de aislamiento (en los disipadores).
- Es de una elevada simplicidad conceptual y su respuesta sísmica puede predecirse con mucha fiabilidad empleando métodos basados en el balance energético.
- El papel de soportar la carga gravitatoria y el papel de disipar energía están desempeñados por dos elementos completamente distintos (el elastómero y el disipador), y ello propicia su optimización.
- Se pueden conseguir reducciones drásticas de las aceleraciones absolutas de respuesta del edificio, y de esta manera evitar daños en los elementos no estructurales.

- La planta de aislamiento funciona como una estructura del tipo mixto rígido-flexible (el elemento rígido son los disipadores y el flexible los elastómeros), capaz de optimizar sus principales ventajas: (la eficiencia medida como cociente entre la energía total disipada y desplazamiento lateral máximo es muy elevada; y (ii) la deformación plástica remanente en el edificio tras el terremoto es prácticamente nula.

La siguiente Figura 3.3 muestra edificios del Instituto de Tecnología de Tokyo diseñados bajo el nuevo enfoque sismorresistente que se ilustró en la Tabla 3.1. La estructura tiene 20 plantas y su altura es de 91,35 m. Los pilares de la superestructura consisten en tubos cuadrados rellenos de hormigón y todas las vigas son de acero laminado de ala ancha. Las fuerzas laterales sísmicas se reducen significativamente por el efecto del aislamiento de base (Takagi et Wada, 2017).

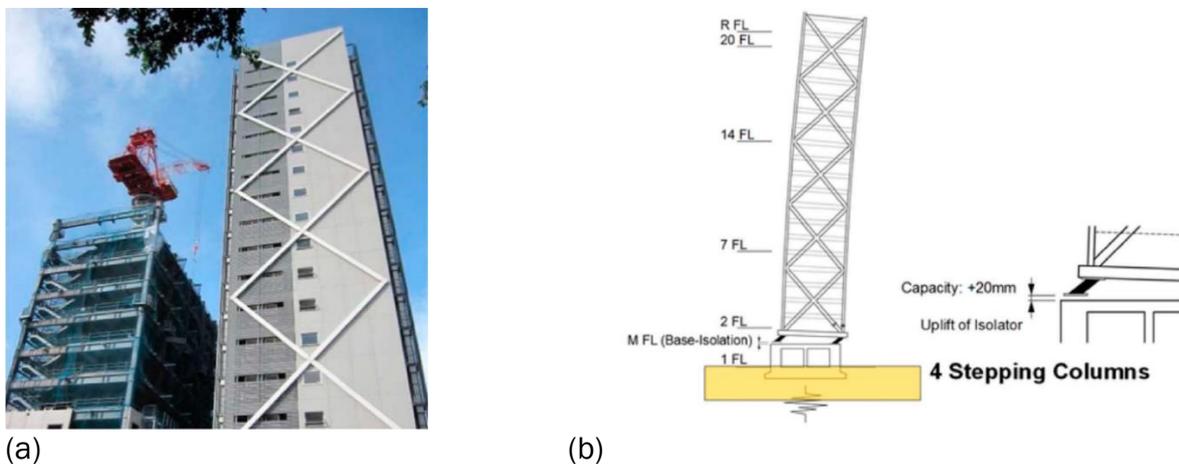


Figura 3. 3: (a) Pórtico exterior (b) Esquema estructural (Takagi et Wada, 2019).

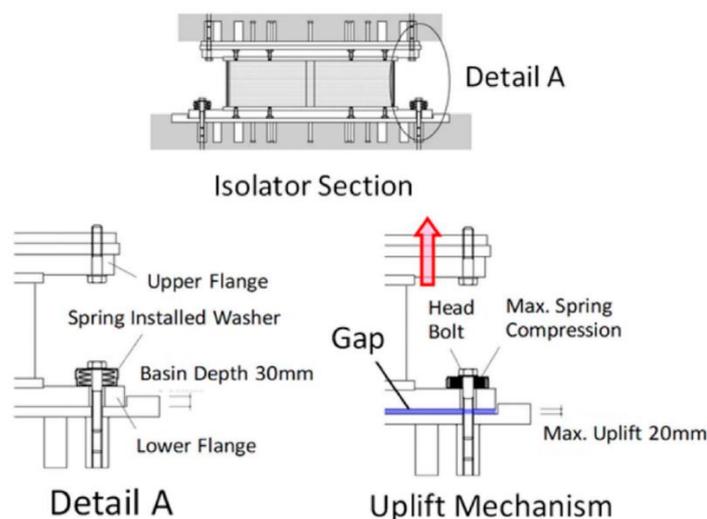


Figura 3. 4: Detalle de sistema de aislamiento de base en el edificio del Instituto de Tecnología de Tokyo (Takagi et Wada, 2019).

El sistema de aislamiento de base ilustrado en la Figura 3.2 consta de 16 aisladores con cojinetes de goma, 14 amortiguadores de acero y 2 amortiguadores de aceite. Los tirantes se colocan en los pórticos exteriores que son los encargados de resistir la mayoría de las acciones horizontales debidas al sismo. Los pórticos interiores resisten la flexión. Debido a la concentración de fuerzas laterales el momento de vuelco en los pórticos exteriores es elevado. Por lo tanto, se requiere que los aisladores de base trabajen incluso ante fuerzas verticales.

Los aisladores en las 4 esquinas (ver Figura 3.4) de los marcos exteriores están conectados por pernos de anclaje a través de arandelas de resorte cónicas, y la placa inferior de cada aislador asienta en un agujero circular realizado en la placa base. En consecuencia, debido a las fuerzas verticales de elevación, son relevadas por este mecanismo. Los pórticos exteriores están conectados a los pórticos interiores adyacentes por medio de vigas fuertes en la dirección longitudinal, y la elevación de las columnas no excede de más de 20 mm en grandes terremotos.

En cuanto a edificios sanitarios, durante el terremoto de Kumamoto de 2016, en un hospital con estructura de hormigón armado de diseño convencional, los contenidos y equipamiento médico cayeron debido a la gran aceleración. También se observaron fisuras en pilares y muros (Figura 3.5a y b). Aunque estos daños no afectan a las prestaciones de la estructura, los ocupantes de esos edificios, incluido 300 pacientes y personal sanitario, tuvieron que ser trasladados a otros hospitales.



Figura 3. 5: (a) Fisuras en pilares (b) Caída de equipamiento médico (Takagi y Wada, 2019).

Sin embargo, otro hospital diseñado con aislamiento de base (Figura 3.6a) experimentó un gran movimiento, con una amplitud máxima de 900 mm (es decir, un desplazamiento máximo de 450 mm) (Figura 3.6b). Este es el mayor desplazamiento registrado en terremotos pasados. A pesar de experimentar este gran desplazamiento, la

superestructura estaba casi intacta y el edificio estuvo completamente operativo después del terremoto, pudiendo dar acogida al Equipo de Asistencia Médica para Desastres.

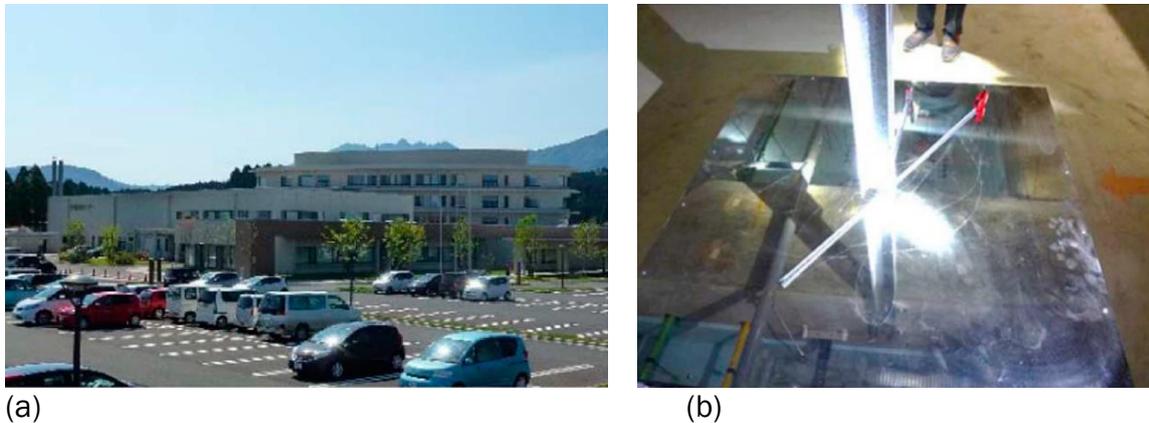


Figura 3. 6: (a) Hospital con aislamiento de base (b) Máximo desplazamiento de 450 mm (Takagi et Wada, 2019).

3.1.2. Estados Unidos

Los dispositivos de disipación de energía, incluidos los amortiguadores viscosos de pared (VWD), son efectivos para mejorar las prestaciones sismorresistentes de los edificios. El uso de los VWD puede proporcionar nuevas oportunidades de diseño y ampliar el uso de sistemas estructurales de pórticos de hormigón armado a edificios de mayor altura.

El sistema de VWD se desarrolló por primera vez en Japón a finales de la década de los 80 por ingenieros de la Sumimoto Construction Company, Ltd. Y desde entonces se han utilizado en más de cien proyectos en Japón (Arima et al. 1988; Miyazaki et al. 1986). En la Figura 3.7 se muestra un VWD típico, que consiste en un tanque de acero lleno con un fluido viscoso polimérico, conectado a la viga de piso. Se insertan placas verticales de acero y se conectan a la viga del piso de arriba. La placa es libre de moverse horizontalmente a través del fluido viscoso en el tanque. Como ventaja de los VWD sobre los amortiguadores de pistón, los VWD no funcionan bajo presión (fluido libre en lugar de fluido comprimido) y no requieren mantenimiento. Durante el terremoto, las plantas se desplazan horizontalmente entre sí y el fluido proporciona amortiguación dependiente de la velocidad.

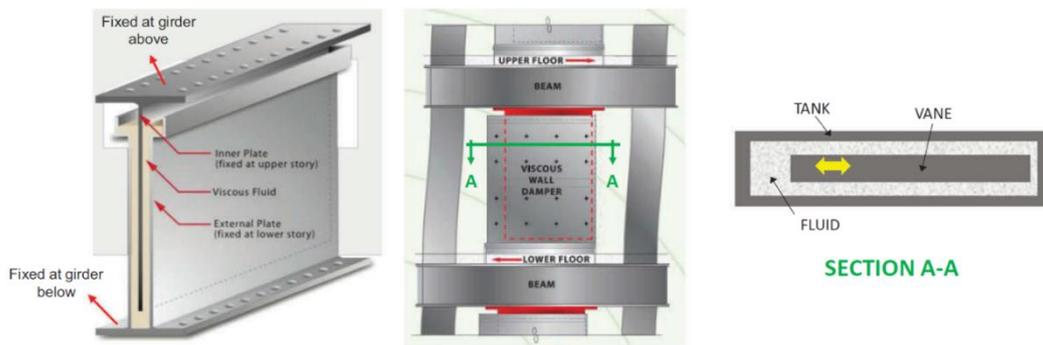


Figura 3. 7: (a) Representación esquemática de los componentes de VWD y conceptos (Dilsiz et al. 2019).

Recientemente, VWD se introdujo en el mercado estadounidense a través de Dynamic Isolation Systems (DIS) Inc. (Love et al. 2012; Newell et al. 2011; Dynamic Isolation Systems, Inc. (DIS) 2009). La prueba a gran escala de los dispositivos DIS VWD se realizó en la Universidad de California, San Diego, para caracterizar el comportamiento de VWD y definir parámetros de modelado para establecer el rendimiento frente a sismo y viento esperado. Las muestras se probaron como se ilustra en la Figura 3.8 bajo una variedad de desplazamientos y velocidades (movimiento sinusoidal y sísmico) en carga simple y bidireccional. Las pruebas se realizaron de acuerdo con la ASCE 7-05 para establecer el rendimiento del dispositivo.

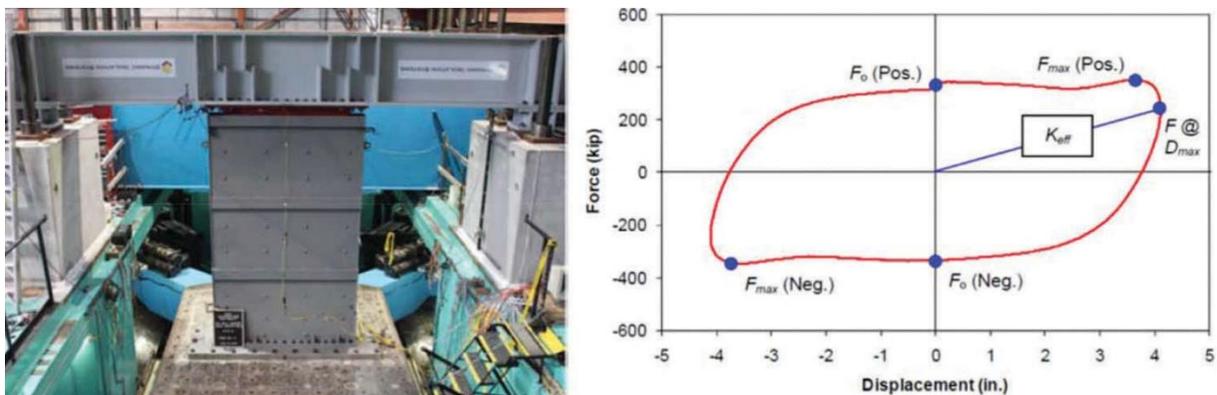


Figura 3. 8: (a) Prototipo a escala en la UC San Diego y definición de propiedades del VWD (Newell et al. 2011).

El nuevo hospital de California (California Pacific Medical Center) es el primer y único proyecto en los Estados Unidos hasta ahora, en usar VWD (Newer et al. 2011). El nuevo hospital (CPMC) está ubicado en San Francisco, California, en el campus de Van Ness y Geary Street. El hospital está ubicado a solo 11 km de la falla de San Andrés.

El objetivo principal era mejorar las prestaciones sismorresistentes a un menor costo. Las prestaciones sismorresistentes se definieron como aceleraciones de la planta

inferior y reducción de las demandas inelásticas en los pilares y vigas principales. El hospital consta de 12 plantas y dos niveles de aparcamiento. El principal sistema de resistencia a la fuerza horizontal es un pórtico de acero resistente a flexión sondaado con 119 VWD para proporcionar la amortiguación suplementaria. El diseño preliminar incluyó otros sistemas sismorresistentes, pero se decantaron por el sistema con VWD debido a que era más simple en comparación con los otros sistemas, como el de aislamiento de base. Además, los VWD podían ubicarse entre las ventanas de la fachada exterior. En la Figura 3.9, se muestra la instalación del sistema de VWD y la construcción del nuevo hospital.



Figura 3. 9: Construcción del nuevo hospital de California e instalación del VWD (Dilsiz et al. 2019).

3.2. Proyecto sismorresistente de edificios de uso sanitario. El enfoque normativo

La alta ocupación permanente y la necesidad de un funcionamiento ininterrumpido son las principales características de los hospitales. Estas premisas determinan la mayor parte de los requisitos de proyecto del edificio y plantean el mayor desafío para establecer las medidas de mitigación de daños.

No es de extrañar que algunos diseños de hospitales, que de otro modo serían adecuados para los requisitos de su complejo funcionamiento, puedan afectar a estas operaciones en condiciones de emergencia. Esta circunstancia se da en hospitales antiguos que no fueron diseñados para mantener su nivel de prestaciones en todas las condiciones de funcionamiento. Muchos de los antiguos hospitales no habían sido diseñados para ajustar su funcionamiento y su espacio a las condiciones de atención masiva que se dan posteriores a los terremotos.

Del mismo modo, los hospitales de mayores dimensiones suelen ser más flexibles para hacer frente a las emergencias y prestar atención a un mayor número de víctimas que los hospitales menores. Sin embargo, en grandes urbes donde los hospitales suelen tener 10 o más plantas de altura, esto puede ser un problema, ya que dependen casi completamente de los ascensores para las comunicaciones verticales en el edificio, lo que los hace vulnerables a interrupciones graves en caso del fallo de la instalación eléctrica o de los propios ascensores durante el evento sísmico. Tales circunstancias dificultan aún más las tareas de evacuación.

Por otro lado, dado que todos estos edificios tienen un tipo y nivel de ocupación diferente, desde la perspectiva de la seguridad de sus ocupantes y desde la garantía de la funcionalidad de la instalación sanitaria, no necesitan el mismo nivel de construcción sismorresistente (FEMA, 2007).

Existe un consenso en la mayoría de las normativas de construcción sismorresistente sobre las singularidades que presenta el estudio de las edificaciones de importancia especial. No obstante, no hay un mismo tratamiento en todas las normativas. Dentro de las estrategias que establecen las diferentes normativas para garantizar la funcionalidad de la instalación sanitaria durante el evento sísmico están las relacionadas con los criterios de proyecto, el factor de importancia asignado a estas edificaciones, el control de desplazamientos y las prescripciones para protección de los elementos no estructurales.

3.2.1. Criterios de proyecto sismorresistente

Las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes prescritas por NCSE-02 (2002) para el cálculo sismorresistente de un edificio de importancia especial son mayores que para un edificio de importancia normal. Sin embargo, la reducción de las acciones sísmicas mediante la adopción de coeficientes de comportamiento por ductilidad augura la aparición de daños en la estructura.

El objetivo de la NCSE-02 es evitar la pérdida de vidas y reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros, proporcionando unos criterios y recomendaciones de aplicación al proyecto sismorresistente para evitar el colapso de los edificios ante los mayores sismos previsibles, aunque con probabilidad razonable de sufrir daños, evitar los daños estructurales graves ante sismos de menor entidad, que puedan resistir sin daños estructurales ante movimientos moderados y puedan evitar el colapso ante las sacudidas más fuertes con una probabilidad razonable de sufrir daños. La norma

no descarta que, incluso aplicando sus criterios, es posible la ocurrencia de terremotos que puedan ocasionar alguna víctima e incluso daños estructurales muy importantes, que conlleven la demolición posterior de la estructura. También indica que, para el mantenimiento de la funcionalidad de servicios esenciales, se podrán requerir prestaciones superiores a las exigidas por la norma. La acción sísmica de cálculo se obtiene a partir de la aceleración básica, cuyos valores corresponden a un periodo de retorno P_R aproximado de 500 años.

Por su parte, los objetivos que establece EC 8 (2004) para las estructuras en las regiones sísmicas son el *requisito de no colapso* y el de *limitación de daño*. El *requisito de no colapso* implica que las estructuras deben proyectarse y construirse de tal forma que sean capaces de resistir la acción sísmica de cálculo sin que se produzca colapso local ni global, manteniendo su integridad estructural y una capacidad portante residual tras el terremoto. La acción sísmica de cálculo se expresa asociada a una probabilidad de referencia P_{NCR} del 10% de que sea superada en 50 años o a un periodo de referencia T_{NCR} de 475 años. Por otro lado, el *requisito de limitación de daño* establece que la estructura ha de ser capaz de resistir una acción sísmica que tenga una mayor probabilidad de ocurrencia que la acción sísmica de cálculo, sin que se produzcan daños ni limitaciones de uso asociadas, cuyos costes sean muy elevados en comparación con el coste de la propia estructura. La acción sísmica a considerar para el requisito de limitación de daño tiene una probabilidad de ser superada P_{DLR} del 10% en 10 años y un periodo de retorno T_{DLR} de 95 años.

No obstante, en el caso de los edificios de importancia especial, se han de garantizar los servicios y su funcionalidad durante y después del terremoto. Esto implica una selección de estrategias de evaluación apropiadas para el dimensionado y detalle de los elementos estructurales y no estructurales, de manera que, para unos determinados niveles de sismicidad y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no superen ciertos estados límite. Por ello, las nuevas investigaciones se centran en el proyecto sismorresistente basado en prestaciones, de manera que las edificaciones alcancen determinados niveles de prestaciones esperados para diferentes niveles de terremotos asociados.

3.2.2. Factor de importancia

Como estrategia para aumentar el margen de seguridad asociado al proyecto sismorresistente de edificios se aplica el factor de importancia, que incrementa el valor de la acción sísmica de proyecto. El factor de importancia es un coeficiente adimensional de riesgo, función de la importancia de la edificación, de acuerdo al uso al que se destina, y tiene por objeto homogeneizar la peligrosidad, igualando las probabilidades de superación de la acción sísmica para diferentes periodos de vida de la estructura. En la norma NCSE-02 (2002) el parámetro ρ adopta el valor $\rho=1,0$ para edificios de importancia normal y $\rho=1,3$ para edificios de especial importancia.

En Eurocódigo (EC 8, 2004) los edificios se clasifican en 4 clases de importancia dependiendo de las consecuencias de su colapso para la vida humana, de su importancia para la seguridad pública y la protección civil en el periodo inmediato tras el terremoto, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso. Los valores recomendados del coeficiente de importancia γ_I , para las clases de importancia I, II, III, IV son 0,8, 1,0, 1,2 y 1,4, respectivamente. Los hospitales corresponden a la clase IV, con un factor de importancia asociado de 1,4.

La norma ASCE 7-10 (2010) clasifica los edificios según el riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociados, y la interrupción de su funcionamiento, que representaría ante el daño que sufran en un terremoto. Para ello, establece 4 categorías de riesgo a las que asigna un factor de importancia I_e de 1,0 para las clases I y II, de 1,25 para la clase III y de 1,5 para la clase de riesgo IV. Los edificios designados como instalaciones esenciales pertenecen a la categoría IV.

La variabilidad del factor de importancia asignado a las edificaciones de especial importancia en los diferentes códigos pone de manifiesto la falta de consenso por parte de la comunidad internacional en el tratamiento de los edificios sanitarios. La aplicación del factor de importancia permite abordar el proyecto sismorresistente de edificios de importancia especial a partir de los datos requeridos para el proyecto de edificios de importancia normal. Sin embargo, la experiencia ante terremotos pasados demuestra que las edificaciones de importancia especial proyectadas bajo esta estrategia han quedado fuera de servicio, incluso ante sismo de intensidad moderada, como sucedió en el terremoto de Northridge (Goltz, 1994).

3.2.3. Control del desplazamiento lateral del edificio

Tanto el desplazamiento lateral entre plantas, como el desplazamiento lateral total del edificio (respecto al terreno), se deben limitar: a) para controlar los daños en elementos estructurales, b) para controlar los daños en elementos no estructurales, c) para controlar los efectos P- Δ , y d) para evitar colisiones con edificios contiguos (Benavent et al., 2014). A continuación, se indica como se controlan estos desplazamientos en las normativas española y europea.

La norma española NCSE-02 (2002) limita el desplazamiento lateral de la estructura en la dirección en la que pueda colisionar con las estructuras colindantes mediante la siguiente expresión:

$$u = u_e \cdot \mu \quad (3.1)$$

Siendo u_e el desplazamiento lateral equivalente calculado para las acciones sísmicas reducidas por el factor de comportamiento por ductilidad μ . Para evitar la colisión entre las estructuras se ha de cumplir que u sea menor que la distancia entre edificios en los potenciales puntos de impacto.

Con la finalidad de evitar choques con edificios contiguos, EC 8 (2004) establece que la distancia entre edificios en los posibles puntos de impacto será mayor que el desplazamiento total previsto d_s , calculado a partir de la siguiente expresión:

$$d_s = q \cdot d_e \cdot \gamma_I \quad (3.2)$$

Siendo d_e el desplazamiento elástico respecto al nivel del suelo, calculado para las acciones sísmicas reducidas por el factor de comportamiento por ductilidad q , y γ_I , el factor de importancia del edificio.

Para reducir los daños en elementos no estructurales, el Eurocódigo EC 8 (2004) también limita el desplazamiento máximo entre plantas tal y como se discute en más detalle en el apartado 3.3. *Requisitos de proyecto sismorresistente para elementos no estructurales en Europa y Estados Unidos.*

3.2.4. Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales tienen un gran impacto en el comportamiento sismorresistente de los edificios de uso sanitario, como se ha demostrado en eventos sísmicos pasados en los que se ha constatado que las prestaciones de estos edificios han sido poco satisfactorias (FEMA, 2007; Maffei y Bazzurro, 2004; Price et al., 2012; Masi et al., 2013). A pesar de estas consecuencias, no han sido tenidos suficientemente en cuenta.

Las normativas sismorresistentes generalmente clasifican los elementos no estructurales de los edificios en tres grandes categorías: (1) componentes arquitectónicos; (2) instalaciones; y (3) contenidos del edificio.

Los componentes arquitectónicos son elementos no estructurales integrados que forman parte del edificio. Incluyen, como componentes destacados, cerramientos, particiones interiores, falsos techos, escaleras, revestimientos, ventanas.

Los componentes no estructurales pertenecientes a las instalaciones del edificio pueden clasificarse en: instalación eléctrica, de fontanería, instalación de protección contra incendios, equipos de climatización, conductos, bombas, motores, turbinas, compresores, bombas, generadores, baterías, motores, transformadores, equipos de comunicación, equipos informáticos.

Los contenidos del edificio son elementos no estructurales que pertenecen a los ocupantes del edificio. Incluyen: archivadores, estanterías, muebles y equipamiento médico, en el caso de edificios sanitarios.

En relación con los elementos no estructurales, NCSE-02 (2002) considera que han de tenerse en cuenta para el modelo de análisis estructural aquellos elementos no estructurales que desarrollen rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones

en la estructura, tales como cerramiento, tabiquerías, etc. Además, han de comprobarse para las acciones que se deriven del cálculo. Establece que las vías generales de evacuación, especialmente núcleos verticales, estarán dotadas de resistencia y ductilidad adicional para facilitar su utilización, aún en el caso de sismos importantes.

En el siguiente apartado se discuten los requisitos que establecen las normativas de Europa (EC 8, 2004) y Estados Unidos (ASCE 7-10, 2010) relativas al proyecto sismorresistente de elementos no estructurales.

3.3. Requisitos de proyecto sismorresistente para elementos no estructurales en Europa y Estados Unidos

En la edición de 1964 del Uniform Building Code (UBC, 1964) se introdujo por primera vez en los Estados Unidos un análisis sismorresistente basado en la aplicación de acciones sísmicas a elementos no estructurales.

Los pasados terremotos de Alaska en 1964 y San Fernando en 1971, demostraron en Estados Unidos que los daños que sufren los elementos no estructurales de los edificios pueden comprometer la seguridad de los ocupantes y causar la interrupción del funcionamiento del edificio, lo cual se traduce en considerables pérdidas económicas (Lagorio, 1990). A raíz de estas experiencias, las normativas sismorresistentes en Estados Unidos han aumentado progresivamente el alcance y el rigor de las disposiciones de proyecto sismorresistente para elementos no estructurales sometidos a terremotos, con el objetivo de alcanzar unas mejores prestaciones.

En las últimas tres décadas, numerosas agencias y grupos de la industria de los Estados Unidos han desarrollado e implementado pautas para la evaluación y el refuerzo de elementos no estructurales de los edificios (Yancey y Camacho, 1978; Chen y Soong, 1988; Ayres, 1993; Phan y Taylor, 1996; Villaverde, 1997; Tauby et al., 1999).

Los requisitos actuales de proyecto sismorresistente se basan en la premisa fundamental de que los elementos no estructurales están desacoplados dinámicamente de la estructura principal a la que están conectados, lo que justifica el enfoque de proyecto en “cascada” o secuencial, de los que uno de los métodos más empleados es el del espectro de respuesta de planta (ERP). El procedimiento en la determinación del ERP consiste en realizar en primer lugar un análisis dinámico de la estructura sometida a un determinado terremoto para obtener el historial dinámico horizontal de la planta en la que se conecta el elemento no estructural a analizar y, a partir de este, determinar el espectro de respuesta de aceleración en esta planta.

3.3.1. Fuerzas estáticas equivalentes en elementos no estructurales

El primer paso en el proyecto sismorresistente de elementos no estructurales es determinar las fuerzas estáticas equivalentes en las direcciones horizontal y vertical, y aplicar dichas fuerzas de proyecto en el centro de masas del componente.

Estas fuerzas se calculan multiplicando la masa del elemento no estructural por la aceleración máxima en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente. De manera similar a las estructuras de los edificios, las fuerzas estáticas equivalentes que se aplican en elementos no estructurales de importancia crítica se multiplican por un factor de importancia superior a 1,0. Por otro lado, para considerar la respuesta no lineal del componente no estructural, las fuerzas estáticas equivalentes se reducen mediante la aplicación simultánea de un factor de modificación de la respuesta, o coeficiente de comportamiento, superior a 1,0.

A partir de las fuerzas estáticas equivalentes, y basándose en la distribución de masas del elemento no estructural (Tauby et al., 1999; Meisel, 2001) se obtienen las reacciones en sus apoyos, lo que permiten diseñar el componente en sí mismo o sus conexiones a la estructura principal para resistir las acciones sísmicas de proyecto.

3.3.1.1. Propuesta del Eurocódigo 8

Según el EC 8 (2004), los efectos del terremoto pueden determinarse aplicando en el centro de gravedad del elemento no estructural una fuerza estática equivalente de valor F_a , que se define mediante la siguiente expresión:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (3.3)$$

En la ecuación (3.3) W_a es el peso del elemento, S_a es el coeficiente sísmico aplicable a los elementos no estructurales, γ_a es el coeficiente de importancia del elemento, y q_a es el coeficiente de comportamiento del elemento (reducción de fuerzas).

El valor S_a representa la aceleración de cálculo normalizada por la aceleración de la gravedad y puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2 - 0,5\right)} \right] \geq a_g \cdot S \quad (3.4)$$

En la ecuación (3.4) a_g es la aceleración máxima del suelo (en unidades g) para el terremoto de proyecto en un suelo de roca¹, S es el factor del suelo (1,0 para suelos de roca), H es la altura total del edificio y z es la altura del elemento no estructural medida desde la cimentación (o nivel equivalente). T_a es el periodo de vibración fundamental del

¹ La intensidad la determina cada país europeo en su propio anexo nacional, pero normalmente corresponde a un evento con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

componente no estructural y T_n es el periodo de vibración fundamental (primer modo) del edificio en la dirección del terremoto.

El factor de importancia γ_a adopta un valor de 1,0, excepto para elementos de anclaje de maquinaria y equipamiento necesario para los sistemas de seguridad vital, y para depósitos y recipientes que contengan sustancias tóxicas o explosivas que se consideren peligrosas para la seguridad del público general.

Por último, el coeficiente de comportamiento q_a adopta los valores comprendidos entre 1,0 y 2,0. Para elementos no estructurales como petos, chimeneas (que actúan como ménsulas sin arriostrar en una longitud superior a más de la mitad de su altura total), y elementos de señalización adopta el valor 1,0. Para elementos no estructurales, tales como muros exteriores e interiores, tabiques y fachadas, chimeneas (que actúan como ménsulas sin arriostrar en una longitud menor que la mitad de su altura total), elementos de anclaje para estanterías, armarios, falsos techos, adopta el valor 2,0.

Para el caso de elementos no estructurales de gran importancia o de naturaleza particularmente peligrosa, EC 8 (2004) indica que el análisis sismorresistente debe basarse en un modelo de cálculo realista de las estructuras, y en el uso de espectros de respuesta apropiados, deducidos a partir de la respuesta de los elementos estructurales del sistema sismorresistente principal, que sirven de apoyo al componente no estructural. Sin embargo, no se proporcionan directrices específicas para llevar a cabo dicho análisis. Además, se deduce de EC 8 (2004) que el procedimiento simplificado indicado por la ecuación (3.3), no es aplicable para elementos no estructurales de gran importancia.

3.3.1.2. Propuesta de ASCE 7-10

Según ASCE 7-10 (2010) las fuerzas estáticas equivalentes en las direcciones horizontal y vertical, F_{ph} y F_{pv} que se aplicarán en el centro de gravedad del elemento no estructural y se distribuirán en relación a la masa del componente, vienen dadas por:

$$F_{ph} = \frac{0,4a_p S_{DS}}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{z}{h}\right) W_p \quad (3.5)$$

$$F_{pv} = \pm 0,2 S_{DS} W_p \quad (3.6)$$

La ecuación (3.5) representa las fuerzas estáticas equivalentes en la dirección horizontal y debería ser aplicada independientemente en al menos dos direcciones ortogonales de los elementos no estructurales y en combinación con la ecuación (3.6), que representa las fuerzas estáticas equivalentes en la dirección vertical y con las cargas de servicio tales como el peso propio, asociadas al componente no estructural, según corresponda. Las fuerzas estáticas equivalentes dadas por las ecuaciones (3.5) y (3.6) se usan principalmente para proyectar anclajes y sistemas de arriostramiento de elementos

no estructurales. En la ecuación (3.5) el producto $0,4S_{DS}$ representa la aceleración máxima horizontal de proyecto, que es amplificada linealmente a lo largo de la altura del edificio. Por lo tanto, el producto de $0,4S_{DS}(1 + 2z/h)$ representa la aceleración máxima horizontal en el punto de conexión del elemento no estructural a la estructura del edificio.

En la ecuación (3.5) a_p es el factor de amplificación; S_{DS} representa la aceleración espectral de respuesta del terremoto de proyecto (para un periodo de retorno de 475 años) en periodo corto (0,2 s); R_p es el factor de modificación de la respuesta; I_p es el factor de importancia; z es la altura de la estructura en el punto de anclaje del elemento no estructural; h es la altura relativa entre la cubierta y la base del edificio; y W_p es el peso del elemento no estructural. Además, las fuerzas estáticas equivalentes horizontales deben satisfacer los siguientes valores mínimos y máximos:

$$0,3S_{DS}I_pW_p \leq F_{ph} \leq 1,6S_{DS}I_pW_p \quad (3.7)$$

El factor de amplificación, a_p en la ecuación (3.5), representa la amplificación dinámica esperada de la aceleración máxima en el centro de masas de los elementos no estructurales. La norma ASCE 7-10 (2010) considera que los elementos no estructurales son rígidos, y por lo tanto, no considera amplificación dinámica ($a_p = 1$) si su periodo fundamental es menor que 0.06 s (frecuencia natural superior a 16,7 Hz). De lo contrario, el componente no estructural se considera flexible con un valor máximo de ($a_p = 2,5$). Por su parte, la ecuación (3.6) no considera amplificación dinámica en la dirección vertical.

De manera similar a las estructuras de los edificios, las fuerzas estáticas equivalentes en la dirección horizontal aplicadas a un elemento no estructural pueden reducirse por medio del factor R_p . Sin embargo, a diferencia de las estructuras de los edificios, las fuerzas de proyecto no se reducen en periodos más altos porque los efectos de los modos de vibración más elevados pueden resultar en una mayor amplificación. La norma ASCE 7-10 (2010) realiza una selección de elementos no estructurales pertenecientes a elementos constructivos y de instalaciones para los cuales los valores de a_p van desde 1,0 a 2,5, mientras que los valores de R_p van desde 1,0 a 12,0. El valor de $R_p = 12,0$ se aplica solo a los sistemas de tuberías de acero soldado.

La norma ASCE 7-10 (2010) también permite el análisis dinámico con la interacción entre elementos estructurales y no estructurales para determinar las acciones sísmicas de proyecto en las direcciones horizontal y vertical.

El factor de importancia aplicado a elementos no estructurales, I_p , en la ecuación (3.5) toma un valor igual a 1,0, a menos que se den una de las siguientes condiciones, en cuyo caso $I_p = 1,0$.

- Se requiere que el componente no estructural desempeñe una función relacionada con la seguridad vital después de un terremoto, incluidos los sistemas de protección contra incendios.

- El elemento no estructural contenga materiales peligrosos.
- El elemento no estructural está en una estructura que ha de permanecer en funcionamiento continuo.

Si el factor de importancia $I_p = 1,5$, el elemento tiene la consideración de un sistema sismorresistente propiamente y ASCE 7-10 (2010) requiere que el elemento no estructural en sí sea diseñado para resistir las fuerzas estáticas equivalentes de proyecto.

3.3.2. Límites de desplazamiento

Si las prestaciones de un elemento no estructural son función de la deformación de la estructura principal que actúa como soporte del componente (que generalmente se mide por el desplazamiento entre plantas) se clasifica el elemento no estructural como sensible al desplazamiento. Elementos no estructurales sensibles al desplazamiento que se conectan rígidamente a la estructura en dos plantas consecutivas pueden ser los cerramientos, particiones y sistemas de tuberías.

El proyecto sismorresistente de elementos no estructurales tiene como objetivos fundamentales el de preservar la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio y el de minimizar el daño potencial que puedan sufrir los componentes no estructurales consecuencia del terremoto, en especial en instalaciones críticas, como las de uso sanitario. Para lograrlo y alcanzar prestaciones satisfactorias, se establecen unos límites en los desplazamientos que sufren los elementos no estructurales, que se materializan anclando estos elementos mediante sistemas apropiados a la estructura principal.

3.3.2.1. Propuesta del Eurocódigo 8

La norma europea EC 8 (2004) no define claramente como deben estimarse las demandas de elementos no estructurales sensibles al desplazamiento. Sin embargo, considera para el requisito de limitación de daños (estado límite de servicio) ante una acción sísmica con probabilidad de ocurrencia mayor que la acción sísmica de cálculo correspondiente al requisito de no colapso, el desplazamiento máximo entre plantas de la estructura principal (obtenida a partir de análisis elásticos), debiendo limitarse a los siguientes valores, establecidos en función de la tipología de los elementos no estructurales:

- 0,5% en edificios con elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura.
- 0,75% en edificios con elementos no estructurales dúctiles unidos a la estructura.
- 1,0% en edificios con elementos no estructurales unidos a la estructura de forma que no interfieran con las deformaciones de la misma, o en edificios que no tengan elementos no estructurales.

Estos límites de deriva entre planta para los elementos no estructurales presentan un inconveniente, y es que EC 8 (2004) no proporciona criterios claros para la clasificación de los componentes no estructurales en función de su ductilidad, ya que no se indica una capacidad de ductilidad mínima requerida.

Tampoco está claro que la deriva entre plantas deba limitarse al 1,0% si los componentes no estructurales no interfieren con las deformaciones estructurales, a menos que se suponga que las fijaciones de dichos elementos no estructurales solo necesitarían permitir que la estructura se mueva libremente hacia arriba a una demanda de deriva entre plantas del 1,0%. No obstante, la provisión de los límites anteriores garantiza al menos una cierta consideración de los componentes no estructurales sensibles a la deformación durante el proceso de proyecto sismorresistente (Filitrault et Sullivan, 2014).

3.3.2.2. Propuesta de ASCE 7-10

La norma ASCE 7-10 (2010) requiere que la demanda de desplazamiento relativo entre el componente no estructural y el sistema estructural se determine a partir de un análisis de la estructura y de los componentes no estructurales que se conectan a ella. Para estimar los desplazamientos del elemento no estructural en relación con la estructura se puede llevar a cabo un análisis elástico lineal bajo las fuerzas estáticas equivalentes determinadas obtenidas según las ecuaciones (3.5) y (3.6). Una vez determinado en base a estas fuerzas el desplazamiento consecuencia del terremoto, se amplifica multiplicando por el factor de importancia I_e , para considerar la respuesta inelástica de la estructura (ASCE 7-10, 2010). Si los desplazamientos sísmicos relativos de la estructura son desconocidos en el momento en que se diseñan los componentes no estructurales, se pueden usar los desplazamientos máximos permitidos para la estructura en (ASCE 7-10 (2010)).

En los elementos no estructurales sensibles al desplazamiento se deben considerar movimientos relativos en sus anclajes iguales a los desplazamientos relativos obtenidos del análisis. Para los elementos no estructurales, las deformaciones inelásticas ante un sismo raro (periodo de retorno de 475 años) son aceptables, pero no lo es el peligro que puede causar para la seguridad de la vida el fallo del elemento no estructural.

3.3.3. Otros requisitos relativos a elementos no estructurales

3.3.3.1. Propuesta del Eurocódigo 8

Además de especificar como se deben obtener las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes y establecer los límites de deriva entre plantas relacionados con los componentes no estructurales, EC 8 (2004) indica que los elementos no estructurales que puedan influir en la respuesta de la estructura deben también tenerse en cuenta en el análisis de la estructura principal, aunque la norma no proporciona indicaciones detalladas sobre cómo debe considerarse su influencia, excepto para el caso de vanos

porticados de hormigón rellenos con muros de fábrica, que interactúan con la estructura, para los que sí proporciona unas prescripciones detalladas.

3.3.3.2. Propuesta de ASCE 7-10

La norma ASCE 7-10 (2010) designa como sistema sísmico a los elementos no estructurales cuya importancia es esencial y deben permanecer operativos tras un evento sísmico, a los cuales les asigna un factor de importancia $I_p = 1,5$. Para mejorar su fiabilidad y alcanzar este nivel de prestaciones, el Capítulo 13 de ASCE 7-10 (2010), incluye requisitos especiales de proyecto sismorresistente para estos sistemas. Estos requisitos en primer lugar incluyen el diseño del anclaje, el refuerzo y el diseño del componente en sí para resistir las acciones sísmicas de nivel superior y la evaluación de los anclajes ante terremotos. En segundo lugar, la norma establece requisitos especiales de certificación que van desde las Categoría C a F de proyecto sismorresistente (ASCE 7-10, 2010) para garantizar que los componentes no estructurales designados como sistemas sísmicos funcionen según lo previsto.

En la práctica, la mayoría de los requisitos de certificación de componentes no estructurales designados como sistemas sísmicos se llevan a cabo a través de ensayos en mesa sísmica. Para este propósito, se han desarrollado procedimientos especiales para la calificación sísmica de elementos no estructurales.

3.4. Daños en elementos no estructurales

3.4.1. Daños en cerramientos y particiones internas

Después del terremoto de 2016 en Italia central fueron observados daños extensivos en cerramientos y en particiones internas. Los cerramientos y particiones internas son habitualmente clasificados como elementos no estructurales sensibles al desplazamiento entre plantas. La respuesta en su plano es gobernada por el desplazamiento entre plantas de la estructura durante el sismo. Sin embargo, fuera de su plano se ha observado que la respuesta de los cerramientos y particiones internas es afectada significativamente por las aceleraciones de planta, en particular si se conectan al cerramiento paneles de revestimiento pesados, ya que se incrementan las fuerzas de inercia (Perrone et al., 2018).

El daño en los cerramientos (Figuras 3.10 y 3.11) fue principalmente atribuido al hecho de que la mayoría de los edificios en las zonas afectadas fueron diseñados y construidos antes de 1970; es decir, con anterioridad a la implementación de las disposiciones de diseño sísmico moderno. Como consecuencia, un gran número de las estructuras inspeccionadas parecían haber experimentado desplazamiento lateral excesivo debido a su rigidez lateral insuficiente. No se observó el cumplimiento de las prescripciones de los códigos internacionales para evitar la interacción entre los cerramientos y los pórticos de hormigón armado. Por lo tanto, a altas demandas de desplazamiento entre plantas aparecían fisuras diagonales en los cerramientos. En otros casos, el desplazamiento entre plantas fuera del plano del cerramiento y las aceleraciones

de planta provocaron la desconexión del revestimiento. Este tipo de daños, a menudo representan una amenaza para la vida, debido a la posible caída sobre personas que caminan cerca del edificio (Perrone et al., 2018).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3. 10: Daños típicos en cerramientos y particiones internas. a) Colapso del cerramiento, b) fisuras diagonales, c) aplastamiento en esquina, d) desprendimiento de partición interna. (Perrone et. al, 2018).

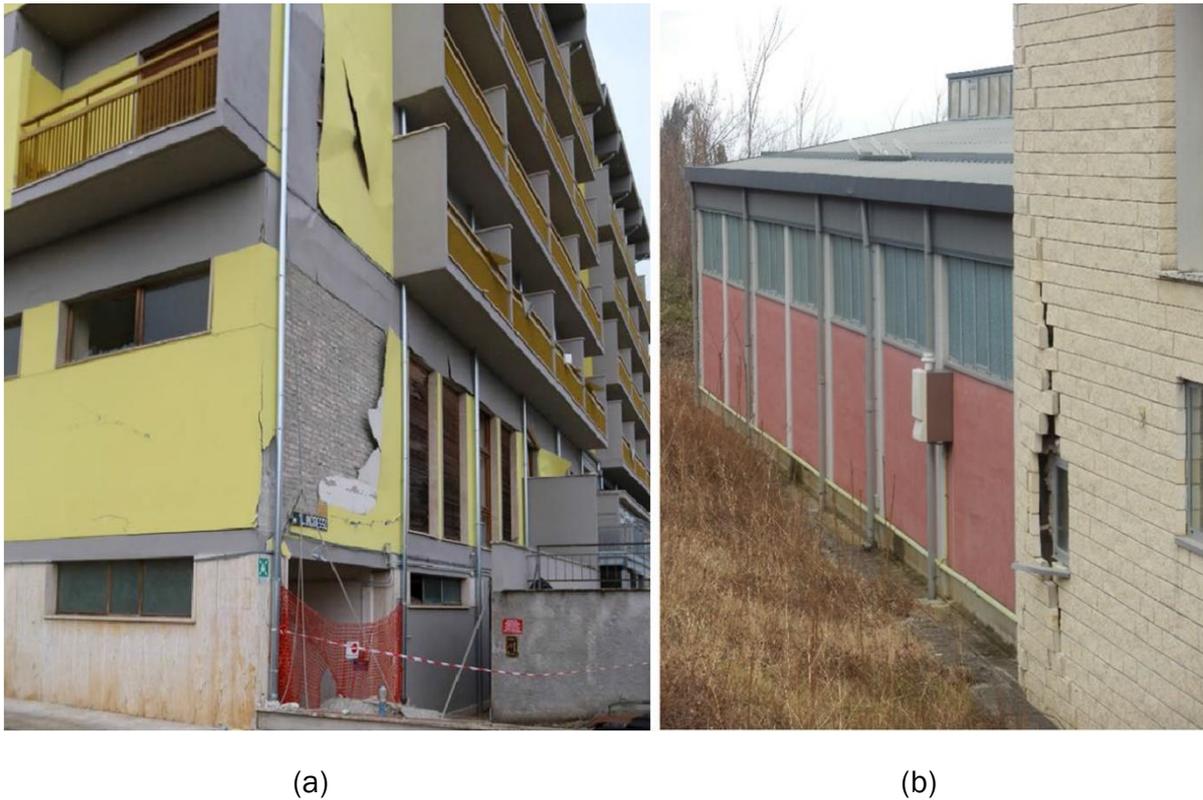


Figura 3. 11: Daños típicos en revestimientos.

3.4.2. Daños en falsos techos

Después del terremoto en Italia central, se observaron daños significativos en falsos techos, tanto ligeros como pesados. Esto probablemente es una consecuencia de que, en la gran mayoría de edificios inspeccionados, los falsos techos no se habían diseñado teniendo en consideración la acción sísmica (FEMA E-74, 2012). Por ejemplo, la subestructura del falso techo se conectó a los forjados adyacentes sin tirantes ni diagonales, ni otras estrategias de diseño sismorresistente. La ausencia de una adecuada conexión implica que los falsos techos no se pueden adaptar a las aceleraciones y desplazamientos relativos que provocan daños importantes (Perrone et al., 2018).

Los daños más comúnmente observados (Figuras 3.12 y 3.13) en falsos techos acústicos fueron: (1) desprendimiento de las placas, (2) fallo de las conexiones perimetrales, (3) rotura o pandeo de los elementos que componen la subestructura debido a cargas inducidas de compresión y torsión. Además, la interacción entre falsos techos y luminarias también fue una fuente de daños (Perrone et al., 2018).



Figura 3. 12: Daños típicos en falsos techos. a) Falso techo acústico, b) falso techo con placas metálicas (Perrone et. al, 2018).



Figura 3. 13: Daños típicos en sistemas de falsos techos pesados. a) Daños en falsos techos de placas de yeso, b) daños en falsos techos de placas de hormigón (Perrone et. al, 2018).

3.4.3. Daños en tuberías

Después del terremoto en Italia central, también se observaron daños en sistemas de tuberías durante las inspecciones (Figura 3.14). Estos sistemas a menudo están conectados rígidamente a la estructura y solo mediante sistemas de conexión para cargas gravitatorias. El daño relacionado con los sistemas de tuberías estuvo principalmente relacionado con los fallos en las uniones, lo que provocó su colapso. Como se detalló en estudios experimentales previos (Tian et al., 2014), las uniones de las tuberías son el eslabón más débil, particularmente en ausencia de refuerzos previstos para adaptarse a

las demandas del terremoto. También es importante destacar que el daño observado se concentra en los cambios de dirección (NFPA13 2010; FEMA E-74, 2012; Perrone et al., 2018).



(a)

(b)

Figura 3. 14: Daños típicos en tuberías. a) Fallo en unión de tubería de PVC, b) fallo en unión de acero (Perrone et. al, 2018).

3.4.4. Daños en ascensores

Después del terremoto de Chile, el 27 de febrero de 2010, según las estimaciones de fabricantes de ascensores y observaciones realizadas por el equipo de reconocimiento, más del 50% de los ascensores en el área afectada fueron dañados por el terremoto. Una parte significativa del daño ocurrió una vez que los ascensores se reiniciarán. El daño del terremoto afectó principalmente al contrapeso, al descarrilamiento de la cabina del ascensor, flexión de los rieles de guía por impacto de cabinas y/o contrapesos, salto de cuerdas de suspensión desde las ranuras de la máquina motriz, y daño a las puertas del ascensor (Miranda et al., 2012).

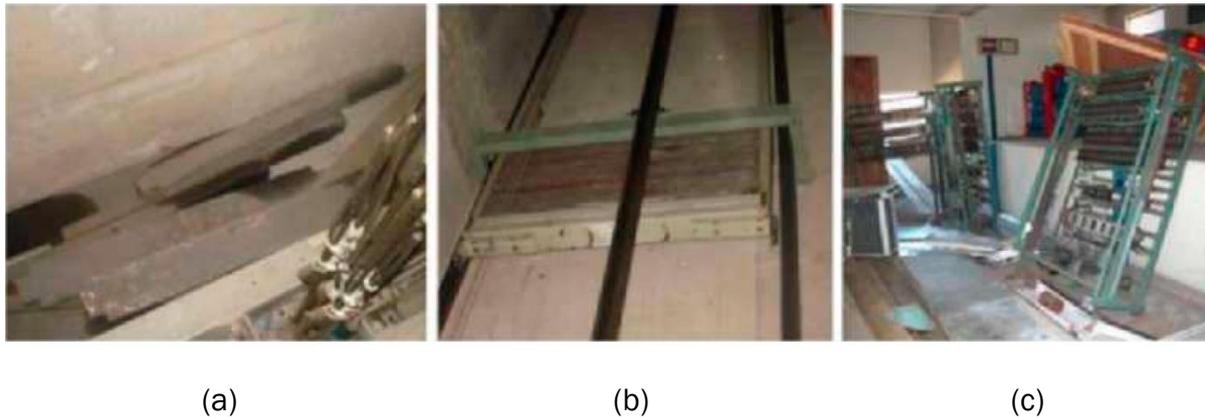


Figura 3. 15: Daños en ascensores. a) Caída de bloques de contrapeso, b) descarrilamiento de contrapesos y cabinas, c) daños en los anclajes de los paneles de control (Miranda et. al, 2012).

3.4.5. Daños en equipamiento médico de hospitales

El equipamiento médico hospitalario se puede agrupar en tres categorías principales con respecto a sus accesorios: equipamiento montado en suelo (anclado o independiente), montado en pared y montado en techo. Ejemplos de equipamiento médico son: unidades de análisis, unidades de tomografía computarizada, tablas de pacientes, brazos de monitores, unidades de rayos X, lámparas quirúrgicas, etc. Observaciones realizadas tras el terremoto de Chile en 2012 (Miranda et al., 2012) fueron consistentes con la respuesta registrada de unidades similares en mesa sísmica en experimentos realizados principalmente en los Estados Unidos (Pekcan 2009, 2006, 2003). En consecuencia, incluso en lugares donde se observaron daños estructurales severos, el equipamiento adecuadamente anclado no sufrió daños. Un daño común observado fue el desprendimiento del soporte de pared de monitores y televisores sin anclajes adecuados. También se observaron daños como el vuelco de estanterías y otros objetos que no estaban adecuadamente anclados.

3.5. Estudios experimentales de habitaciones y componentes

Las disposiciones implementadas en las nuevas normativas sismorresistentes no proporcionan unas reglas fiables para diseñar y proteger el contenido de edificios sanitarios, según muestran encuestas realizadas después de los grandes terremotos ocurridos en todo el mundo (Achour et al., 2011; McIntosh et al., 2012; Di Sarno et al., 2013), como pueden ser el de Sichuan (China) en 2008, el de L'Aquila (Italia) en 2009, los de 2010 y 2011 en Darfield y Christchurch (Nueva Zelanda), el de 2011 en Van (Turquía) y el de Emilia-Romagna (Italia) en 2012. El fallo en los contenidos del edificio se detectó tanto en edificios que no cumplían los requisitos de las normativas sismorresistentes actuales como en edificios de nueva construcción, lo que demuestra que hay una

necesidad urgente de investigar más a fondo las prestaciones sismorresistentes de los equipos médicos y los componentes de edificios sanitarios (Cosenza et al., 2014).

En los últimos años se han llevado a cabo ensayos experimentales en determinados elementos no estructurales de habitaciones y consultas médicas, así como de sus contenidos. Uno de esos estudios fue el realizado por Cosenza et al. (2014), y consistió en construir y evaluar dinámicamente un prototipo tridimensional a escala de una consulta médica estándar en la mesa sísmica de la Universidad de Nápoles, Italia con el objetivo de establecer unos estados límite que permitieran definir curvas de fragilidad basadas en un enfoque sistemático.

Como se muestra en la Figura 3.16, se analizan modelos de las consultas médicas con distintas configuraciones, de dimensiones 2,42 m x 2,71 m x 2,72 m, con estructura porticada de una sola planta formada por perfiles de acero laminado de sección en H y con arriostramientos en V concéntricos de sección en U para proporcionar rigidez lateral a la estructura. Se realiza un modelo de cálculo de la estructura en un software de elementos finitos para estimar los periodos de vibración asociados a los modos traslacionales en dos direcciones ortogonales.

El prototipo de la consulta estaba equipado y era representativo de una consulta médica estándar, con acabados arquitectónicos típicos, escritorio, un ordenador, una estantería de doble puerta de vidrio de dimensiones 75 cm x 38 cm x 165 cm cuya masa es de 20 kg, otra estantería de una sola puerta de dimensiones 53 cm x 36 cm x 139 cm de 15 kg. Para el cálculo dinámico se utilizaron acelerogramas con amplitudes crecientes con la finalidad de obtener las curvas de fragilidad de todos los elementos que componen la consulta médica.

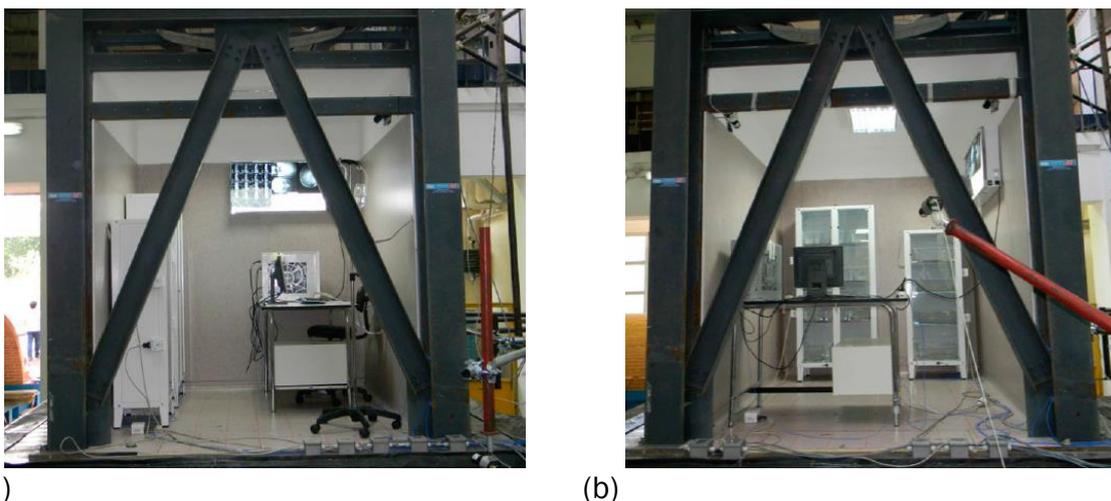


Figura 3. 16: (a) y (b) Prototipos de consulta médica con distintas configuraciones analizados en mesa sísmica (Cosenza et al., 2014).

Tras el análisis realizado en mesa sísmica se obtiene que las cabinas oscilan con aceleraciones comprendidas entre 0,37 y 0,61 g, y el vuelco se produce para

aceleraciones ligeramente superiores a 1,0 g. El escritorio oscila para aceleraciones que exceden los 0,5 g. Con los resultados se definen curvas de fragilidad que comprenden 3 estados de daño definidos a partir de los daños que se observan tras la inspección visual de los componentes (Cosenza et al., 2014).

Otros estudios (Petrone et al., 2016) analizan la respuesta dinámica de componentes tales como estanterías mediante modelos de elementos finitos y de bloque rígido equivalentes a las estanterías (Figura 3.17) sometidos a aceleraciones, comparándola con la de ensayos experimentales en mesa sísmica, demostrando que estos modelos simplificados constituyen una aproximación cercana a la experimental.

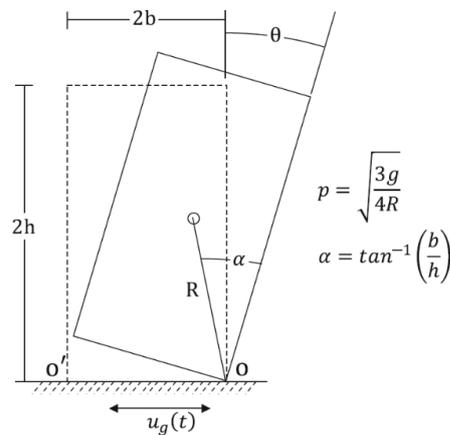


Figura 3. 17: Bloque rígido equivalente a estantería de consulta médica (Petrone et al., 2016).

El estudio demuestra que el bloque rígido exhibe un comportamiento de balanceo a medida que aumenta la intensidad sísmica, por lo que la medida de intensidad de la aceleración pico del suelo (PGA) es adecuada para predecir la ocurrencia de balanceo en bloques rígidos de pequeñas dimensiones ($R < 1,0$ m), ya que tienden a volcarse tan pronto como comienzan a balancearse. Sin embargo, la medida de intensidad de la velocidad pico del suelo (PGV) es la más eficiente para bloques rígidos de grandes dimensiones ($R > 2,0$ m). El uso de estas medidas de intensidad permite determinar una curva de fragilidad única para estanterías de distintas geometrías, que puede servir como una herramienta simple para la estimación del daño ocurrido en estos componentes tras la ocurrencia de los terremotos.

En cuanto al equipamiento médico apoyado sobre ruedas (Figura 3.18), otros estudios (Nikfar et al., 2017) analizan la respuesta sísmica de estos componentes. Mediante ensayos en mesa sísmica se evalúa en una primera fase la resistencia a fricción de las ruedas. En una segunda fase se evalúa la respuesta sísmica del equipo ubicado en diferentes plantas de un hipotético hospital de 4 plantas y estructura de acero.

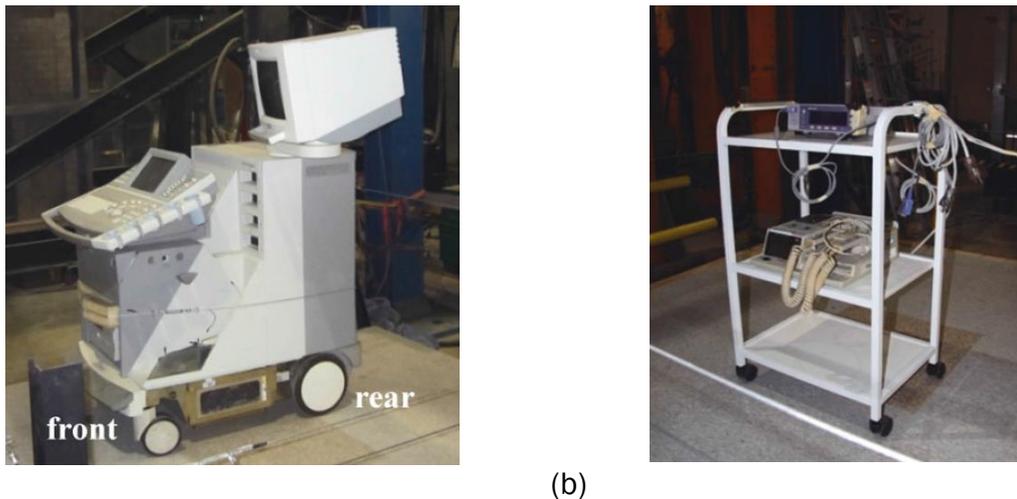


Figura 3. 18: (a) y (b) Equipo hospitalario sobre ruedas empleado en el estudio (Nikfar et al., 2017).

Como resultado del cálculo de los modelos en elementos finitos se obtiene la respuesta de aceleración absoluta en las diferentes plantas por medio de análisis dinámicos no lineales. Las prestaciones del equipo se evaluaron para tres niveles de intensidad, considerando las ruedas tanto bloqueadas como desbloqueadas. Después de los ensayos en mesa sísmica el equipo no sufrió daños, ni balanceo notable. La respuesta principal fue el rodaje, observándose que el bloqueo de las ruedas puede conllevar en determinados casos una respuesta amplificada. Una conclusión interesante fue que cuando el equipo se colocaba con las ruedas perpendiculares o en ángulo oblicuo a la dirección de la excitación, se observaba un movimiento significativo en la dirección hacia la que apuntaban las ruedas. El estudio también trataba de encontrar los parámetros de la demanda (DP) más apropiados, concluyendo que el desplazamiento relativo máximo del equipo se correlacionaba mejor con el desplazamiento absoluto de la planta del edificio, mientras que la velocidad máxima del equipo se correlacionaba mejor con la velocidad máxima de planta. Los resultados de este estudio son aplicables a equipos desbloqueados o bloqueados con resistencia cinética relativamente baja. En el caso de equipos bloqueados con alta resistencia, existen otros estudios sobre su fragilidad.

Recientemente, también se han realizado estudios (Nikfar et al., 2019) que evalúan las prestaciones de estos componentes médicos sobre ruedas en hospitales con diferentes sistemas de aislamiento de base. Es trascendente analizar estos elementos no estructurales debido a que se cuantifica que alrededor de un tercio de los componentes en hospitales se encuentran apoyados sobre ruedas. Se realizó la comparativa entre sistemas con aislamiento de cojinete caucho-plomo (LRB) y péndulo de triple fricción (TFP) frente a un hospital convencional sin sistema de aislamiento de base. Se observó que el aislamiento de base es efectivo para reducir las demandas sísmicas, especialmente la velocidad en los componentes sobre ruedas. Al comparar ambos sistemas de aislamiento de base, se obtuvo que el sistema (TFP) funcionó ligeramente mejor en la reducción del desplazamiento máximo en el equipo. En cuanto a la velocidad máxima, el rendimiento de

ambos sistemas de aislamiento de base fue similar. Se demostró que en edificios con sistemas de aislamiento de base el desplazamiento máximo y la velocidad relativa disminuyen con las ruedas bloqueadas, siendo recomendables ruedas giratorias para equipos y contenidos en edificios con sistemas de aislamiento de base. El estudio también desarrolla curvas de fragilidad para evaluar equipos móviles de ruedas desbloqueadas en edificios con aislamiento de base.

También se han realizado estudios experimentales en mesa sísmica para evaluar las prestaciones de estanterías en edificios hospitalarios y salas de ambulatorios (Di Sarno et al., 2019). El estudio pone énfasis en la correlación entre la respuesta dinámica de las estanterías de muestra y los PFA (valor de aceleración pico del suelo) y velocidades correspondientes al inicio de los estados límite del componente.

Las estanterías se probaron considerando entradas de aceleración horizontales unidireccionales y bidireccionales. También se aplicaron sacudidas aleatorias de baja amplitud para la identificación dinámica y la evaluación de daños. Se consideraron diferentes condiciones de contenido almacenado en las estanterías.

Se establecieron en el estudio los estados límite de balanceo y de vuelco para los componentes. Para la evaluación de las prestaciones se utilizan como medidas de intensidad los valores pico de la aceleración y velocidad, respectivamente (PFA y PFV). El estudio proporciona curvas de fragilidad. Como conclusiones se obtuvieron las siguientes:

- El umbral de intensidad de balanceo está significativamente influenciado por el tamaño de las estanterías. El deslizamiento del contenido reduce la duración del movimiento de balanceo significativo de la estantería. El balanceo no depende significativamente de la naturaleza de la agitación, es decir, de la carga horizontal unidireccional o bidireccional. Los daños se establecen considerando los desplazamientos de la parte superior de la estantería y los ángulos de rotación. Las estanterías de doble ventana exhiben balanceo para valores de PFA de 0,34 g y las estanterías de una sola ventana para valores de 0,46 g. Para valores más bajos de PFA, las estanterías experimentan movimientos despreciables.
- En 6 de cada 10 casos, las estanterías se volcaron. Para PFA de más de 0,6 a 0,8 g, los armarios colisionaron contra la pared, lo que a su vez evitó que se produjera el vuelco, demostrando que la presencia de la pared es eficaz para inhibir el vuelco de las estanterías. Cuando las estanterías experimentaron vuelco los PFAs fueron del orden de 1,0 g. Se pudo comprobar que la respuesta de vuelco resulta más compleja que la de balanceo, ya que los contenidos juegan un papel fundamental en la respuesta dinámica. Los contenidos deslizantes aumentan significativamente el rendimiento de vuelco y también el tamaño de las estanterías. Las estanterías de doble ventana

resultan más vulnerables que las de una sola ventana y finalmente la dirección de la excitación influye en las prestaciones de la estantería vacía.



Figura 3. 19: Estanterías volcadas durante la prueba bidireccional en PFA igual a 1.18 g: casos doble fijo y doble con media carga (Di Sarno et al., 2018).

3.6. Estrategias de mitigación del daño en elementos no estructurales

Un referente mundial en cuanto a métodos efectivos que pueden reducir el riesgo asociado con daños en elementos no estructurales causados por terremotos es FEMA E-74 (2012). Este documento está diseñado para ser usado por técnicos y por personal no especializado tales como propietarios, administradores de edificios, personal de mantenimiento, etc. El documento incluye hojas de cálculo, listados de verificación y otras herramientas útiles. El capítulo 6 trata de estrategias de protección de elementos no estructurales.

A continuación, se detallan estrategias de mitigación del daño que establece el documento FEMA E-74 para los elementos no estructurales que resultan principalmente dañados como consecuencia del terremoto.

3.6.1. Elementos arquitectónicos

3.6.1.1. Revestimientos de cerramientos exteriores

El revestimiento de cerramientos son típicamente baldosas, mampostería, piedra, terracota, baldosas de cerámica o estuco que se adhieren al cerramiento con un adhesivo. Esto puede representar un riesgo de caída significativo durante el sismo.

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Los revestimientos son generalmente sensibles a la deformación en el plano y fuera del plano y pueden agrietarse o desprenderse debido a la deformación del cerramiento base. Los revestimientos adheridos colocados directamente sobre cerramientos pueden ser particularmente vulnerables.

- El revestimiento mal adherido puede desprenderse debido a la aceleración fuera de su plano. Esto puede ser un problema particular cuando la unión adhesiva se ha deteriorado debido a la intrusión de agua o a la degradación del cerramiento base.



Figura 3. 20: Fallo de revestimiento adherido (FEMA E-74, 2012).



Figura 3. 21: Fallo de revestimiento adherido durante el terremoto de Chile en 2010 (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en revestimientos adheridos:

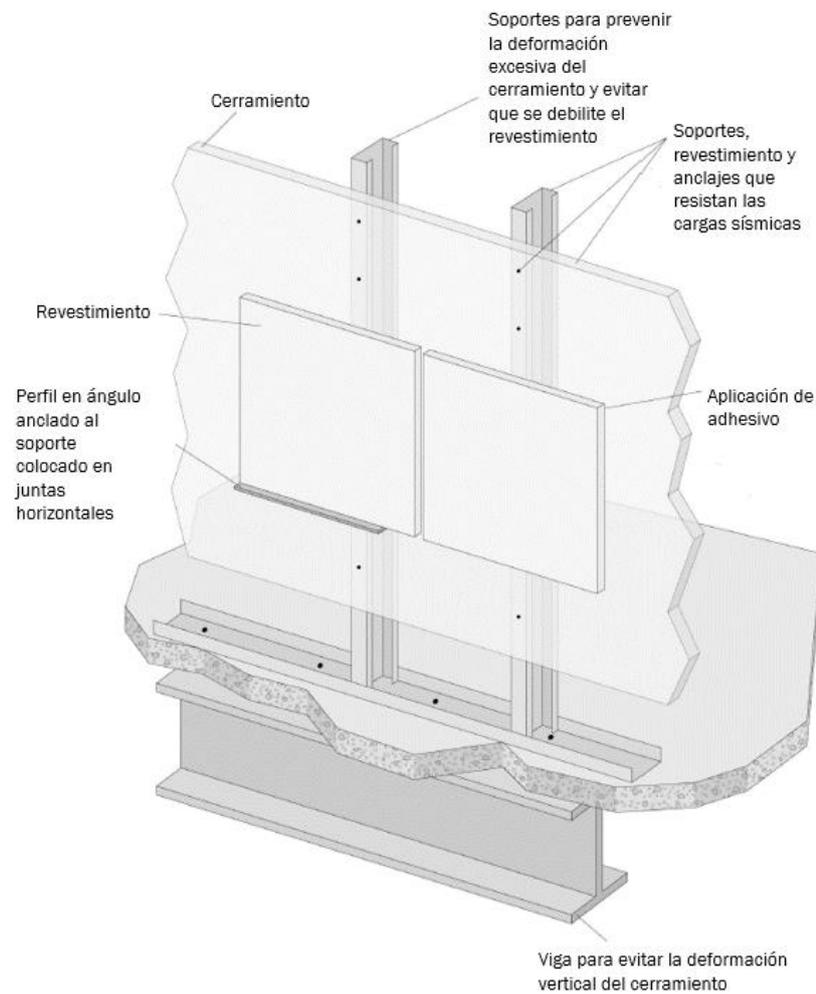


Figura 3. 22: Estrategias de mitigación para revestimientos adheridos (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).

Los revestimientos anclados son típicamente piezas de mampostería, piedra o placas de piedra que se unen a la estructura por medios mecánicos. Estas unidades y sus conexiones deben diseñarse para adaptarse al desplazamiento entre plantas, de lo contrario pueden representar un riesgo significativo de desprendimiento.

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Los revestimientos anclados pueden resultar dañados por fuerzas de inercia y por distorsión de la construcción. Los revestimientos más próximos a las esquinas y alrededor de los huecos son particularmente vulnerables.

- Las conexiones rígidas pueden distorsionarse o fracturarse si no tienen la flexibilidad suficiente para adaptarse al desplazamiento entre plantas. Los revestimientos pueden agrietarse, desconcharse o desprenderse por completo y caer.
- El deterioro o la corrosión de las fijaciones mecánicas es un problema importante. Las conexiones corroídas pueden fallar de forma prematura. Mantener la estanqueidad en las juntas es importante para la longevidad de los anclajes.



Figura 3. 23: Fallo de revestimiento anclado durante el terremoto del norte de California (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en revestimientos anclados:

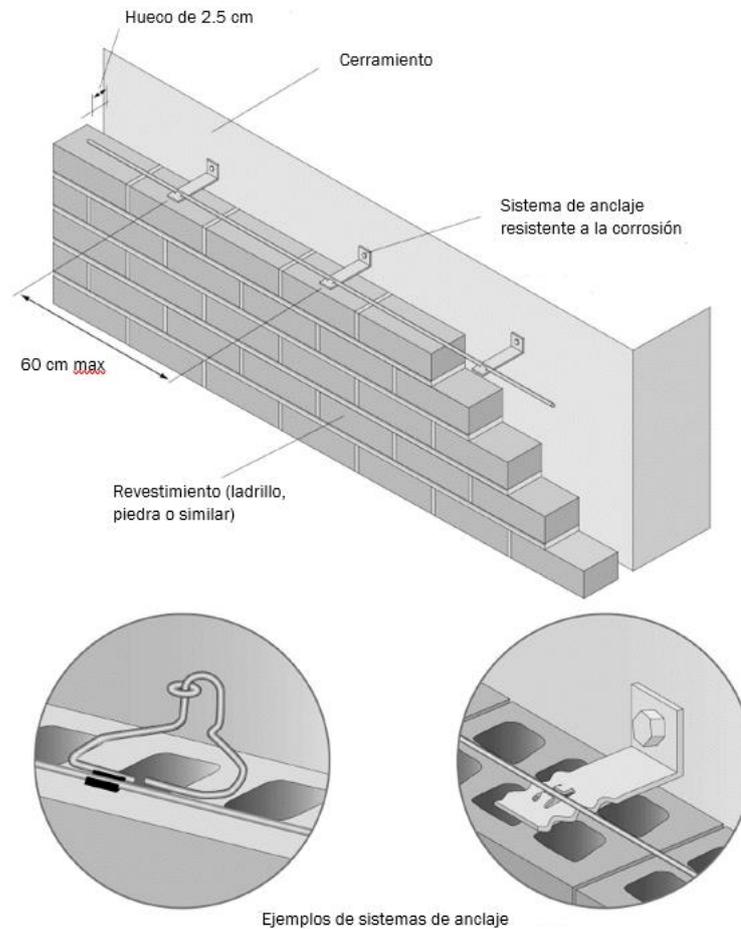


Figura 3. 24: Estrategias de mitigación para revestimientos anclados (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).

3.6.1.2. Particiones interiores ligeras

Las particiones interiores ligeras son aquellas que se construyen con montantes de metal y placas de yeso. Los montantes pueden ser de altura completa, extendiéndose de piso a piso, o de altura parcial.

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Pueden producirse daños en el plano (paralelos a la pared) en las particiones ligeras como resultado de las deformaciones de la estructura (desplazamiento entre plantas). Las particiones de altura completa en estructuras flexibles pueden dañarse de esta manera, a menos que estén aisladas de las deformaciones del edificio. Los daños pueden producirse en el acabado, en los montantes o conexiones.

- Pueden producirse también daños fuera del plano, perpendiculares a la pared, debido a las aceleraciones de piso. Esta carga es proporcional al peso de la partición, por lo que las particiones con acabados pesados o estantes colgados son más susceptibles. Por lo general, el daño ocurre en las conexiones de la tabiquería al techo, lo que puede derivar en el vuelco de la partición.
- Las particiones también se usan para proporcionar soporte lateral a estanterías, equipos u otros contenidos apoyados en el piso. Esta carga adicional a menudo no se considera en el diseño de la partición, y podrían producirse daños en la conexión del equipo en los propios montantes de la partición o en las conexiones de la partición a la estructura.



Figura 3. 25: Daño fuera de plano de la partición durante el terremoto de Northridge en 1994 (FEMA E-74, 2012).



Figura 3. 26: Daño en el plano de la partición durante el terremoto de Northridge en 1994 (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en revestimientos anclados:

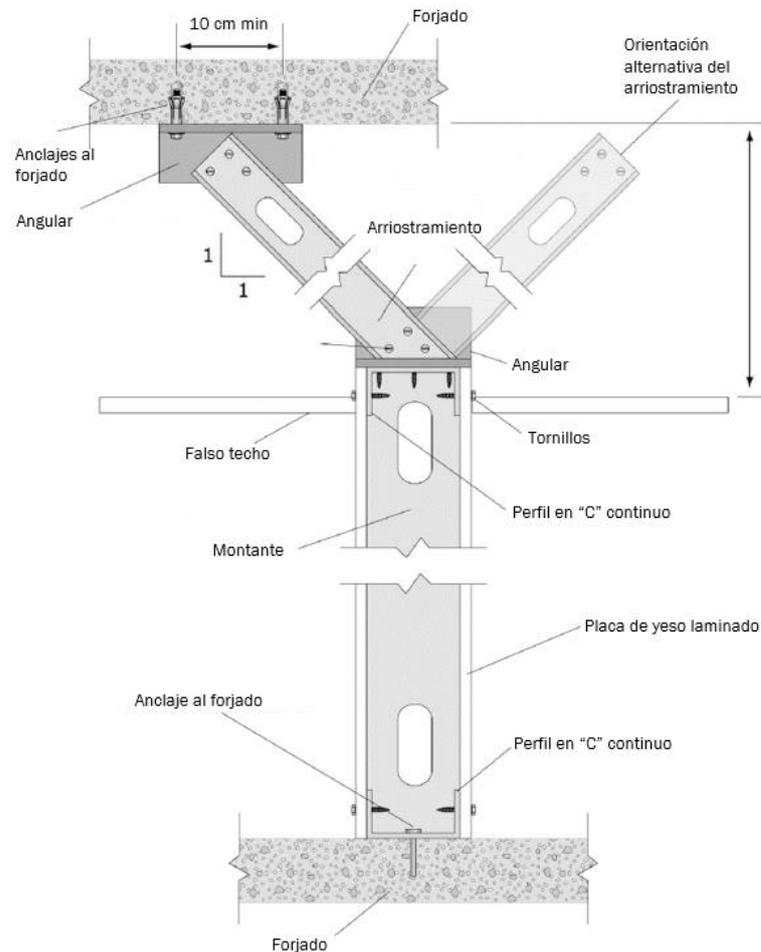


Figura 3. 27: Estrategias de mitigación para particiones ligeras de altura parcial (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).

3.6.1.3. Petos

Los petos y cornisas de mampostería no reforzada representan un peligro de caída significativo, han causado numerosas lesiones y requirieron reparaciones costosas en terremotos pasados.

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Los petos pesados sin arriostramiento generalmente presentan fallo fuera de su plano.
- Los petos pueden caer hacia dentro o hacia afuera. Cuando los petos se derrumban hacia adentro, pueden dañar el forjado. Si colapsan hacia afuera, pueden caer a la calle o al techo de una propiedad adyacente.



Figura 3. 28: Caída de peto durante el terremoto de Petrolia en 1992 (FEMA E-74, 2012).



Figura 3. 29: Caída de peto durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en revestimientos anclados:

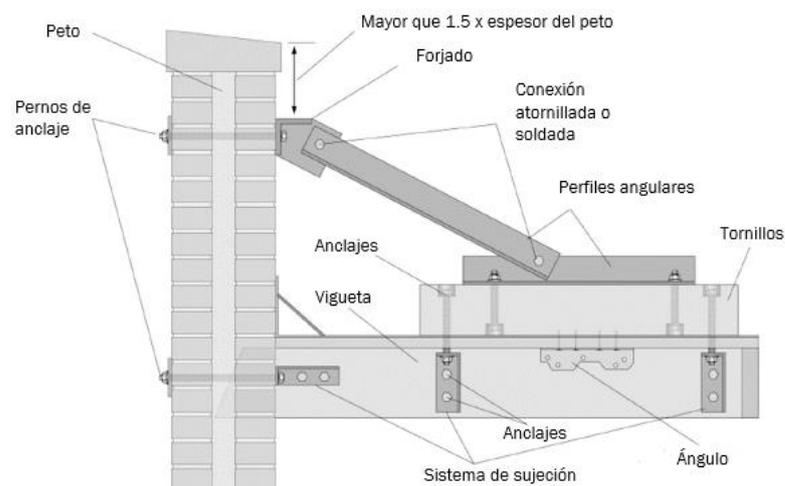


Figura 3. 30: Estrategias de mitigación para petos de altura parcial (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).



Figura 3. 31: Ejemplo de peto arriostrado (FEMA E-74, 2012).

3.6.2. Instalaciones

3.6.2.1. Equipos de climatización

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Los equipos de climatización son particularmente vulnerables a daños por terremotos, a menos que se utilice algún tipo de amortiguador.
- Los aisladores de vibraciones de los equipos de climatización tienen la tendencia a amplificar la respuesta sísmica del equipo. Esto requiere que tengan la capacidad adecuada de resistir mayores fuerzas.
- Los equipos pueden deslizarse, inclinarse, volcar o caer.
- Los componentes internos del equipo pueden ser dañados por el terremoto.



Figura 3. 32: Daños en equipo de climatización (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en equipos de climatización:

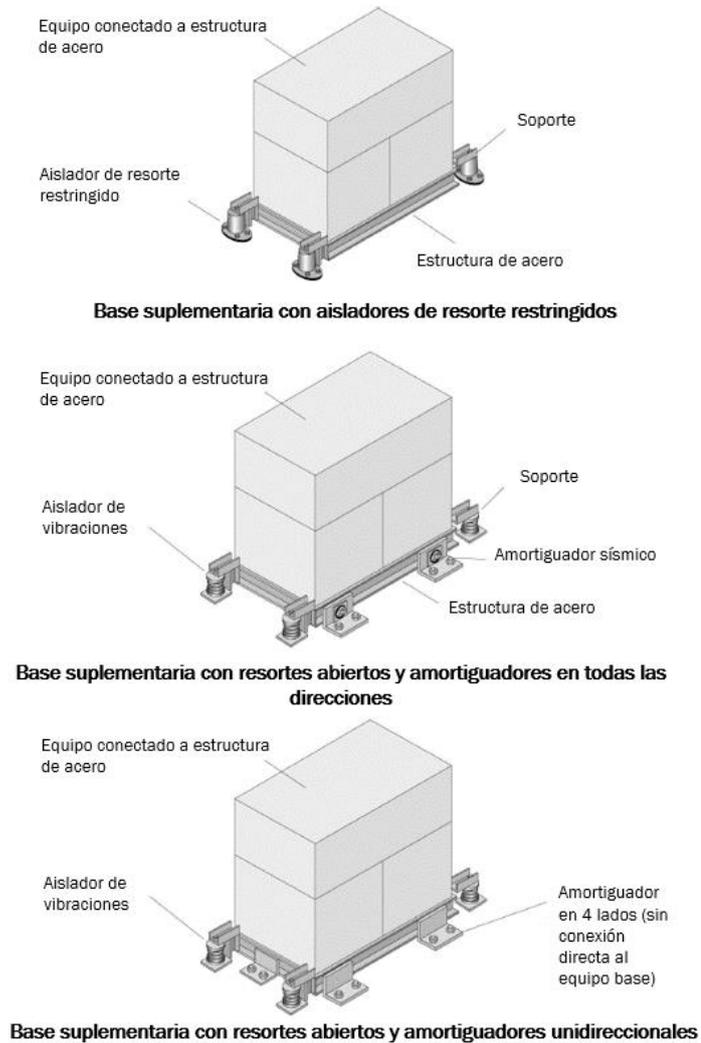


Figura 3. 33: Estrategias de mitigación para equipos HVAC (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).

3.6.2.2. Conductos de climatización

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Los conductos con un soporte inadecuado pueden soltarse del equipo HVAC o los difusores a los que estén conectados y caer.
- Los conductos pueden resultar dañados por movimientos diferenciales, como en las separaciones de edificios.



Figura 3. 34: Daños en conducto sin arriostrar por el impacto con tubería (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en conductos de climatización:

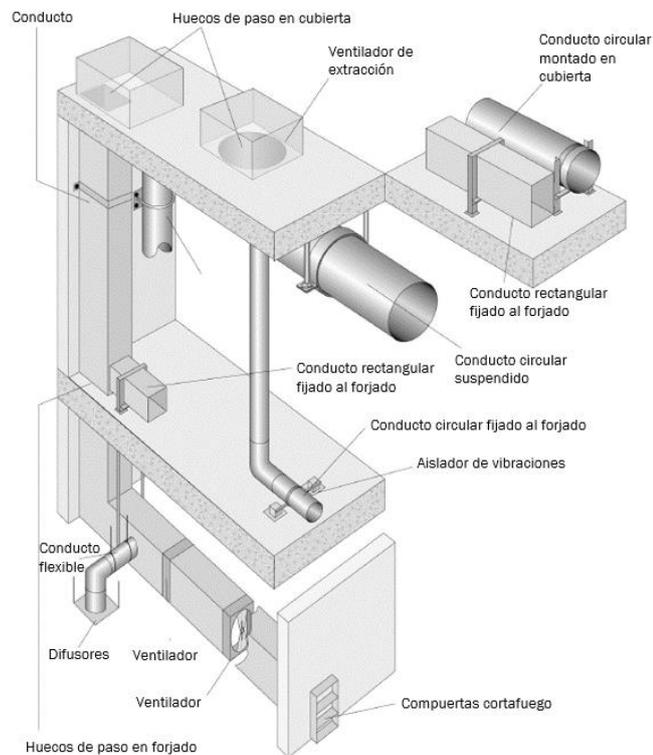


Figura 3. 35: Estrategias de mitigación para conductos HVAC (Figura adaptada de FEMA E-74, 2012).

3.6.2.3. Tuberías de Protección contra incendios PCI

Las causas típicas de daño son las siguientes:

- Los sistemas de tuberías de PCI son sensibles tanto a la aceleración como a la deformación. Las partes más vulnerables son juntas, curvas, y conexiones a equipos montados rígidamente.
- Muchos sistemas de PCI han fallado en terremotos recientes por la ausencia de sistemas de arriostamiento adecuados.



Figura 3. 36: Daños en tuberías de la red de PCI (FEMA E-74, 2012).

Detalle constructivo para la mitigación de daños en conductos de PCI:

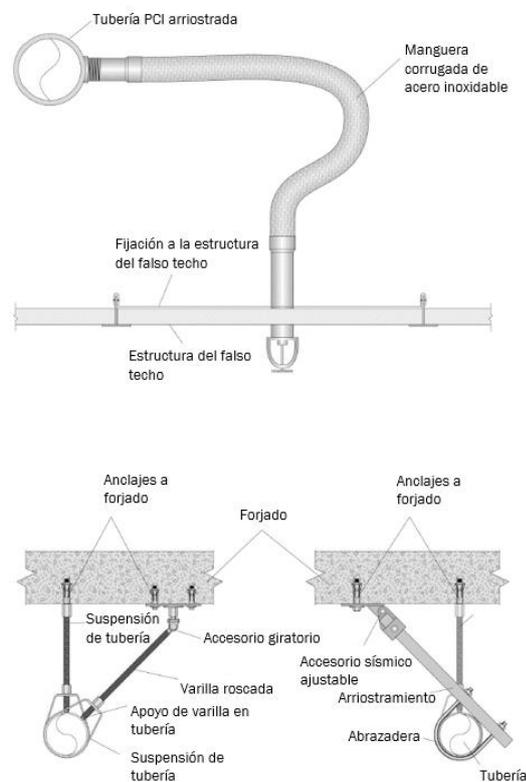


Figura 3. 37: Estrategias de mitigación para particiones ligeras de altura parcial (FEMA E-74, 2012).

4. Metodología de la tesis

La evaluación de las prestaciones de los prototipos representativos de edificios de uso sanitario llevada a cabo en este trabajo sigue la metodología de la ATC-58 (ATC 58-1, 2011). La base técnica de tal metodología es el marco para la ingeniería sísmica basada en prestaciones, desarrollado por los investigadores del *Pacific Earthquake Research Center* (PEER) (Moehle y Dierlein, 2004). Dada la incertidumbre inherente y la variabilidad en la respuesta sísmica, se deduce que una metodología basada en prestaciones debe formalizarse dentro de una base probabilística. Básicamente consiste en la aplicación del teorema de la probabilidad total para predecir las consecuencias del terremoto en términos de probabilidad de alcanzar un valor concreto de las medidas de prestaciones.

4.1. Descripción de la metodología basada en prestaciones

El marco de trabajo descrito por Moehle and Dierlein (2004) fue adoptado por el *Pacific Earthquake Research Center* (PEER). Esta metodología se descompone en cuatro etapas de análisis que se muestran en la Figura 4.1 y se desarrollan a continuación:

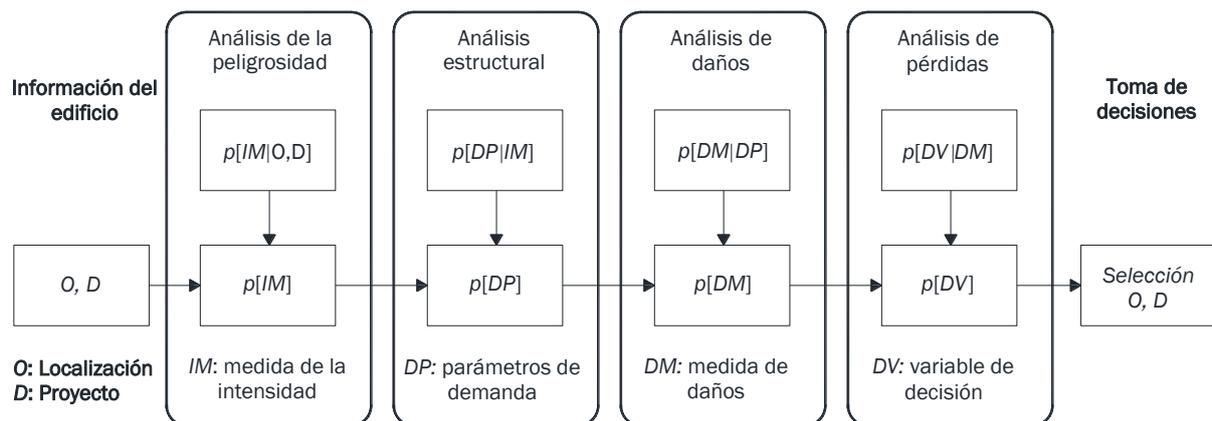


Figura 4. 1: Metodología de evaluación de la ATC-58.

1. Análisis de la peligrosidad

El primer paso implica un análisis de la peligrosidad sísmica a través del cual se evalúan una o más medidas de intensidad de movimiento del suelo (*IM*) para un determinado emplazamiento. El análisis de peligrosidad tiene como finalidad la caracterización de la acción sísmica para el análisis de la respuesta del edificio. Las medidas de intensidad del terremoto (*IM*) pueden obtenerse a través de mapas de peligrosidad o de otros análisis probabilistas del peligro sísmico.

2. Análisis de la respuesta

Para unas (IM) dadas y los correspondientes movimientos del suelo, el segundo paso es realizar simulaciones para el cálculo de parámetros de la demanda (DP) que caracterizan la respuesta en términos de deformaciones, aceleraciones, fuerzas, disipación de energía, etc. En los edificios, los (DP) más comunes son los valores de desplazamiento entre plantas, deformaciones inelásticas y tensiones, y las aceleraciones de planta. Las relaciones entre (DP) e (IM) se pueden obtener a través de análisis dinámicos no lineales. El resultado del análisis estructural caracteriza la probabilidad condicional $p(DP|IM)$ de exceder un determinado valor de (DP) para una (IM) dada.

Los resultados del análisis de la respuesta son las funciones estadísticas que relacionan los parámetros de la demanda (DP), como el desplazamiento entre plantas o las aceleraciones de planta, con el peligro experimentado por la estructura.

$$P(DP > dp) = \int_{im} G(dp|im) dG(im) \quad (4.1)$$

$$\Rightarrow dP(DP > dp) = \int_{im} dG(dp|im) dG(im) \quad (4.2)$$

3. Análisis de daños

El siguiente paso en el proceso es llevar a cabo un análisis de daños, que relaciona los (DP) con las medidas de daño (DM), que describen los daños que sufre el edificio o instalación. Las (DM) incluyen descripciones de los daños en las partes estructurales, no estructurales, componentes y contenidos, con el fin de cuantificar las reparaciones necesarias, y las implicaciones de seguridad funcional o de la vida de sus ocupantes. Suelen utilizarse curvas de fragilidad (CF) para estimar la probabilidad de que se alcance un determinado estado de daños (DS) para un valor dado de un (DP). Las curvas de fragilidad son funciones estadísticas que representan la probabilidad de que un estado de daño se haya alcanzado o superado, dada una medida cuantitativa del parámetro de la demanda (DP).

$$P(DM > dm) = \int_{dp} G(dm|dp) dG(dp) \quad (4.3)$$

$$\Rightarrow dP(DM > dm) = \int_{dp} dG(dm|dp) dG(dp) \quad (4.4)$$

4. Análisis de pérdidas

El paso final en la evaluación es calcular las variables de decisión (DV) en términos que sean significativos, por ejemplo: las pérdidas monetarias directas, el tiempo de restauración y las bajas. Las (DV) se determinan mediante la traducción de los estados de daño de los elementos del edificio en coste o tiempo de restauración.

$$P(DV > dv) = \int_{dm} G(dv|dm) dG(dm) \quad (4.5)$$

A partir del teorema de la probabilidad total, se obtiene la probabilidad de excedencia de la variable de decisión (DV), dado un valor de la intensidad sísmica $IM = im$.

$$P(DV > dv | im) = \int_{dm} G(dv|dm, im) dG(dm|im) \quad (4.6)$$

$$= \int_{dm} G(dv|dm) dG(dm|im) \quad (4.7)$$

$$\Rightarrow G(dV|im) = \int_{dm} G(dv|dm) dG(dm|im) \quad (4.8)$$

$$dP(DM > dm | im) = \int_{dp} dG(dm|dp, im) dG(dp|im) \quad (4.9)$$

$$\Rightarrow dG(dm|im) = \int_{dp} dG(dm|dp) dG(dp|im) \quad (4.10)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.9 y 4.10 en 4.8 se obtiene:

$$G(dv|im) = \int_{dm} \int_{dp} G(dv|dm) dG(dm|dp) dG(dp|im) \quad (4.11)$$

La ecuación (4.11) representa la probabilidad de que una variable de decisión tenga un valor dv dado un valor de la intensidad sísmica $IM = im$. De manera similar se puede derivar para $G(dm|im)$, como muestra la ecuación (4.12):

$$G(dm|im) = \int_{dp} G(dm|dp) dG(dp|im) \quad (4.12)$$

Las variables aleatorias se utilizan para cuantificar el rendimiento y preservar las incertidumbres estadísticas inherentes al problema. El análisis de la peligrosidad utiliza un análisis probabilístico del entorno sísmico, las relaciones de atenuación de los movimientos del suelo y las condiciones del lugar. Lo anterior deriva en un modelo para la intensidad del terremoto en un lugar determinado. El resultado del análisis de la peligrosidad sísmica es una función estadística que representa la tasa anual de la excedencia de determinadas medidas de intensidad (IM), es decir, $v(IM < im)$. El análisis de la respuesta utiliza el parámetro de la demanda (DP) como variable aleatoria y produce la función de probabilidad condicional, $G(dp|im)$, para representar la relación estadística entre DP e IM .

El análisis de daños utiliza medidas de daño (DM) como variable aleatoria y los resultados del análisis son una función de probabilidad condicional, $G(dm|dp)$, que relaciona DM y DP . Por último, el análisis de pérdidas utiliza una variable de decisión (DV) como variable aleatoria y produce una función de probabilidad condicional, $G(dv|dm)$, relacionando DV y DM (Yang et al., 2009).

4.2. Aplicación de la metodología basada en prestaciones a edificios sanitarios

El marco de la metodología de evaluación basada en prestaciones descrita anteriormente puede ser utilizado como base para el desarrollo de procedimientos rigurosos basados en prestaciones (Yang et al., 2009). Una forma de implementar la metodología en la evaluación sísmica de edificios de uso sanitario, que se expuso en el apartado anterior, se desarrolla en los siguientes pasos:

1. Definición de los grupos de prestaciones del edificio sanitario:

Los edificios sanitarios tienen grupos de prestaciones especiales y delicados, dada su singularidad y sensibilidad. Cada grupo de prestaciones (GP) consiste en uno o más componentes del edificio, cuyas prestaciones se ven afectadas de forma similar por un parámetro de la demanda (DP). La probabilidad de que un componente de un determinado (GP) resulte dañado está estrechamente ligada a un único parámetro de la demanda, tal como el desplome o deriva entre plantas du_i , o la aceleración de planta a_i , en la correspondiente planta i del edificio. En su clasificación se realiza la distinción entre

elementos estructurales y los no estructurales más relevantes del edificio. El nivel 0 corresponde al suelo de planta baja, y el nivel 3 es la cubierta del edificio. Los daños en la estructura del edificio, cerramientos, elementos no estructurales (particiones, puertas, acristalamientos) son considerados sensibles a la deriva entre plantas, mientras que la aceleración de planta puede dañar otros elementos no estructurales como luces, rociadores, equipos de climatización en cubierta, sistemas de alarma de incendios, equipamiento médico y de enfermería, así como sistemas informáticos.

2. Análisis de la peligrosidad sísmica:

El análisis de la peligrosidad se basa en dos niveles de intensidad (raro y ocasional) en el emplazamiento de los edificios sanitarios objeto de este estudio: Granada, España. El Eurocódigo 8 se refiere a periodos de retorno $T_R=475$ y $T_R=95$ años para los terremotos raros y ocasionales. Esto se corresponde con las probabilidades de excedencia de 10% en 50 años y 10% en 10 años. Se han seleccionado dos conjuntos de registros históricos europeos y se han ajustado a los espectros de respuesta de cada una de las dos intensidades.

Para el análisis de los prototipos 3D de edificios sanitarios, el movimiento sísmico consta de tres acelerogramas actuando simultáneamente, según Eurocódigo 8. Debido a que para estos casos es preciso considerar movimientos verticales, se adopta un espectro de respuesta elástica cuyas ordenadas espectrales son el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales, según indica NCSE-02.

En la Figura 4.2 se muestran los espectros objetivo horizontales y verticales para cada una de las dos intensidades consideradas (raro y ocasional).

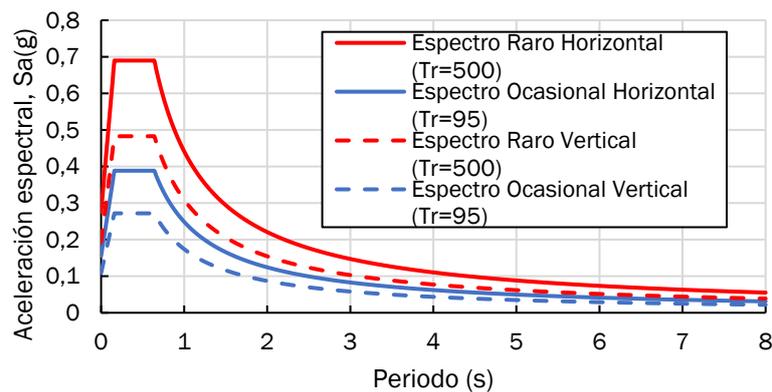


Figura 4. 2: Espectros objetivo para sismo Raro y Ocasional.

3. Evaluación de la respuesta del edificio:

Una vez seleccionados los acelerogramas y ajustados a cada uno de los espectros de respuesta, se realizan una serie de análisis dinámicos para obtener la respuesta del edificio sanitario sometido a la acción de los acelerogramas recopilados.

En el análisis estructural no se tendrán en cuenta los cerramientos del edificio. La metodología ATC-58 (ATC 58-1, 2011), parte de hacer modelos únicamente de la estructura y la incertidumbre que se produce por la interacción estructura – cerramiento se resuelve de manera probabilística mediante las curvas de fragilidad, en las que se asigna una probabilidad de daños para un cierto desplazamiento lateral.

Dependiente del parámetro de la demanda (DP) asociado a cada grupo de prestaciones (como se describió en el paso 1), los valores pico de los DP s obtenidos a partir de los análisis dinámicos se resumen en una matriz de DP .

Las columnas de la matriz representan los diferentes DP s (el desplazamiento entreplantas du_i o la aceleración de planta a_i), y las filas representan los valores pico de los distintos DP s obtenidos en el análisis dinámico para un determinado terremoto. Para cada nivel de intensidad se define una matriz de DP . En este trabajo se consideran dos, una para cada intensidad de terremoto (raro y ocasional). A modo de ejemplo, en la Tabla 4.1 se muestra la matriz de DP .

Registro	du1 (%)	...	du3 (%)	...	a3 (g)
GM 1	2,87	...	0,76	...	0,88
GM 2	1,54	...	0,70	...	0,85
...
GM M	1,40	...	0,69	...	0,79

Tabla 4. 1: Ejemplo de matriz EDP obtenida para uno de los prototipos de edificio sanitario.

4. Análisis de daños

Para cada grupo de prestaciones del edificio sanitario se definen un número suficiente de estados de daño (*DS*) que permita describir por completo la gama de daños que sufren los componentes de un determinado grupo. Los estados de daño se definen en relación a las acciones de reparación necesarias para corregirlo. Para cada uno de los estados, un modelo de daño (relación de fragilidad) se utiliza para definir la probabilidad de que el daño en el componente sea igual o menor que el estado de daño. Para conservar la incertidumbre estadística del problema, el nivel de daño se selecciona con un generador de números aleatorios.

La probabilidad de que cierto elemento de un edificio sufra daños en función de un (*DP*) viene dado por las curvas de fragilidad (*CF*). Las curvas de fragilidad son funciones estadísticas que representan la probabilidad de que no se exceda un determinado estado de daño (*DS*) dada una medida cuantitativa de un parámetro de la demanda (*DP*). Las curvas de fragilidad suelen expresarse como funciones de distribución lognormal acumulada como en la Figura 4.3. Estas funciones se definen con el logaritmo natural de los valores medios (λ) y con las desviaciones logarítmicas estándar (ζ) que indican la incertidumbre de la ocurrencia de este nivel de daño. En general, el estado de daño DS0 significa que no hay daño, DS1 daños leves, DS2 indica daños graves pero reparables y DS3 implica el reemplazo total del elemento.

La Figura 4.3 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad definidas para el grupo de prestaciones correspondiente al equipamiento médico. Observando la Figura 4.3, si la aceleración de la planta en la que se sitúa el equipamiento médico alcanza un valor de 0,50g, hay un 21% de probabilidad de que no se produzcan daños, un 9% de probabilidad de que se produzcan daños DS1, un 47% de que el daño sea DS2, y un 23% de que el estado de daños sea DS3.

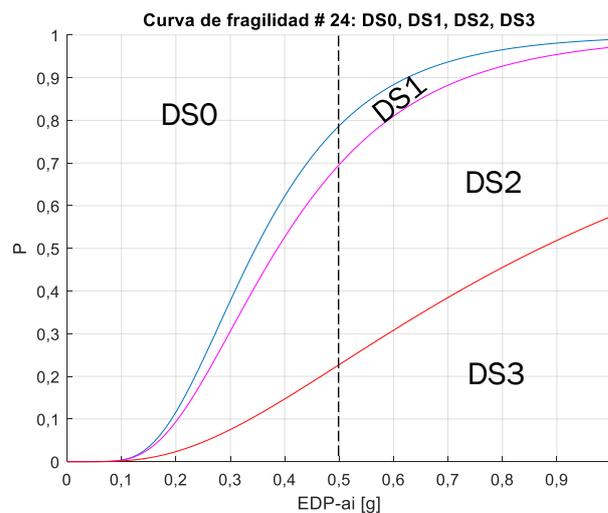


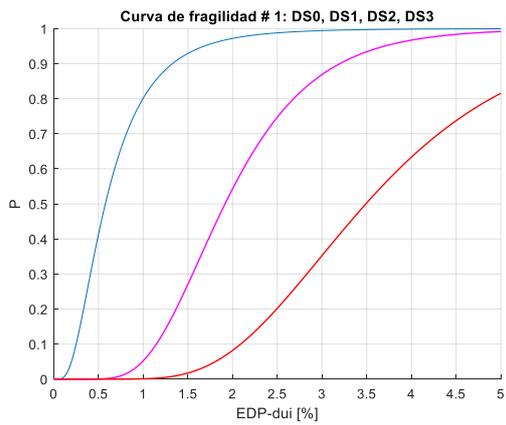
Figura 4. 3: Ejemplo de curva de fragilidad para el grupo de prestaciones correspondiente al equipamiento médico.

5. Cómputo del coste total de las reparaciones

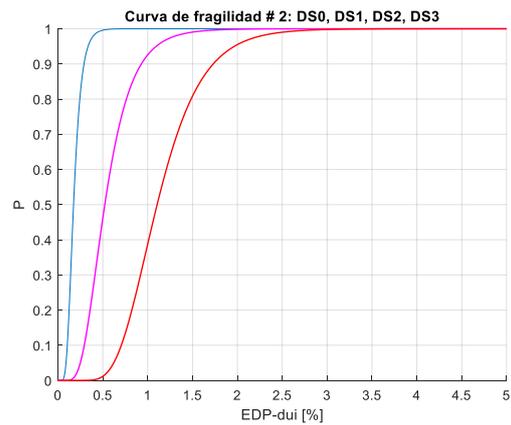
A partir de los niveles de daño de cada uno de los grupos de prestaciones, se pueden obtener las cantidades totales de los costes de reparación para todos los elementos del edificio que resultan dañados después de cada terremoto. En función de los valores del (*DP*) asociado al grupo de prestaciones, se utiliza un generador de número aleatorio con una distribución uniforme para seleccionar el estado de daño para el grupo de prestaciones definido en el paso 1. Una vez que se identifican los estados de daño, se definen en una tabla las cantidades de reparación de cada elemento del grupo de prestaciones. Los costes de reparación se estiman como una fracción del coste inicial de los distintos edificios sanitarios objeto de este estudio. Este proceso se repite para todos los grupos de prestaciones y, a partir de estos valores, pueden obtenerse las cantidades de reparación totales para cada uno de los grupos de prestaciones.

4.3. Recopilación de curvas de fragilidad

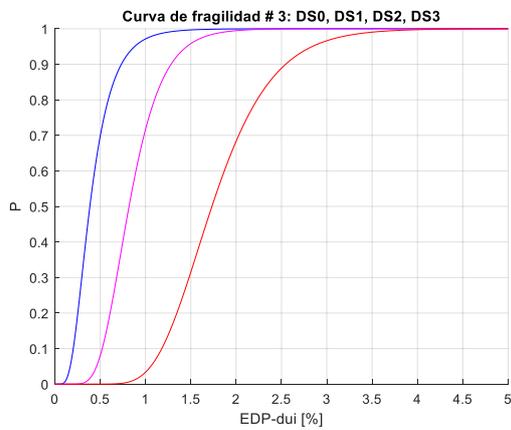
Los elementos estructurales y no estructurales que conforman los edificios sanitarios cuyo estudio es objeto de esta tesis, tienen asociadas 24 curvas de fragilidad que se han recopilado de: Applied Technology Council (2012); Brown y Lowes (2007); Cardone y Perrone (2015); Yao y Tu (2012). A continuación, se muestra la recopilación de las curvas de fragilidad:



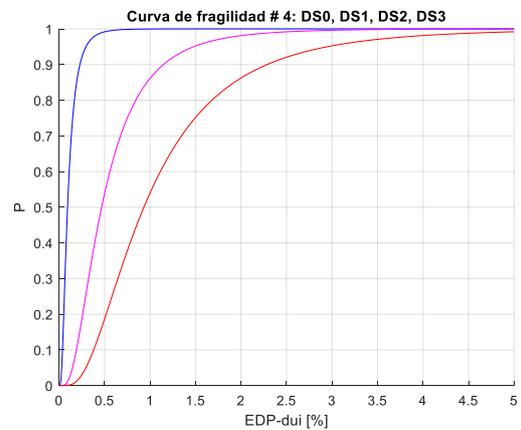
GP-Estructura HA



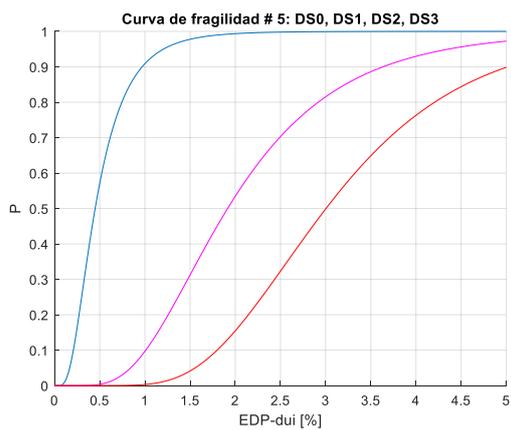
GP-Cerramientos



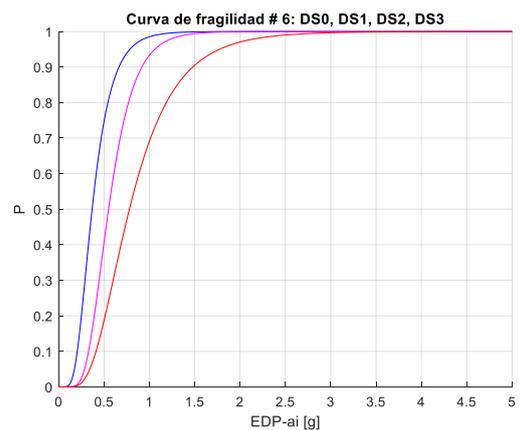
GP-Tabiquería



GP-Carpinterías

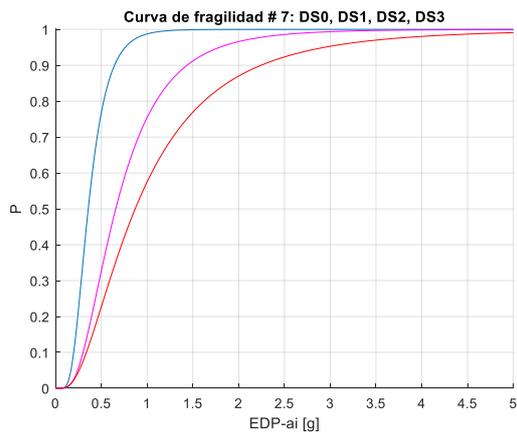


GP-Escaleras

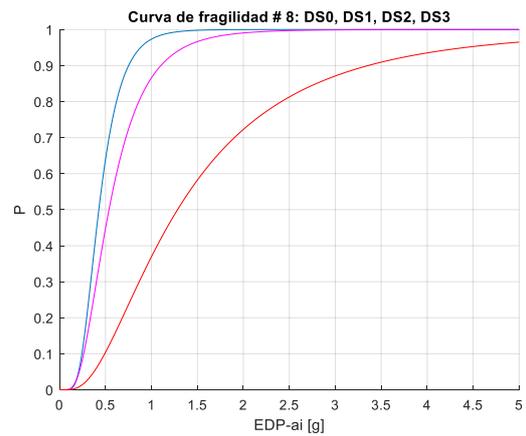


GP-Falsos techos

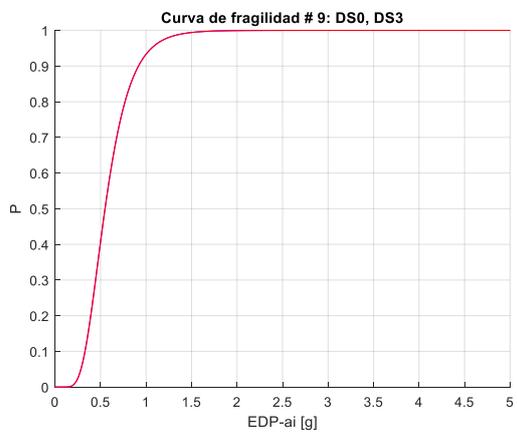
Figura 4. 4: Curvas de fragilidad.



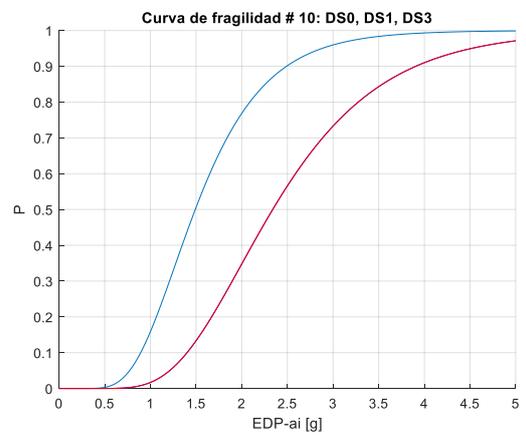
GP-Petos



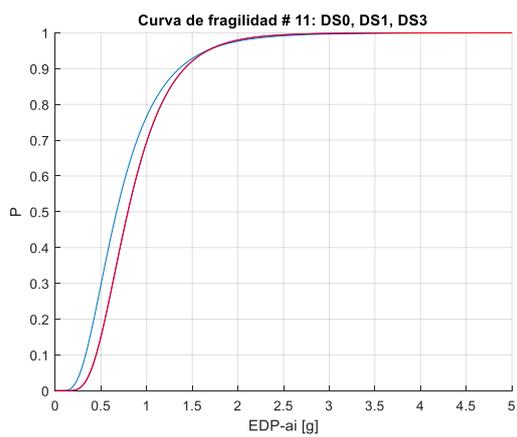
GP-Puertas



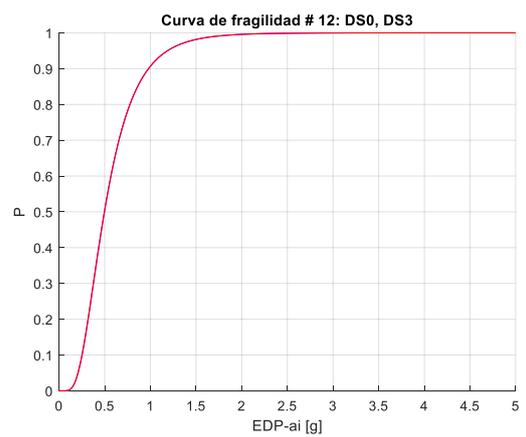
GP-Ascensores



GP-Climatización



GP-Caldera



GP-Torre refrigeración

Figura 4. 5: Curvas de fragilidad.

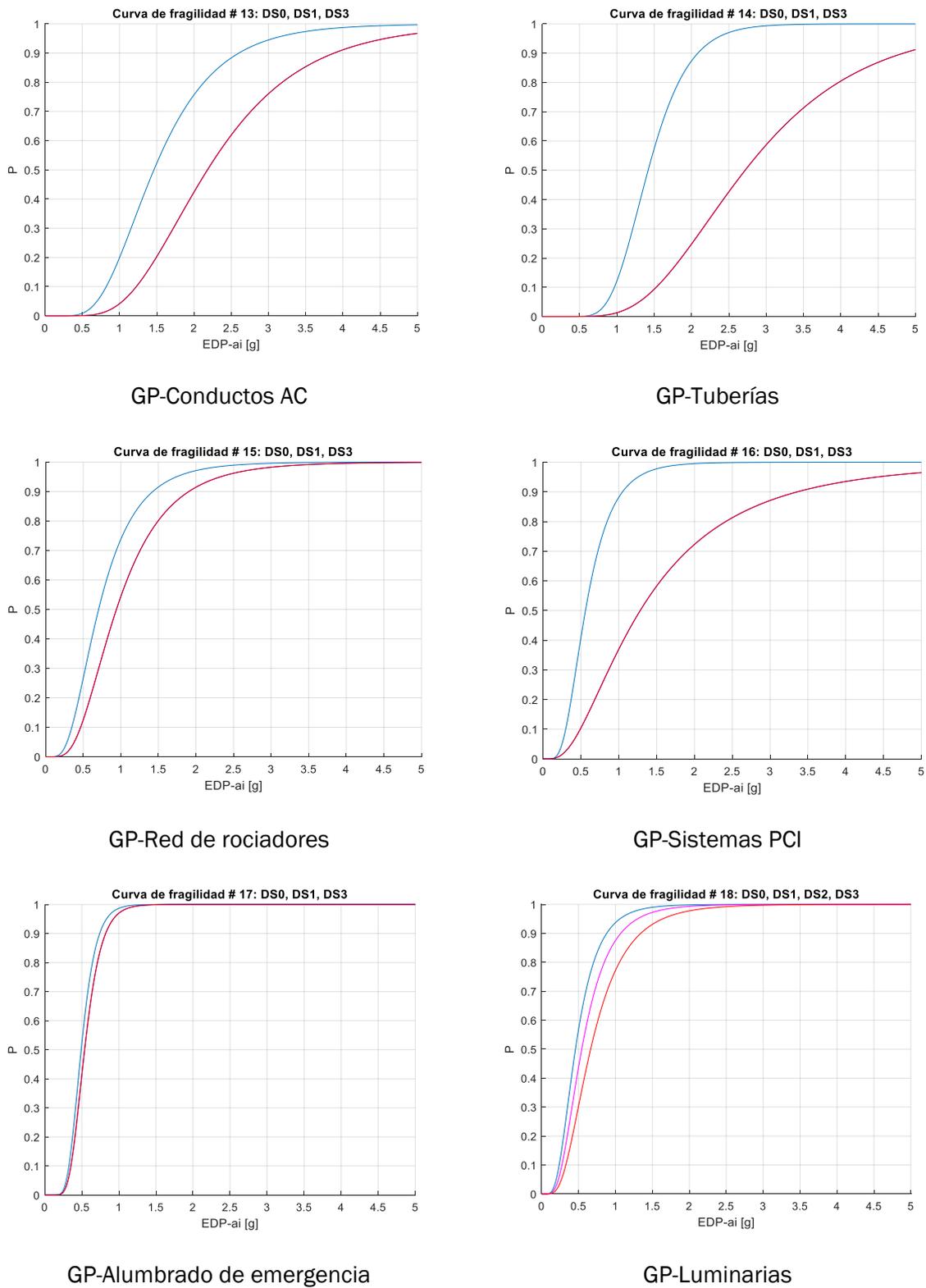
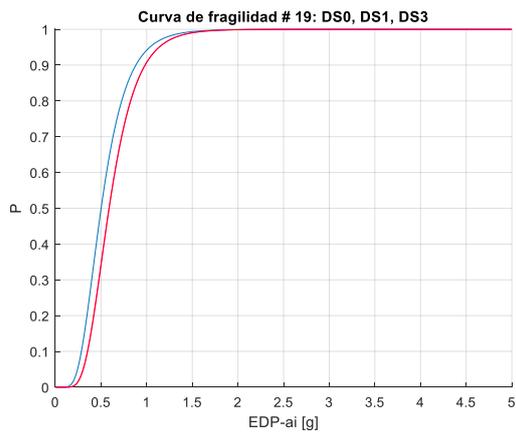
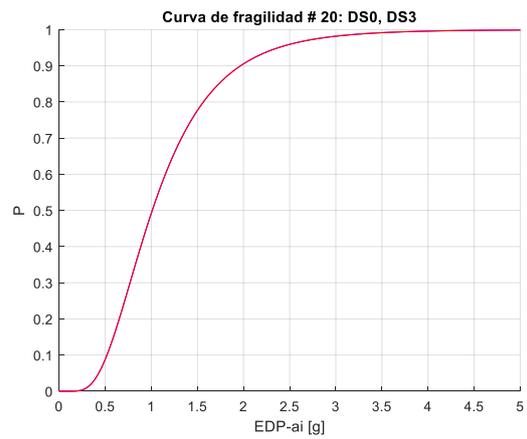


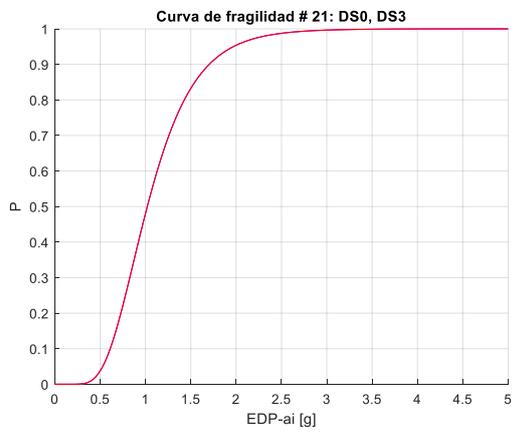
Figura 4. 6: Curvas de fragilidad.



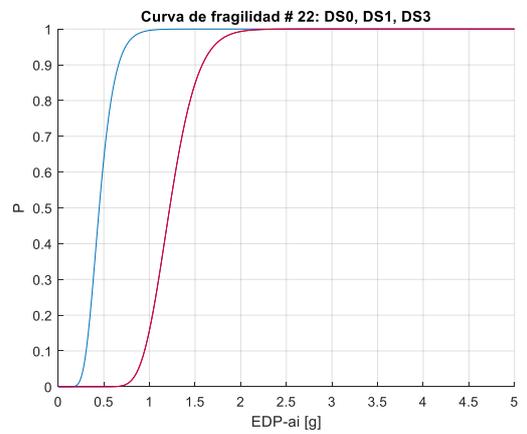
GP-Aseos, aparatos sanitarios



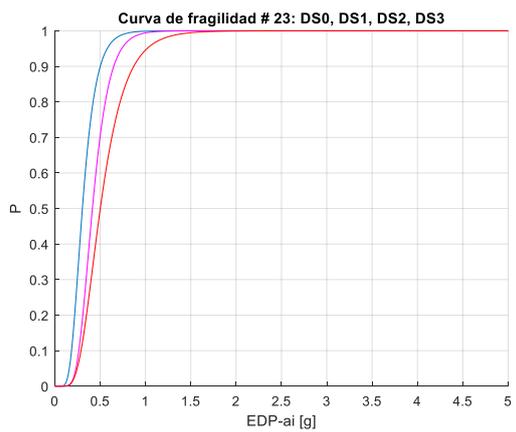
GP-Sistemas informáticos



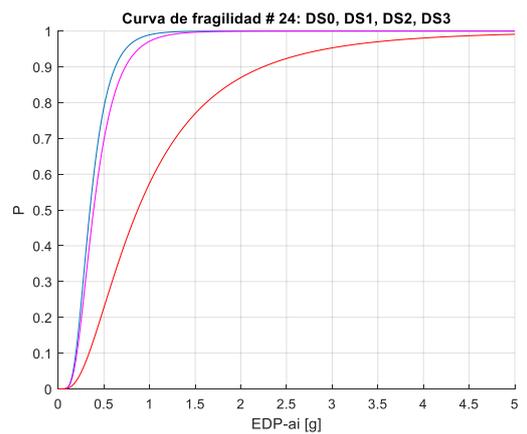
GP-Equipamiento de oficina



GP-Archivadores



GP-Estanterías



GP-Equipamiento médico

Figura 4. 7: Curvas de fragilidad.

Estas curvas de fragilidad se definen mediante el logaritmo natural de los valores medios (λ) y con las desviaciones logarítmicas estándar (ζ) tal y como se muestra en la Tabla 4.2:

GP	Nombre	DP	CF	λ			ζ		
				DS1	DS2	DS3	DS1	DS2	DS3
1	Estructura HA	du_i (%)	1	0,58	1,92	3,50	0,65	0,40	0,30
2	Cerramientos	du_i (%)	2	0,17	0,52	1,11	0,40	0,45	0,35
3	Tabiquería	du_i (%)	3	0,39	0,82	1,73	0,50	0,35	0,30
4	Carpintería	du_i (%)	4	0,07	0,47	0,93	0,70	0,70	0,70
5	Escaleras	du_i (%)	5	0,45	1,92	3,00	0,60	0,50	0,40
6	Falsos techos	a_i (g)	6	0,37	0,55	0,78	0,46	0,40	0,50
7	Petos	a_i (g)	7	0,36	0,66	0,87	0,46	0,61	0,74
8	Puertas	a_i (g)	8	0,43	0,54	1,28	0,44	0,56	0,75
9	Ascensores	a_i (g)	9	0,55	0,55	0,55	0,40	0,40	0,40
10	Climatización	a_i (g)	10	1,50	2,34	2,34	0,40	0,40	0,40
11	Caldera	a_i (g)	11	0,67	0,79	0,79	0,55	0,45	0,45
12	Torre de refrigeración	a_i (g)	12	0,50	0,50	0,50	0,53	0,53	0,53
13	Conductos AC	a_i (g)	13	1,46	2,18	2,18	0,45	0,45	0,45
14	Tuberías	a_i (g)	14	1,42	2,72	2,72	0,30	0,45	0,45
15	Red de rociadores	a_i (g)	15	0,70	0,94	0,94	0,55	0,55	0,55
16	Sistemas PCI	a_i (g)	16	0,56	1,28	1,28	0,49	0,75	0,75
17	Alumbrado de emergencia	a_i (g)	17	0,49	0,54	0,54	0,32	0,33	0,33
18	Luminarias	a_i (g)	18	0,46	0,54	0,66	0,51	0,53	0,55
19	Aseos, aparatos sanitarios	a_i (g)	19	0,50	0,59	0,59	0,44	0,40	0,40
20	Sistemas informáticos	a_i (g)	20	1,01	1,01	1,01	0,52	0,52	0,52
21	Equipamiento de oficina	a_i (g)	21	1,02	1,02	1,02	0,40	0,40	0,40
22	Archivadores	a_i (g)	22	0,45	1,22	1,22	0,30	0,20	0,20
23	Estanterías	a_i (g)	23	0,30	0,42	0,50	0,39	0,35	0,43
24	Equipamiento médico	a_i (g)	24	0,35	0,39	0,87	0,46	0,50	0,74

Tabla 4. 2: Grupos de prestaciones y curvas de fragilidad.

5. Evaluación de las prestaciones de edificios sanitarios representativos (3D)

Para realizar la evaluación sismorresistente basada en prestaciones de edificios sanitarios en una zona de sismicidad moderada (Granada), se analizarán seis modelos numéricos de prototipos 3D que representan a este tipo de edificación en cuanto a tipología estructural, número de plantas, superficie y disposición geométrica, tanto en planta como en alzado. Los prototipos corresponden a edificios sanitarios posteriores a 1994 (normativa sismorresistente NCSE-94), cuya estructura es de hormigón armado, por ser esta tipología estructural la más característica en este tipo de edificaciones. Para caracterizar las propiedades de los edificios sanitarios de la provincia de Granada que han servido para la elaboración de los prototipos representativos (número de plantas y superficie), se ha atendido a las conclusiones que determina el estudio realizado mediante sistemas de información geográfica, tal y como se muestra en las Figura 5.1:

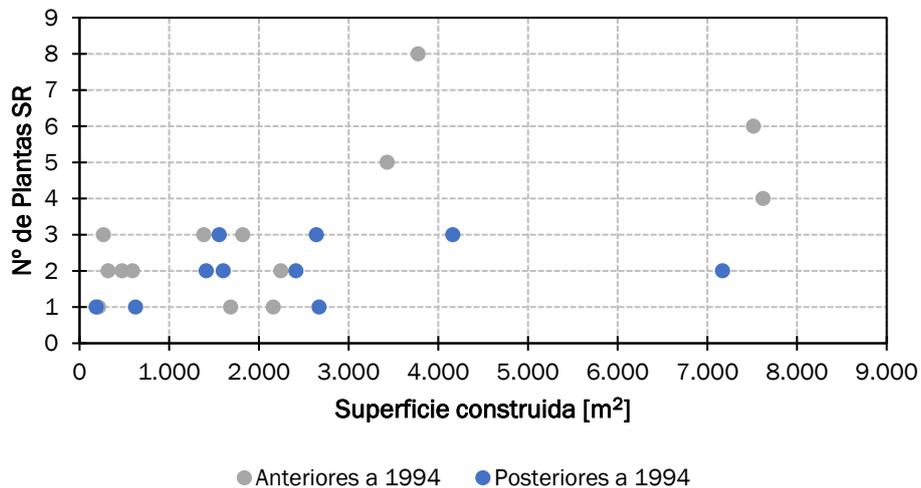


Figura 5. 1: Superficie construida vs número de plantas sobre rasante de edificios situados en Granada en zonas de $a_b = 0,24$ g.

De la gráfica anterior puede concluirse que el número de plantas característico de los edificios sanitarios posteriores a 1994 ubicados en zonas de aceleración básica $a_b = 0,24$ g de la provincia de Granada está comprendido entre 1 y 3, y el rango de superficie asociada:

- Edificios de una planta: Superficie comprendida entre 185 m² y 2.650 m².
- Edificios de dos plantas: Superficie comprendida entre 1.400 m² y 7.200 m².
- Edificios de tres plantas: Superficie comprendida entre 1.600 m² y 4.200 m².

Los edificios se proyectan en base a las conclusiones obtenidas en la Figura 5.1. Tres de los prototipos atienden a los criterios de simetría, regularidad, uniformidad y simplicidad que establece la NCSE-02. Los otros tres no cumplen dichos criterios, siendo su geometría

representativa de casos reales, con el objetivo de analizar las implicaciones que tienen los terremotos también en estos casos.

En cuanto al esquema de usos de los edificios sanitarios, la planta baja se dedica a administración y consultas, mientras que, para el caso de edificios que disponen de más alturas, el resto de plantas se destinan a habitaciones de estancia hospitalaria. El esquema estructural de estos seis prototipos se muestra en las Figuras 5.2 a 5.7.

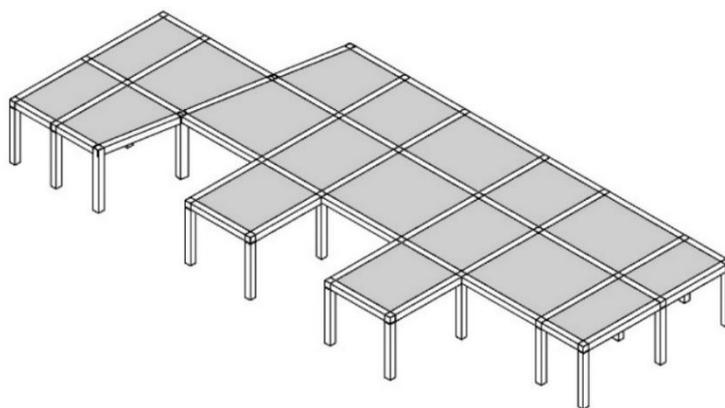


Figura 5. 2: Prototipo 1 de geometría irregular_P1I.

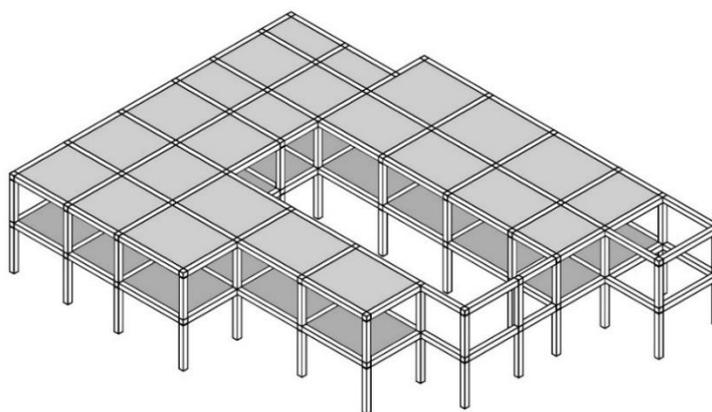


Figura 5. 3: Prototipo 2 de geometría irregular_P2I.

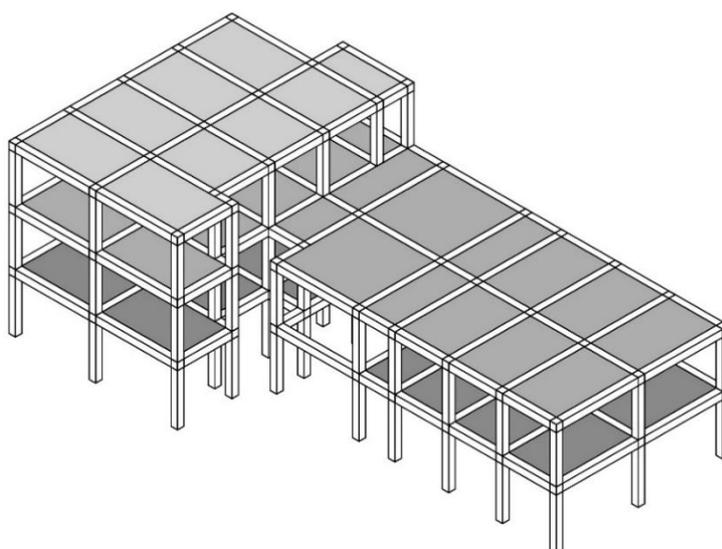


Figura 5. 4: Prototipo 3 de geometría irregular_P3I.

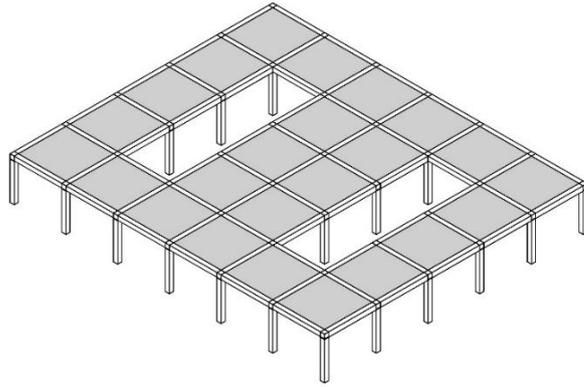


Figura 5. 5: Prototipo 1 de geometría regular_P1R.

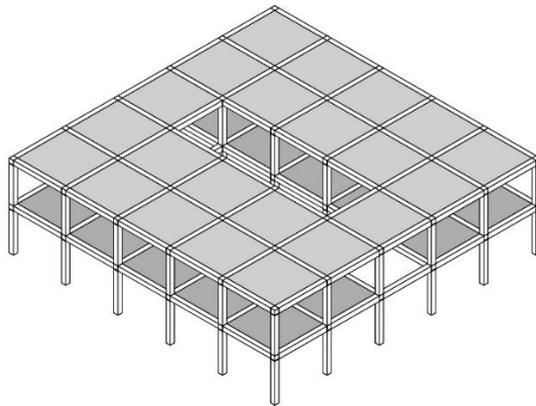


Figura 5. 6: Prototipo 3 de geometría regular_P2R.

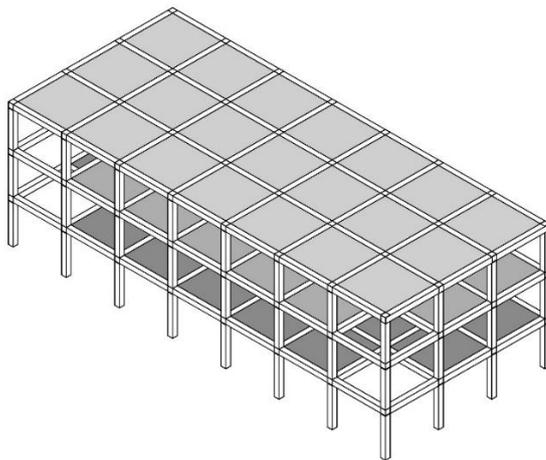


Figura 5. 7: Prototipo 3 de geometría regular_P3R.

5.1. Descripción de la estructura de los prototipos

Los edificios se proyectan en base a la normativa española, según criterios del Código Técnico de la Edificación (CTE, 2006), de la Instrucción del Hormigón Estructural (EHE-08) y la NCSE-02. La estructura de cada uno de los seis prototipos está formada por una retícula de pórticos de hormigón armado con luces variables de hasta 6 m en ambas direcciones, con forjados unidireccionales y vigas de canto. El cálculo de la estructura de los prototipos se ha realizado con CYPECAD versión 2012.k considerando la normativa citada.

Los valores característicos de las acciones se han tomado del CTE-DB-SE_AE. Las acciones permanentes sobre la estructura provienen de: peso específico del hormigón armado 25 kN/m³, peso propio de forjados 4 kN/m², pavimento 1 kN/m², cubierta plana 3 kN/m², tabiquería 1 kN/m², cerramientos 10 kN/m, petos en cubierta 4 kN/m. La principal acción variable es debida al uso del edificio de acuerdo con el programa funcional: 5kN/m² en las zonas de acceso público de planta baja (subcategoría C3), 2 kN/m² en habitaciones hospitalarias (subcategoría A1) y de 1 kN/m² en planta de cubierta (subcategoría G1). En cuanto a la acción variable del viento, se ha considerado una presión dinámica del viento conforme al mapa eólico del Anejo D del CTE-DB-SE_AE $q_b = 0,42$ kN/m².

La estructura ha sido proyectada para resistir un terremoto de proyecto caracterizado por un espectro de respuesta, considerando un factor de importancia $\rho = 1,3$, tipo de suelo III (velocidad de propagación de las ondas transversales V_{s30} entre 200 y 400 m/s), factor de reducción de acciones sísmicas por ductilidad $\mu = 3$ y una aceleración básica de 0,24 g.

En cuanto a los materiales empleados en la estructura, la resistencia característica a compresión del hormigón es $f_{ck} = 25$ MPa, el límite elástico del acero de armar es $f_{yk} = 500$ MPa.

En el Anexo 1, se muestran las plantas tipo de la estructura de cada uno de los prototipos, así como los pórticos que las conforman. También se incluyen las tablas en las que se detallan las dimensiones y el armado de vigas y pilares.

5.2. Descripción de los modelos de las estructuras en SeismoStruct

Las estructuras porticadas de hormigón armado de los seis prototipos han sido modeladas en 3D con SeismoStruct (Seismosoft, 2016), software basado en el Método de Elementos Finitos que permite realizar el análisis y predecir el comportamiento de pórticos planos (2D) y espaciales (3D) bajo la acción de cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta la geometría y el comportamiento no lineal del material. El programa incluye variedad de modelos para hormigón y acero, junto con una gran biblioteca de elementos 3D, como diferentes tipos de secciones, que se pueden utilizar con una amplia variedad de estos materiales. La carga aplicada puede ser constante o variable, desplazamientos y aceleraciones y el programa ha sido verificado para estructuras convencionales de hormigón armado (Pinho and Elnashai, 2000).

El programa permite realizar análisis estáticos y dinámicos en régimen no lineal. Una parte de los cálculos realizados con SeismoStruct para este trabajo son cálculos estáticos no lineales, empleando el método del empuje incremental (análisis *pushover*). También se han obtenido los valores correspondientes a los distintos modos de vibración, y finalmente se ha realizado un análisis dinámico directo para obtener la respuesta no lineal de los prototipos ante terremotos.

Las secciones transversales de los prototipos se modelaron como secciones rectangulares de hormigón armado, con la geometría y el armado correspondiente a cada prototipo. El modelo constitutivo para el hormigón es el propuesto por Mander (con_ma), con resistencia característica a compresión de 25 MPa, resistencia característica a tracción 2,2 MPa, y módulo de elasticidad secante de 24.870 MPa.

Para las barras de refuerzo de acero se usa la ley constitutiva de Manegotto-Pinto (stp_mp), con módulo de elasticidad de 210 GPa, límite elástico 500 MPa, y parámetro de endurecimiento por deformación $\mu = 0,005$. El factor de confinamiento se calcula en base al refuerzo de la sección. Se ha utilizado el modelo de amortiguamiento viscoso de Rayleigh, que es proporcional a una combinación lineal de la masa y la rigidez. Se ha considerado un amortiguamiento del 5% para el primer y tercer modo de vibración traslacional del pórtico.

En las Figuras 5.8 a 5.13 se muestran los modelos 3D en SeismoStruct de los seis prototipos de estructuras sanitarias.

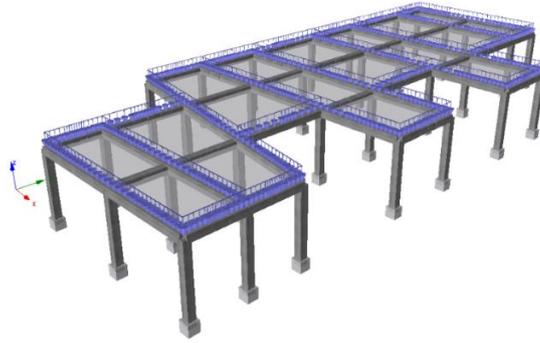


Figura 5. 8: Prototipo 2 de geometría irregular_P1I. Modelo en SeismoStruct.

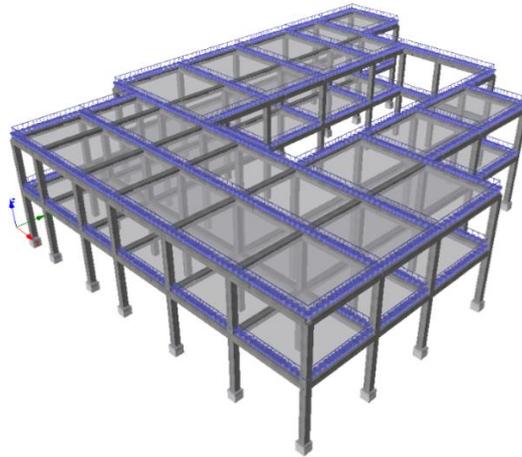


Figura 5. 9: Prototipo 2 de geometría irregular_P2I. Modelo en SeismoStruct.

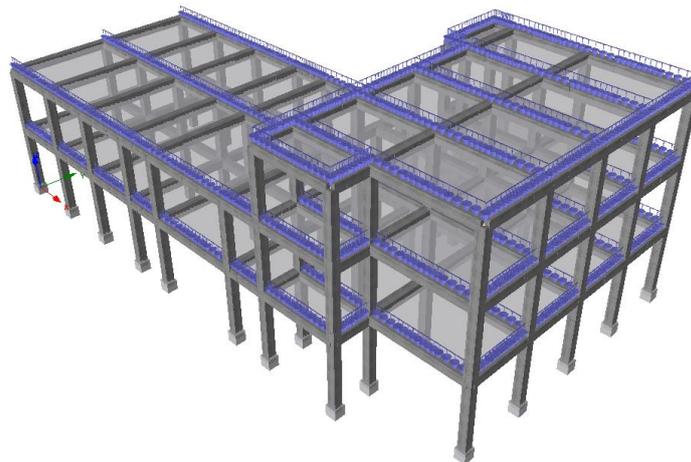


Figura 5. 10: Prototipo 3 de geometría irregular_P3I. Modelo en SeismoStruct.

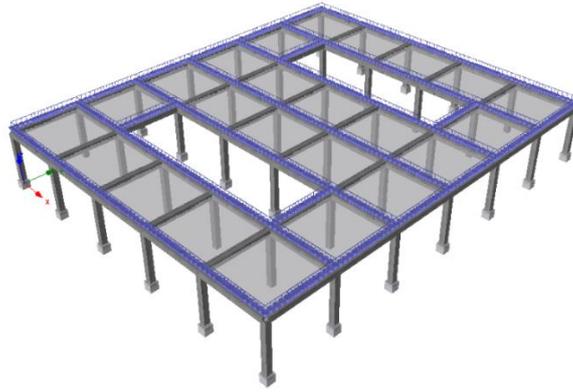


Figura 5. 11: Prototipo 2 de geometría irregular_P1R. Modelo en SeismoStruct.

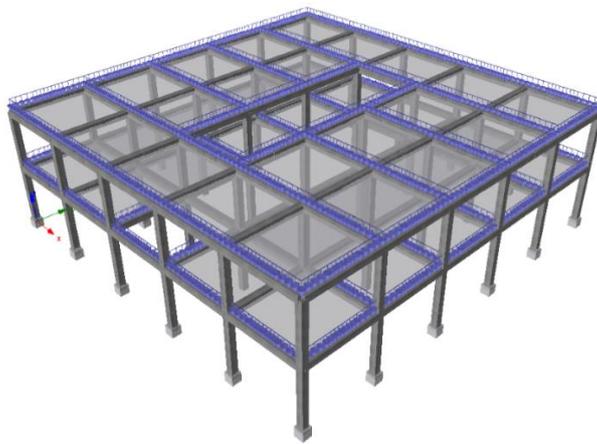


Figura 5. 12: Prototipo 2 de geometría irregular_P2R. Modelo en SeismoStruct.

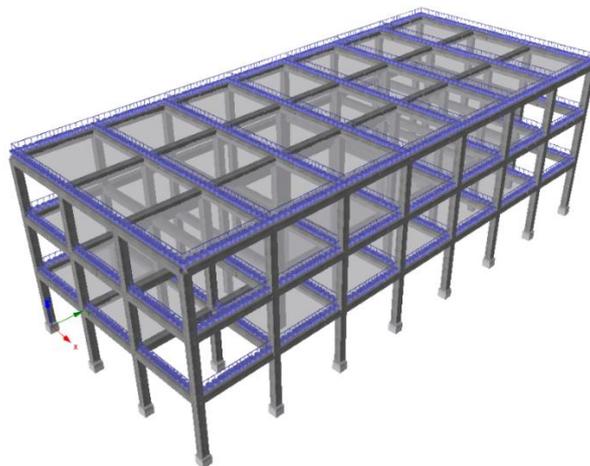


Figura 5. 13: Prototipo 3 de geometría irregular_P3R. Modelo en SeismoStruct.

5.3. Grupos de prestaciones

Los elementos de los edificios sanitarios se clasifican en grupos de prestaciones (GP), como se muestra en las Tablas 5.1 a 5.3. Cada grupo de prestaciones es un conjunto de elementos estructurales o no estructurales, cuyo comportamiento está afectado de manera similar por un cierto parámetro de demanda (DP) tal como el desplome o deriva entre plantas du_i , o la aceleración de planta a_i en la correspondiente planta i del edificio. También se indica el coste de cada uno de los grupos de prestaciones obtenidos según se indica en el apartado 5.7 *Análisis de costes*, así como la curva de fragilidad asociada (CF).

En la Tabla 5.1 se muestran los grupos de prestaciones que componen los prototipos de edificios sanitarios de 1 planta:

GP	Elementos en el grupo	DP	Localización	Coste (€)	CF
1	Estructura HA_1	du_1 (%)	Entre niveles 0 y 1	146.535	1
2	Cerramientos_01	du_1 (%)	Entre niveles 0 y 1	58.614	2
3	Tabiquería_01	du_1 (%)	Entre niveles 0 y 1	25.748	3
4	Carpinterías_0	du_1 (%)	En nivel 0	7.117	4
5	Escaleras_0	du_1 (%)	En nivel 0	18.422	5
6	Falsos techos_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	25.120	6
7	Petos_1	a_1 (g)	En nivel 1	10.467	7
8	Puertas_0	a_0 (g)	En nivel 0	56.102	8
9	Ascensores_0	a_0 (g)	En nivel 0	29.726	9
10	Climatización_1	a_1 (g)	En nivel 1	36.634	10
11	Caldera_0	a_0 (g)	En nivel 0	26.167	11
12	Torre refrigeración_1	a_1 (g)	En nivel 1	41.867	12
13	Conductos AC_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	51.287	13
14	Tuberías_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	42.286	14
15	Red de rociadores_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	29.307	15
16	Sistemas PCI_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	29.307	16
17	Alumbrado de emergencia_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	7.117	17
18	Luminarias_1	a_1 (g)	Bajo nivel 1	20.934	18
19	Aseos, Aparatos sanitarios_0	a_0 (g)	En el nivel 0	31.400	19
20	Sistemas informáticos_0	a_0 (g)	En el nivel 0	19.887	20
21	Equipamiento de oficina_0	a_0 (g)	En el nivel 0	5.233	21
22	Archivadores_0	a_0 (g)	En el nivel 0	3.140	22
23	Estanterías_0	a_0 (g)	En el nivel 0	2.093	23
24	Equipamiento médico_0	a_0 (g)	En el nivel 0	104.667	24

Tabla 5. 1: Grupos de prestaciones para edificios sanitarios de 1 planta.

5. Evaluación de las prestaciones de edificios sanitarios representativos (3D)

En la Tabla 5.2 se muestran los grupos de prestaciones que componen los prototipos de edificios sanitarios de 2 plantas.

GP	Elementos en el grupo	DP	Localización	Coste (€)	CF
1	Estructura HA_1	du ₁ (%)	Entre niveles 0 y 1	146.535	1
2	Estructura HA_2	du ₂ (%)	Entre niveles 1 y 2	136.068	1
3	Cerramientos_01	du ₁ (%)	Entre niveles 0 y 1	58.614	2
4	Cerramientos_12	du ₂ (%)	Entre niveles 1 y 2	54.427	2
5	Tabiquería_01	du ₁ (%)	Entre niveles 0 y 1	25.748	3
6	Tabiquería_12	du ₂ (%)	Entre niveles 1 y 2	23.864	3
7	Carpinterías_0	du ₁ (%)	En nivel 0	7.117	4
8	Carpinterías_1	du ₂ (%)	En nivel 1	6.908	4
9	Escaleras_0	du ₁ (%)	En nivel 0	18.422	5
10	Escaleras_1	du ₂ (%)	En nivel 1	17.165	5
11	Falsos techos_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	25.120	6
12	Falsos techos_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	24.074	6
13	Petos_2	a ₂ (g)	En nivel 2	10.467	7
14	Puertas_0	a ₀ (g)	En nivel 0	56.102	8
15	Puertas_1	a ₁ (g)	En nivel 1	55.683	8
16	Ascensores_0	a ₀ (g)	En nivel 0	29.726	9
17	Ascensores_1	a ₁ (g)	En nivel 1	27.632	9
18	Climatización_2	a ₂ (g)	En nivel 2	36.634	10
19	Caldera_0	a ₀ (g)	En nivel 0	26.167	11
20	Torre refrigeración_2	a ₂ (g)	En nivel 2	41.867	12
21	Conductos AC_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	51.287	13
22	Conductos AC_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	47.728	13
23	Tuberías_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	42.286	14
24	Tuberías_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	41.658	14
25	Red de rociadores_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	29.307	15
26	Red de rociadores_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	27.214	15
27	Sistemas PCI_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	29.307	16
28	Sistemas PCI_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	27.214	16
29	Alumbrado de emergencia_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	7.117	17
30	Alumbrado de emergencia_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	6.908	17
31	Luminarias_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	20.934	18
32	Luminarias_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	20.934	18
33	Aseos, Aparatos sanitarios_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	31.400	19
34	Aseos, Aparatos sanitarios_1	a ₁ (g)	En el nivel 1	31.400	19
35	Sistemas informáticos_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	19.887	20
36	Sistemas informáticos_1	a ₁ (g)	En el nivel 1	5.861	20
37	Equipamiento de oficina_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	5.233	21
38	Archivadores_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	3.140	22
39	Estanterías_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	2.093	23
40	Equipamiento médico_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	104.667	24
41	Equipamiento médico_1	a ₁ (g)	En el nivel 1	83.734	24

Tabla 5. 2: Grupos de prestaciones para edificios sanitarios de 2 plantas.

En la Tabla 5.3 se muestran los grupos de prestaciones que componen los prototipos de edificios sanitarios de 3 plantas:

5. Evaluación de las prestaciones de edificios sanitarios representativos (3D)

GP	Elementos en el grupo	DP	Localización	Coste (€)	CF
1	Estructura HA_1	du ₁ (%)	Entre niveles 0 y 1	146.535	1
2	Estructura HA_2	du ₂ (%)	Entre niveles 1 y 2	136.068	1
3	Estructura HA_3	du ₃ (%)	Entre niveles 2 y 3	136.068	1
4	Cerramientos_01	du ₁ (%)	Entre niveles 0 y 1	58.614	2
5	Cerramientos_12	du ₂ (%)	Entre niveles 1 y 2	54.427	2
6	Cerramientos_23	du ₃ (%)	Entre niveles 2 y 3	54.427	2
7	Tabiquería_01	du ₁ (%)	Entre niveles 0 y 1	25.748	3
8	Tabiquería_12	du ₂ (%)	Entre niveles 1 y 2	23.864	3
9	Tabiquería_23	du ₃ (%)	Entre niveles 2 y 3	23.655	3
10	Carpinterías_0	du ₁ (%)	En nivel 0	7.117	4
11	Carpinterías_1	du ₂ (%)	En nivel 1	6.908	4
12	Carpinterías_2	du ₃ (%)	En nivel 2	6.908	4
13	Escaleras_0	du ₁ (%)	En nivel 0	18.422	5
14	Escaleras_1	du ₂ (%)	En nivel 1	17.165	5
15	Escaleras_2	du ₃ (%)	En nivel 2	16.747	5
16	Falsos techos_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	25.120	6
17	Falsos techos_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	24.074	6
18	Falsos techos_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	24.074	6
19	Petos_3	a ₃ (g)	En nivel 3	10.467	7
20	Puertas_0	a ₀ (g)	En nivel 0	56.102	8
21	Puertas_1	a ₁ (g)	En nivel 1	55.683	8
22	Puertas_2	a ₂ (g)	En nivel 2	55.683	8
23	Ascensores_0	a ₀ (g)	En nivel 0	29.726	9
24	Ascensores_1	a ₁ (g)	En nivel 1	27.632	9
25	Ascensores_2	a ₂ (g)	En nivel 2	27.632	9
26	Ascensores_3	a ₃ (g)	En nivel 3	9.211	9
27	Climatización_3	a ₃ (g)	En nivel 3	36.634	10
28	Caldera_0	a ₀ (g)	En nivel 0	26.167	11
29	Torre refrigeración_3	a ₃ (g)	En nivel 3	41.867	12
30	Conductos AC_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	51.287	13
31	Conductos AC_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	47.728	13
32	Conductos AC_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	47.519	13
33	Tuberías_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	42.286	14
34	Tuberías_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	41.658	14
35	Tuberías_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	41.658	14
36	Red de rociadores_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	29.307	15
37	Red de rociadores_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	27.214	15
38	Red de rociadores_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	27.214	15
39	Sistemas PCI_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	29.307	16
40	Sistemas PCI_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	27.214	16
41	Sistemas PCI_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	27.214	16
42	Alumbrado de emergencia_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	7.117	17
43	Alumbrado de emergencia_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	6.908	17
44	Alumbrado de emergencia_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	6.908	17
45	Luminarias_1	a ₁ (g)	Bajo nivel 1	20.934	18
46	Luminarias_2	a ₂ (g)	Bajo nivel 2	20.934	18
47	Luminarias_3	a ₃ (g)	Bajo nivel 3	20.934	18
48	Aseos, Aparatos sanitarios_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	31.400	19
49	Aseos, Aparatos sanitarios_1	a ₁ (g)	En el nivel 1	31.400	19
50	Aseos, Aparatos sanitarios_2	a ₂ (g)	En el nivel 2	10.467	19
51	Sistemas informáticos_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	19.887	20
52	Sistemas informáticos_1	a ₁ (g)	En el nivel 1	5.861	20
53	Sistemas informáticos_2	a ₂ (g)	En el nivel 2	5.652	20
54	Equipamiento de oficina_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	5.233	21
55	Archivadores_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	3.140	22
56	Estanterías_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	2.093	23
57	Equipamiento médico_0	a ₀ (g)	En el nivel 0	104.667	24
58	Equipamiento médico_1	a ₁ (g)	En el nivel 1	83.734	24
59	Equipamiento médico_2	a ₂ (g)	En el nivel 2	83.734	24

Tabla 5. 3: Grupos de prestaciones para edificios sanitarios de 3 plantas.

5.4. Caracterización de la acción sísmica

Debido a que los efectos de los terremotos menores en edificios modernos han superado nuestras expectativas, los códigos de todo el mundo exigen ahora que el comportamiento sísmico se compruebe con al menos dos niveles de intensidad. El Eurocódigo 8 se refiere a periodos de retorno $T_R=475$ y $T_R=95$ años para los terremotos raros y ocasionales, respectivamente. Esto se corresponde con las probabilidades de excedencia de 10% en 50 años, y 10% en 10 años.

El análisis de la peligrosidad se basa en estos dos niveles de intensidad en el emplazamiento del edificio: Granada, España. La NCSE-02 proporciona directamente el espectro elástico de respuesta para terremotos raros, que se muestra en línea gruesa en las Figuras 5.14, 5.16 para una aceleración básica horizontal $a_b=0,24g$ y terreno tipo III. El espectro de respuesta para el terremoto ocasional en las Figuras 5.15, 5.17 se obtiene considerando la expresión aproximada de la NCSE-02 para estimar la aceleración horizontal correspondiente a un periodo de retorno (T_R) diferente al de 500 años, multiplicando por $[T_R / 500]^{0,4}$.

Debido a que los prototipos de edificios sanitarios se analizan mediante modelos espaciales de la estructura, el Eurocódigo 8 indica que el movimiento sísmico debe constar de tres acelerogramas actuando simultáneamente y que el mismo acelerograma no se puede utilizar simultáneamente en las dos direcciones horizontales. Por lo tanto, en este estudio de los prototipos de edificios sanitarios 3D se han aplicado en el cálculo dinámico las tres componentes de la acción sísmica: dos componentes horizontales (E-O y N-S) y la vertical (Z). Los espectros de respuesta para la componente vertical se muestran en la Figura 5.18 para sismos raros y en la Figura 5.19 para sismos ocasionales.

La componente vertical se obtiene, según la NCSE-02, mediante un espectro de respuesta elástica cuyas ordenadas espectrales son el 70% de los valores correspondientes a las del espectro para movimientos horizontales.

Se han seleccionado dos conjuntos de cinco registros históricos europeos extraídos de la base *European Strong – Motion Database* (Ambraseys et al. 2002) que cumplen los siguientes criterios (Tabla 5.4): (i) el valor promedio de las ondas de cizalla en los primeros 30m del terreno (V_{s30}) esté entre 200 y 400m/s, (ii) la magnitud de momento $M_w > 5,5$ para sismos raros, (iii) la magnitud de momento $M_w < 5,5$ para sismos ocasionales, (iv) duración mínima de 10s. Los principales parámetros de los acelerogramas originales se recogen en la Tabla 5.4. Estos conjuntos de acelerogramas se ajustan a los espectros de respuesta de la NCSE-02 usando el algoritmo de *wavelets* propuesto por Abrahamson y revisado por Hancock et al. (2006). En el escalado de acelerogramas se observan los criterios del Eurocódigo 8 y la NCSE-02. En las Figuras 5.14 a 5.19 se muestra la media de los valores de la respuesta espectral de los acelerogramas con línea roja.

Para considerar el efecto de la direccionalidad del terremoto se ha seguido el procedimiento indicado por K. Beyer y J. J. Bommer (2012), según el cual se realiza el

escalado de las componentes individualmente para que no solo la media geométrica sino también cada componente coincida lo mejor posible con el espectro objetivo. El procedimiento consiste en escalar el espectro de la media geométrica del registro para que coincida con el espectro objetivo mediante un factor de escala denominado "a". En un segundo paso, una componente se escala mediante un factor "b", mientras que la otra componente se escala por el factor "1/b". De esta manera, la media geométrica del espectro de los dos componentes permanece inalterado. Los coeficientes b que se han aplicado se muestran en las Tablas 5.5 y 5.6.

5. Evaluación de las prestaciones de edificios sanitarios representativos (3D)

Registro	Nombre estación	Fecha DD/MM/AA	Distancia (km)	Magnitud (Mw)	Vs30 (m/s)	PGA (g)
HI.PAT2	PAT2	14/07/1993	4,90	5,60	381	0,16
TK.0105	AI_022_CYH_TIM	27/06/1998	48,20	6,20	263	0,28
TK.8101	AI_011_DZC	17/08/1999	101,20	7,60	282	0,38
E.BUI	BUIA	15/09/1976	11,20	5,90	254	0,09
TK.3301	AI_019_MRS	27/06/1998	64,80	6,20	367	0,13
E.ANP1	ANCONA - PALOMBINA	14/06/1972	11,50	--	256	0,12
E.ANP2	ANCONA - PALOMBINA	21/06/1972	25,90	--	256	0,21
HI.LEF1	LEF1	25/02/1994	17,60	5,40	273	0,14
HI.LEF2	LEF1	24/04/1988	16,40	--	273	0,09
E.ANP3	ANCONA - PALOMBINA	14/06/1972	8,50	--	256	0,21

Tabla 5. 4: Características de los acelerogramas originales.

Registros Sismo Raro					
	HI. PAT2	TK.0105	TK.8101	E.BUI	TK.3301
	Acel. Max [g]				
Componente X	0,55	0,85	1,32	0,26	0,46
Componente Y	1,20	0,97	1,07	0,33	0,30
Componente Z	0,36	0,29	0,92	0,24	0,08
β	0,46	0,88	1,23	0,79	1,53
1/β	2,18	1,14	0,81	1,27	0,65

Tabla 5. 5: Coeficientes β aplicados para considerar la direccionalidad de los terremotos. Sismo Raro.

Registros Sismo Ocasional					
	E.ANP1	E.ANP2	HI.LEF1	HI.LEF2	E.ANP3
	Acel. Max [g]				
Componente X	0,41	0,70	0,44	0,28	0,61
Componente Y	0,44	1,20	0,40	0,83	0,67
Componente Z	0,20	0,44	0,19	0,14	0,38
β	0,93	0,58	1,10	2,96	0,91
1/β	1,07	1,71	0,91	0,34	1,10

Tabla 5. 6: Coeficientes β aplicados para considerar la direccionalidad de los terremotos. Sismo Ocasional.

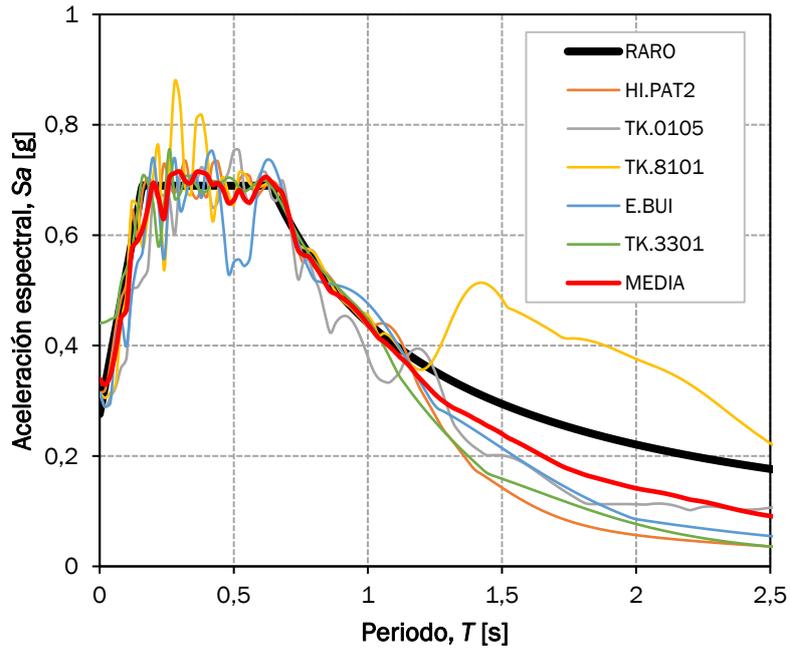


Figura 5. 14: Espectro de respuesta. Sismo Raro. Componente horizontal (E-O).

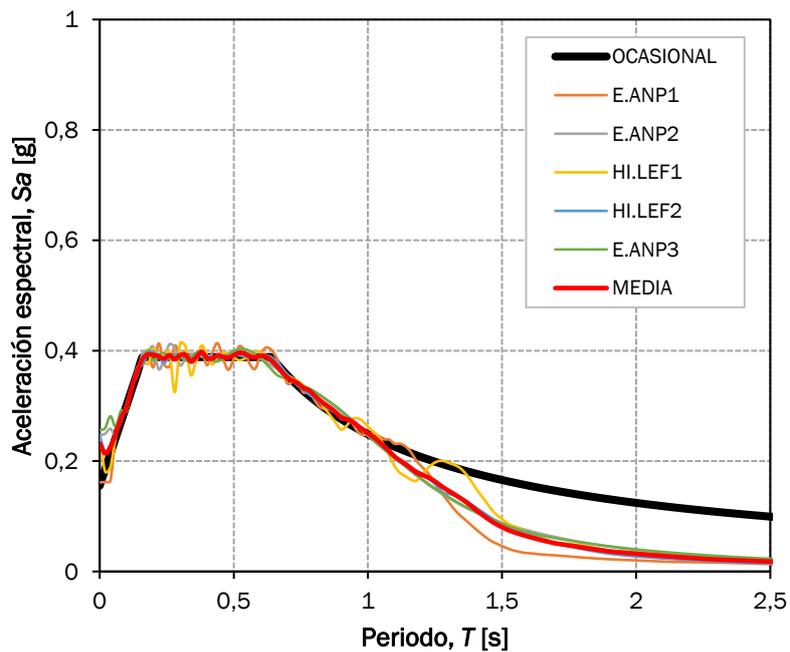


Figura 5. 15: Espectro de respuesta. Sismo Ocasional. Componente horizontal (E-O).

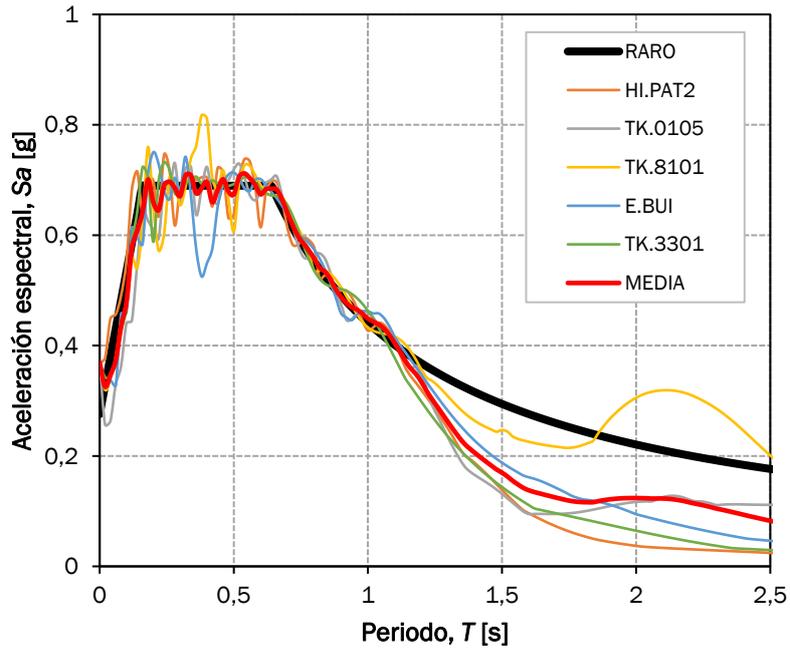


Figura 5. 16: Espectro de respuesta. Sismo Raro. Componente horizontal (N-S).

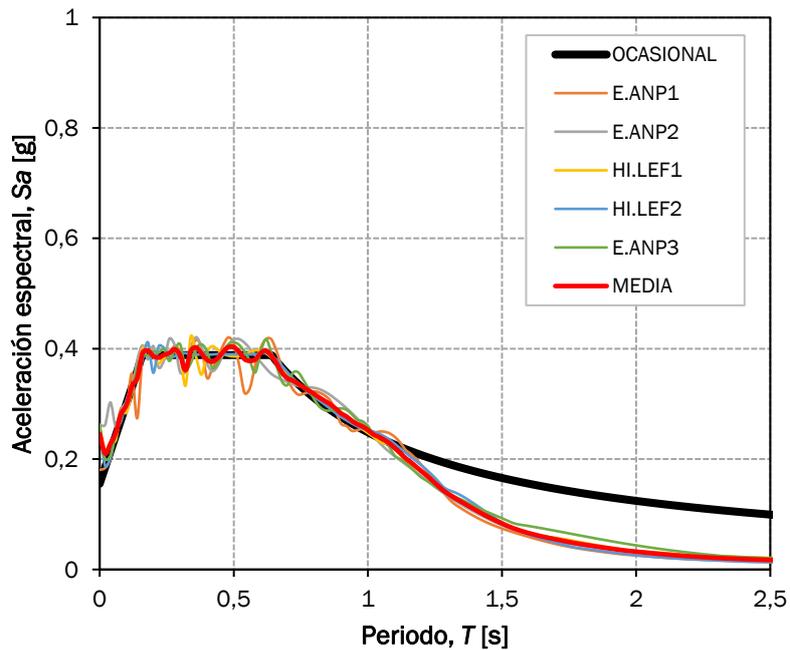


Figura 5. 17: Espectro de respuesta. Sismo Ocasional. Componente horizontal (N-S).

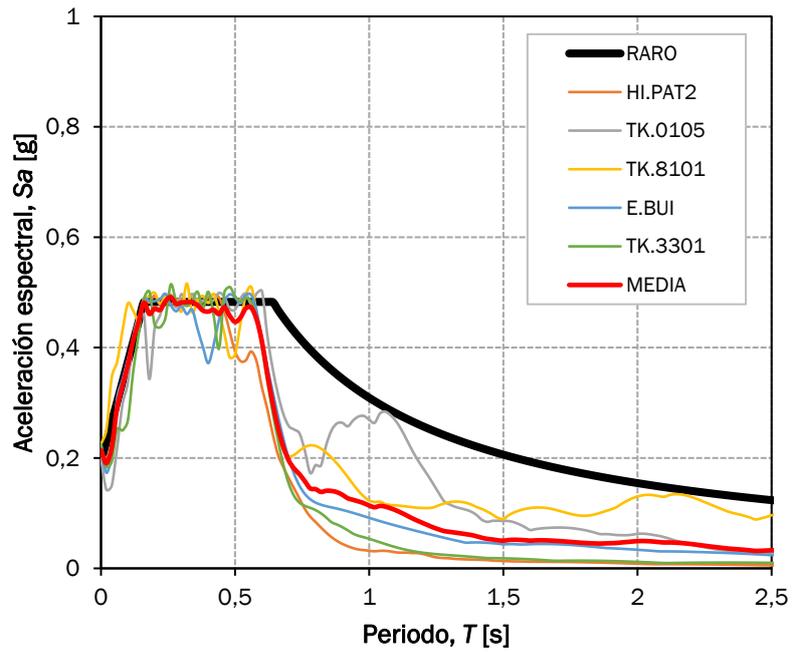


Figura 5. 18: Espectro de respuesta. Sismo Raro. Componente vertical (Z).

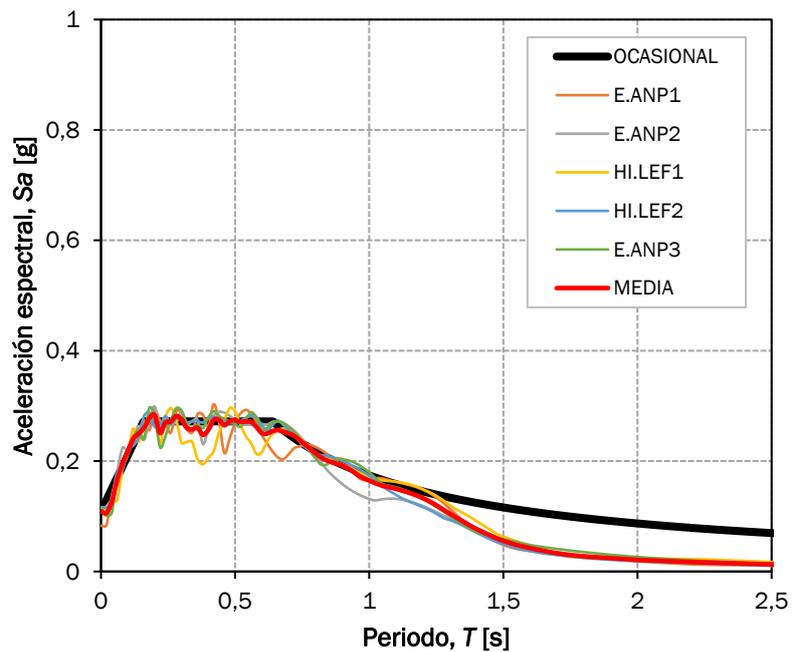


Figura 5. 19: Espectro de respuesta. Sismo Ocasional. Componente vertical (Z).

5.5. Análisis de la respuesta estructural

5.5.1. Características mecánicas de los prototipos. Análisis *pushover*

El análisis *pushover* es una técnica eficiente para estudiar la capacidad y la relación resistencia – deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas. Este procedimiento utiliza una serie de análisis estáticos secuenciales. Se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia de agrietamiento cedencia y fallo de los componentes, los estados límite de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la *curva de capacidad*.

Las curvas de capacidad de los diferentes prototipos se presentan en las Figuras 5.20 y 5.21 para las direcciones de los ejes X e Y, respectivamente. Para esas curvas, el cortante basal se normaliza respecto al peso total del edificio. El desplazamiento entre plantas del edificio se define como el desplazamiento de cubierta v_{top} , normalizado con respecto a la altura total del edificio H (v_{top}/H). Los círculos de color rojo indican la formación de rótulas plásticas en alguna localización de los pórticos que componen el edificio.

De los resultados que se muestran en las siguientes figuras pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- La formación de las primeras rótulas plásticas para los diferentes prototipos se produce entre valores del coeficiente cortante basal comprendidos entre el 25% y el 38%, en la dirección del eje X, asociados a desplazamientos entre plantas del 0,25% y del 0,40% respectivamente.
- Para cargas actuantes en la dirección del eje Y, la formación de las primeras rótulas plásticas se produce para valores entre el 30% y el 42% del coeficiente cortante basal, a los que corresponden desplazamientos entre planta del 0,55% y del 0,35%, respectivamente.
- El prototipo que exhibe menor resistencia lateral es el de dos plantas de geometría irregular (P2_I) para cargas actuantes en la dirección del eje X.
- El prototipo que exhibe mayor resistencia lateral es el de 3 plantas de geometría irregular (P3_I), tanto en la dirección del eje X, como en la dirección del eje Y, produciéndose la formación de la primera rótula plástica para valores del coeficiente cortante basal entorno al 40%.
- La resistencia lateral de los prototipos es ligeramente superior en el caso de cargas laterales actuantes en la dirección del eje Y.

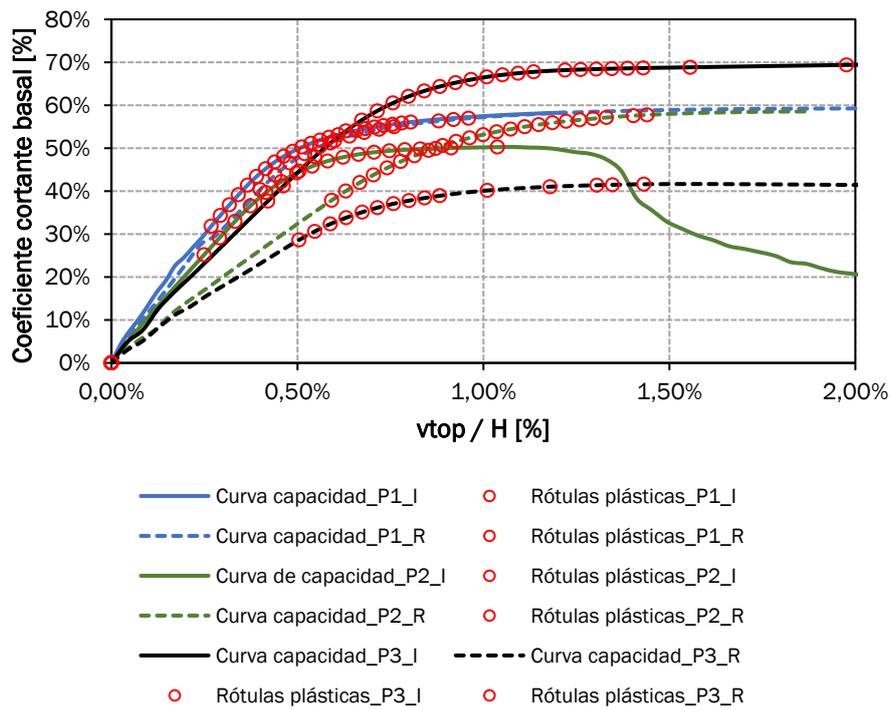


Figura 5. 20: Análisis *pushover* de los prototipos. Dirección del eje (X).

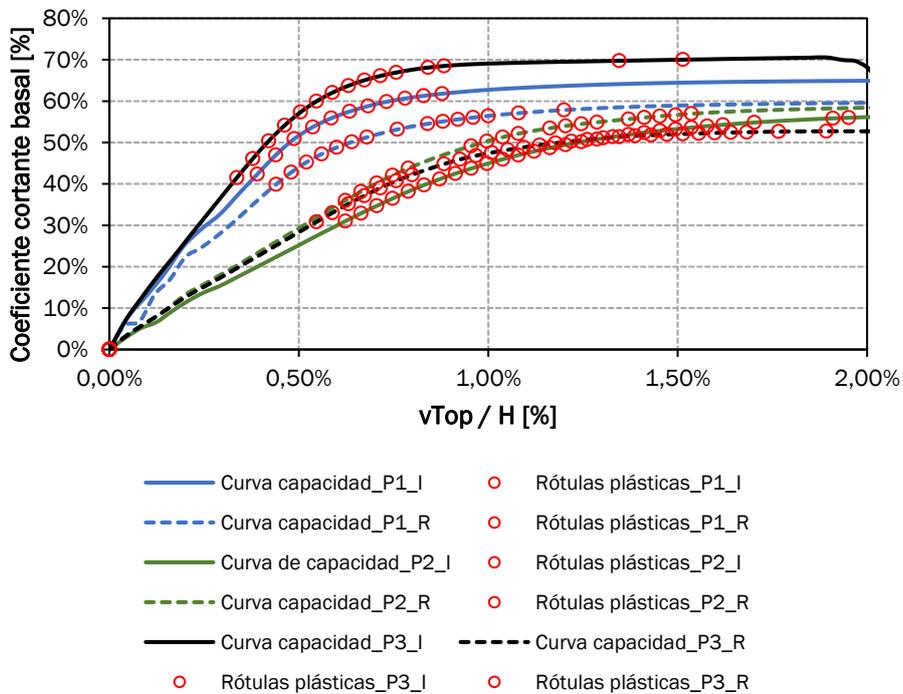


Figura 5. 21: Análisis *pushover* de los prototipos. Dirección del eje (Y).

5.5.2. Características dinámicas de los prototipos

Se realiza el cálculo de los valores propios con el programa SeismoStruct para obtener los diferentes periodos de vibración T_i de las estructuras de los prototipos. El primer modo tiene especial importancia, dado que suele gobernar la respuesta estructural, y por dicha razón se llama *modo fundamental*. En la siguiente tabla se recogen los dos primeros modos de vibración de los prototipos:

Prototipo	Modo de vibración	Periodo (s)
P1_I	1	0,29
P1_I	2	0,28
P1_R	1	0,32
P1_R	2	0,31
P2_I	1	0,54
P2_I	2	0,50
P2_R	1	0,55
P2_R	2	0,52
P3_I	1	0,48
P3_I	2	0,45
P3_R	1	0,65
P3_R	2	0,64

Tabla 5. 7: Periodos correspondientes a los modos 1 y 2 de los diferentes prototipos.

5.5.3. Cálculo de la respuesta sísmica

Una vez definidos los modelos de la estructura en SeismoStruct y obtenidas sus características mecánicas y dinámicas fundamentales, se calcula la respuesta no lineal para cada uno de los acelerogramas elegidos, correspondientes a las dos intensidades de sismo (Raro y Ocasional). Los análisis dinámicos no lineales para los prototipos de edificios sanitarios se llevan a cabo introduciendo en SeismoStruct los cinco registros recopilados para cada una de las dos intensidades.

De los resultados obtenidos del cálculo dinámico directo en SeismoStruct, se muestran en las Figuras 5.22 a 5.25, para cada intensidad de sismo (Raro y Ocasional), el desplazamiento relativo entre plantas $du_i\%$ y la aceleración de respuesta correspondiente a cada planta a_i . Tanto los desplazamientos entre planta como las aceleraciones de planta se han obtenido mediante la resultante de las dos componentes, en X e Y. En las figuras 5.22 y 5.24 se muestran los límites del desplazamiento entre plantas para elementos no estructurales que establece la norma europea (EC 8, 2004).

Los límites de desplome de planta empleados para la evaluación de daños por la SEAOC (1995) son 0,2-0,5% para ocupación inmediata (IO), 0,5-1,5% para seguridad para las vidas (LS), y prevención de colapso (CP) 1,5-2,5%. El estado de limitación de daño del Eurocódigo 8 es similar al de ocupación inmediata del SEAOC: 0,5% de la altura de planta si existen elementos frágiles anclados a la estructura.

Según se muestra en la Figura 5.22, para terremotos raros, los desplazamientos entre plantas están comprendidos entre el 0,75% y el 2,35% de la altura de planta, superando el límite de 0,5% de Eurocódigo 8 y alcanzando el de prevención de colapso del SEAOC. Los mayores desplazamientos se registran en planta primera, reduciéndose en pisos superiores. La aceleración del suelo oscila entre 0,45g y 0,65g y las aceleraciones horizontales de planta están comprendidas entre 0,70g y 1,45g.

Para terremotos ocasionales, Figura 5.24, los desplazamientos entre plantas están comprendidos entre el 0,5% y el 1,50% de la altura de planta, superando también el límite de Eurocódigo 8 y alcanzando el de seguridad para las vidas del SEAOC. La aceleración del suelo es de 0,40g y las aceleraciones horizontales de planta oscilan entre 0,50g y 1,20g.

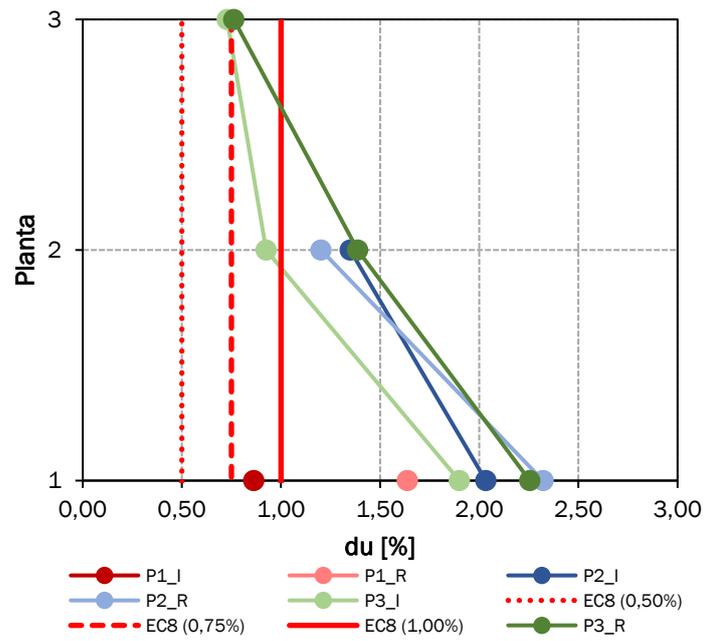


Figura 5. 22: Deriva entre plantas. Sismo raro.

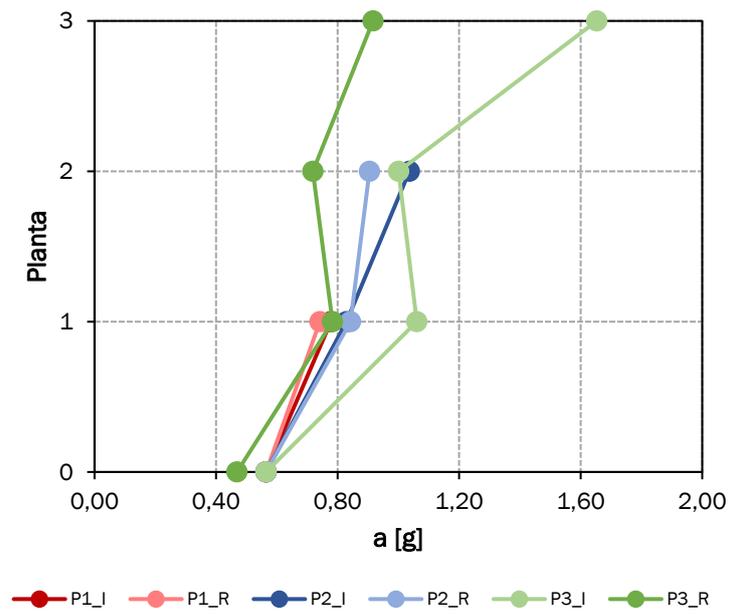


Figura 5. 23: Aceleración de planta. Sismo raro.

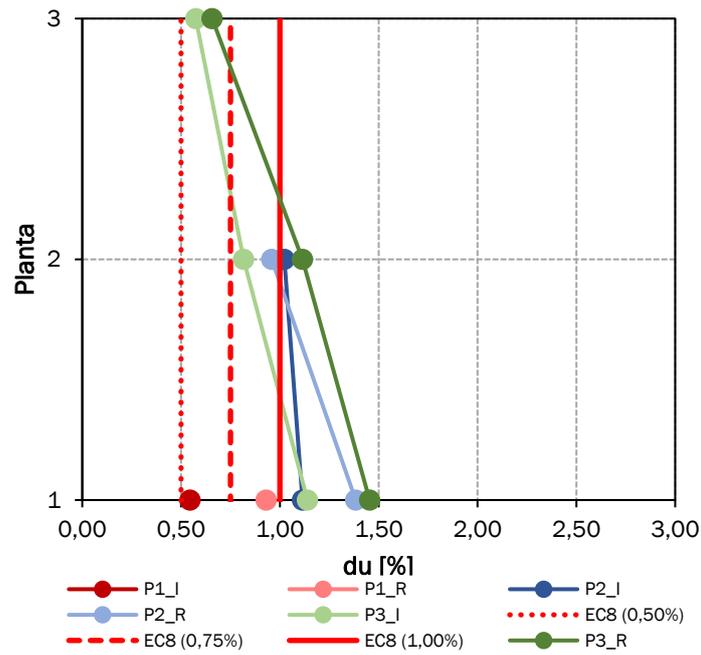


Figura 5. 24: Deriva entre plantas. Sismo ocasional.

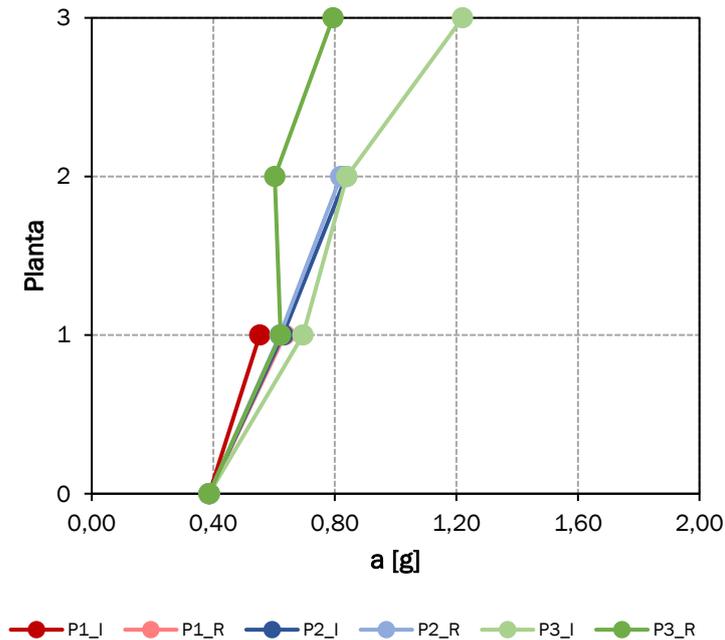


Figura 5. 25: Aceleración de planta. Sismo ocasional.

Asumiendo que los valores de los DP siguen una distribución logarítmico-normal, la respuesta estructural puede expresarse con las funciones de distribución acumulada de las Figuras 5.26 a 5.31 para la deriva entre plantas y para la aceleración de planta que muestran la probabilidad de no excedencia P de los parámetros de respuesta d_{ui} y a_i .

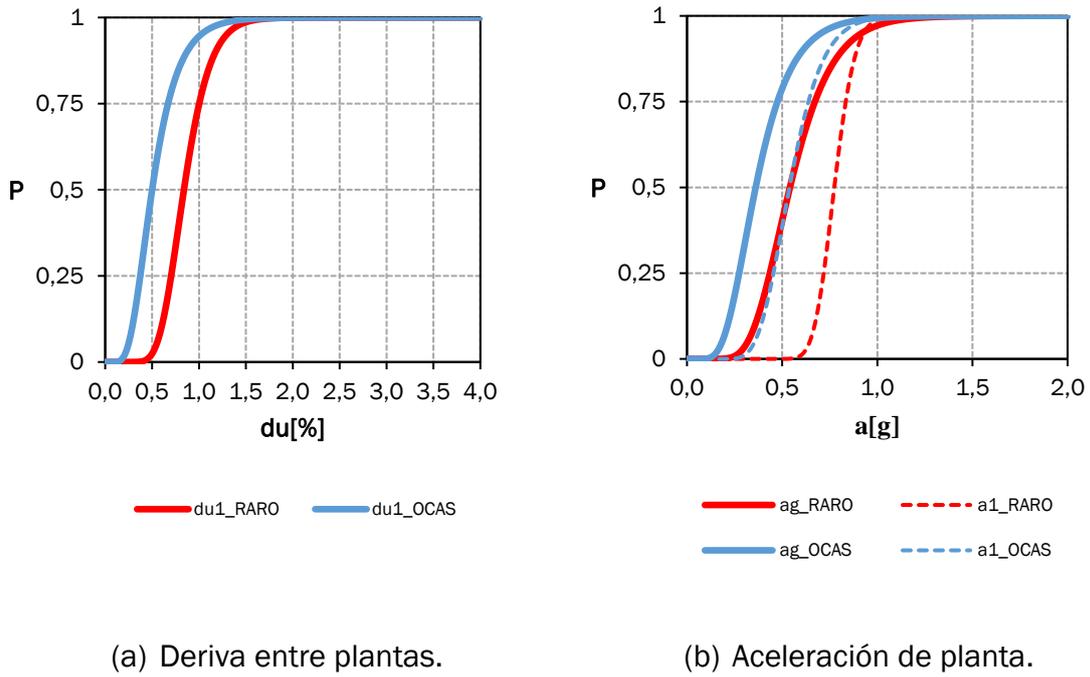


Figura 5. 26: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P1_I.

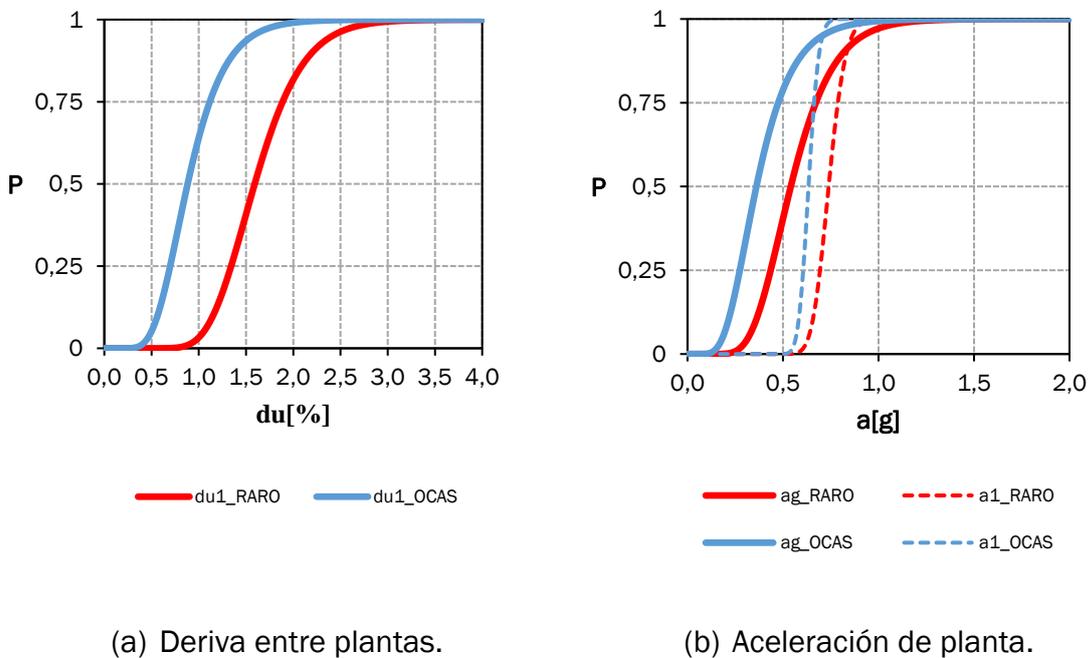


Figura 5. 27: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P1_R.

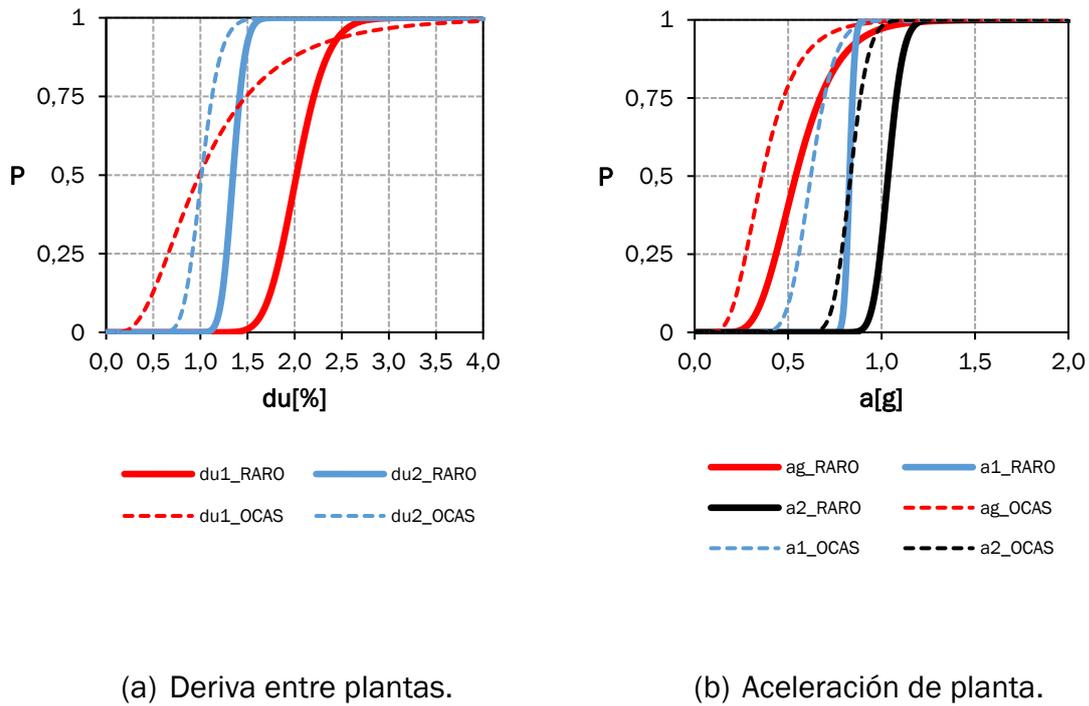


Figura 5. 28: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P2_I.

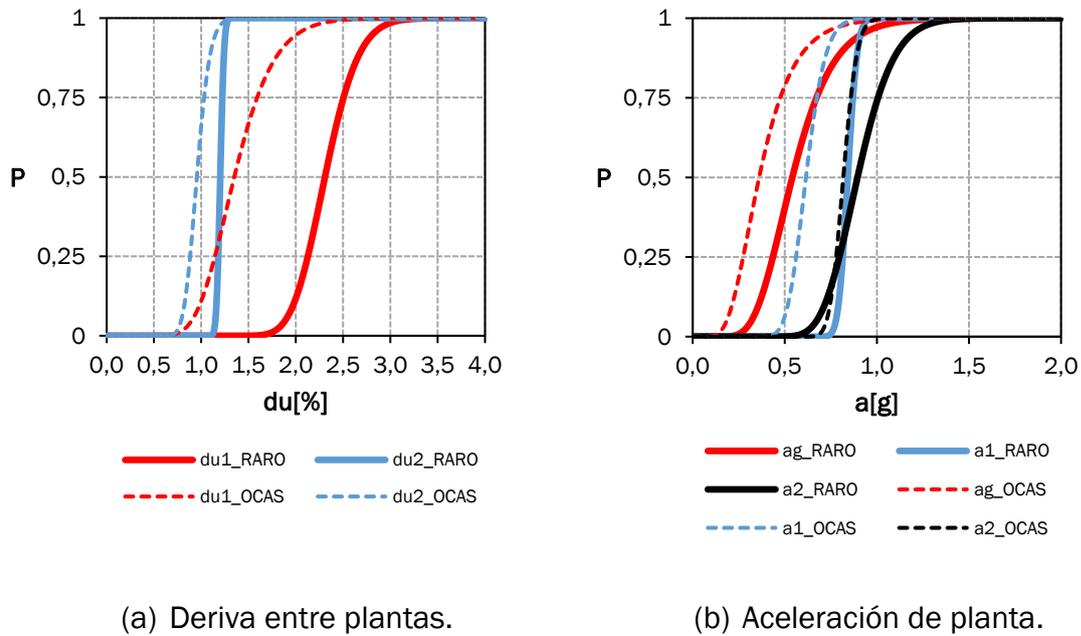


Figura 5. 29: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P2_R.

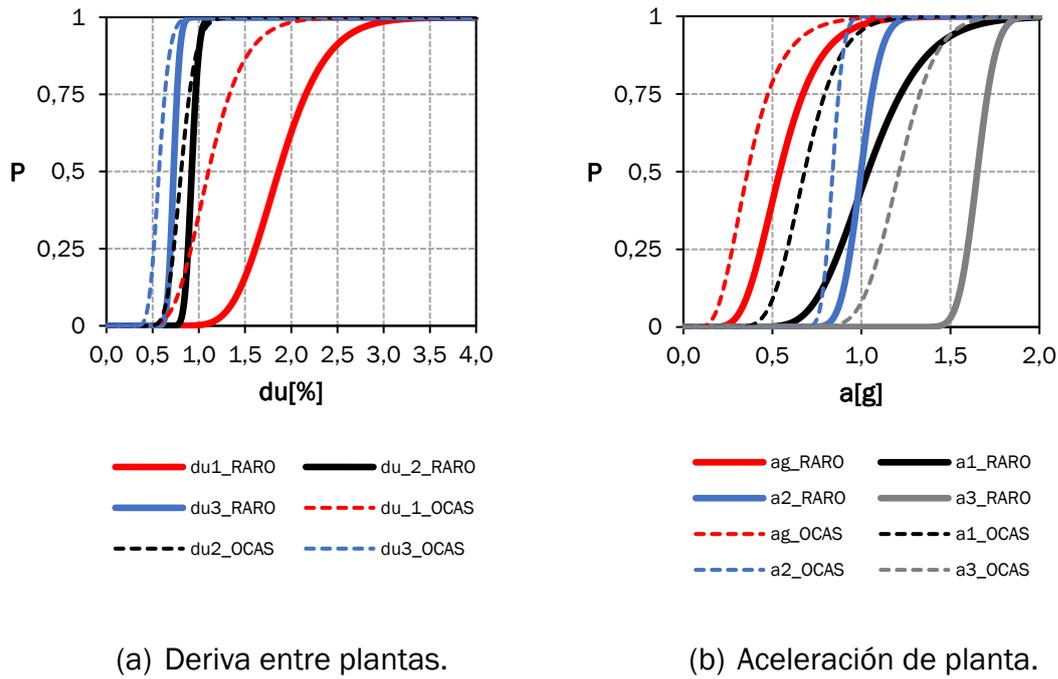


Figura 5. 30: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P3_I.

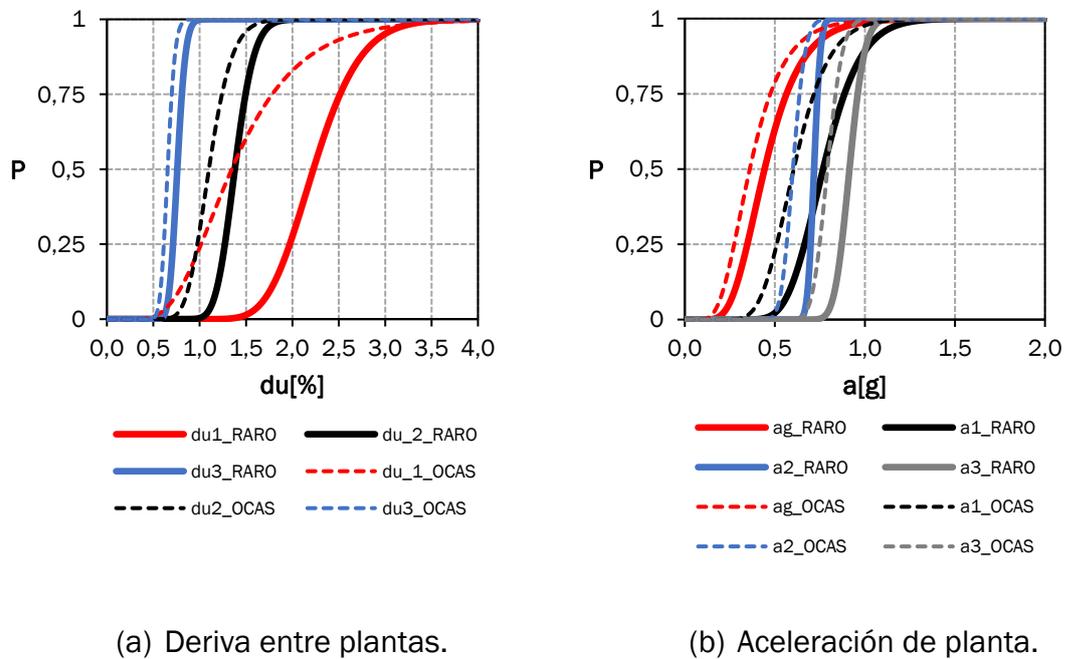


Figura 5. 31: Función de distribución acumulada de la respuesta estructural. Prototipo P3_R.

Ante terremotos ocasionales, podemos observar en las Figuras 5.26 a) a 5.31 a) que excepto en el prototipo P1_I hay un 100% de probabilidades de que el límite de ocupación inmediata sea excedido en los edificios. Esto implica que no se cumplen los requisitos de limitación del daño que establece el Eurocódigo 8 y que la respuesta del edificio ha alcanzado el nivel de prestaciones de seguridad para la vida, superando el nivel de prestaciones de ocupación inmediata.

Ante terremotos raros, para los prototipos de 2 y 3 plantas, hay un 25% de probabilidades de superar el límite de colapso estructural, con daños extensos en variedad de elementos de los edificios. Considerando que los edificios analizados son instalaciones sanitarias y que se aplica en el proyecto un factor de sobrerresistencia, las prestaciones no son satisfactorias y los edificios no permanecen totalmente operativos en ninguno de los dos escenarios planteados.

En las Figuras 5.26 b) a 5.31 b) la probabilidad de que la aceleración pico de planta sea superior a $1g$ es del 25% en el caso de prototipos de 2 plantas. En el caso de prototipos de 3 plantas, llega a ser la probabilidad incluso del 100% para el caso del prototipo P3_I. Esto implica oscilación de armarios, deslizamiento de escritorios o contenido de estanterías que caen al suelo y obstaculizan.

5.6. Análisis de daños

Siguiendo la metodología planteada, los niveles de daño en los elementos de los edificios se estiman aplicando el teorema de la probabilidad total a partir de los valores de DP y las curvas de fragilidad. Las Figuras 5.32 a 5.35 muestran los estados de daño (DS) resultantes para los grupos de prestaciones de los edificios.

En el evento de terremoto de proyecto, las Figuras 5.32 y 5.33 muestran los grupos de prestaciones que se caracterizan por un estado de daños DS3, que implican el reemplazo total de elementos tales como: escaleras, cerramientos, tabiquería, carpintería, falsos techos, petos, puertas. En cuanto a instalaciones: ascensores, caldera, red de rociadores, alumbrado de emergencia, luminarias, aparatos sanitarios, sufren también daños severos. En el caso de prototipos regulares, la estructura también puede alcanzar nivel de daño DS3. Otros elementos de instalaciones (climatización, los conductos de aire acondicionado, tuberías) presentan estados de daño variados, pero es anecdótico que permanezcan sin daños. En los contenidos, los daños más importantes ocurren en el equipamiento médico, sistemas informáticos, vuelco de estanterías, con predominio de los niveles de daños 2 y 3. Se observan esporádicamente daños graves en el equipamiento de oficina.

Se observan diferencias en los daños que sufren los prototipos regulares e irregulares ante terremotos raros. Los prototipos regulares presentan mayor nivel de daños en elementos arquitectónicos tales como cerramientos, tabiquería y escaleras. En cuanto a los prototipos irregulares, presentan mayor nivel de daños en instalaciones: torre de refrigeración, luminarias, sistema de alumbrado de emergencia, red de rociadores.

La usabilidad de estas instalaciones sanitarias queda sin duda comprometida: ascensores y sistemas de climatización inoperativos, pérdidas de rigidez y capacidad lateral ante réplicas, necesidad de reparaciones y reemplazos, y equipamiento médico dañado. El nivel de prestaciones es el de prevención del colapso, puesto que ante tal nivel de daños no es posible asegurar la seguridad para las vidas, ya que daños en elementos no estructurales tales como rotura de cerramientos, falsos techos, petos, vidrios, presentan riesgos significativos durante la evacuación.

En el caso de terremotos ocasionales, los estados de daño de las Figuras 5.34 y 5.35 muestran daños no graves (DS1-2) en la estructura en el 57% de los casos. Los elementos arquitectónicos muestran un menor porcentaje de daños graves que en el caso de los sismos raros, situándose entre un 30% y un 55%. En cuanto a las instalaciones, el porcentaje de daños graves no reparables que sufren es inferior al de los sismos raros, alcanzando su máximo en daños graves en un 80% de los casos para torres de refrigeración. En el caso de equipamiento médico la probabilidad de daños graves se reduce al 15%.

En términos de estado de servicio, el análisis de daños indica la interrupción de la actividad en ambos escenarios de intensidad. Para el terremoto ocasional se esperan daños graves en la mayor parte de elementos constructivos del edificio y, de forma especial, en los elementos sensibles al desplome de planta, como cerramientos, tabiquería y carpinterías. Esto sugiere que la instalación quedaría fuera de servicio. La inspección y reparación de la estructura de hormigón armado y los elementos no estructurales conlleva un tiempo de inactividad.

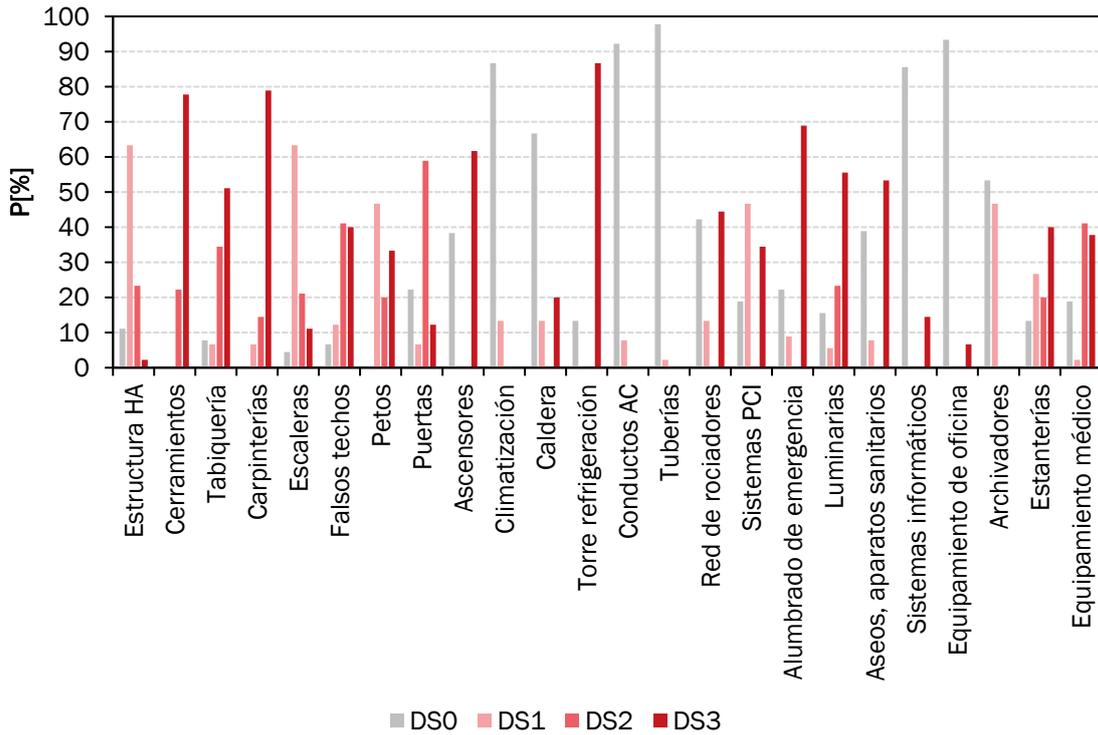


Figura 5. 32: Estados de daños tras sismos raros. Prototipos regulares.

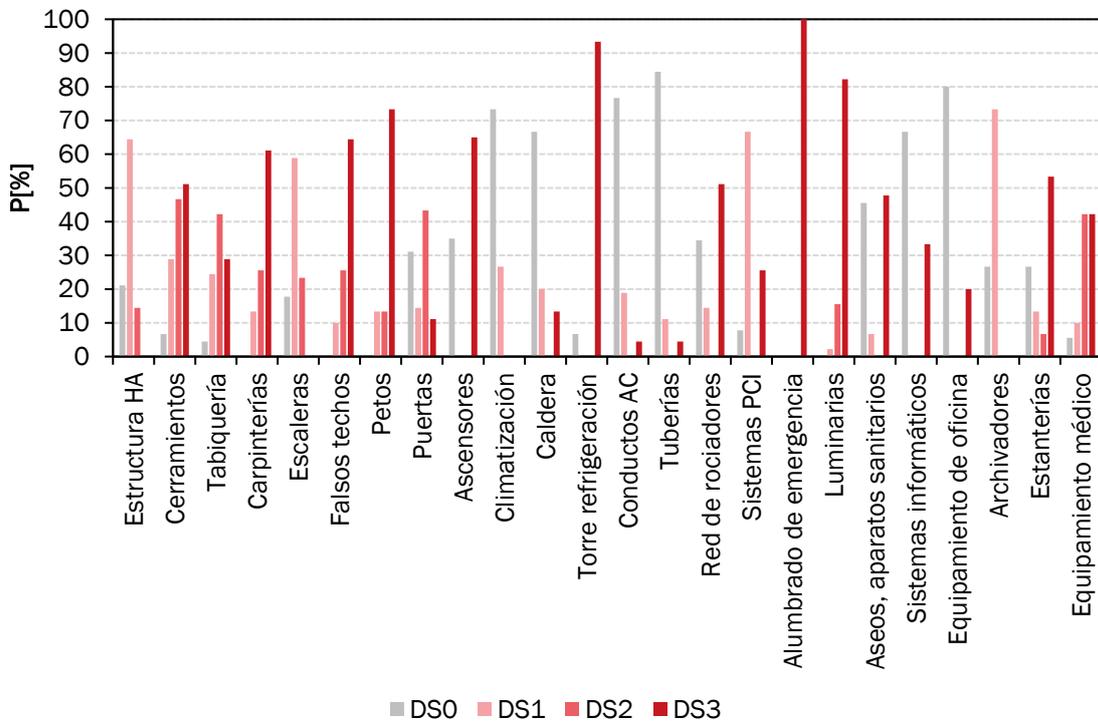


Figura 5. 33: Estados de daños tras sismos raros. Prototipos irregulares.

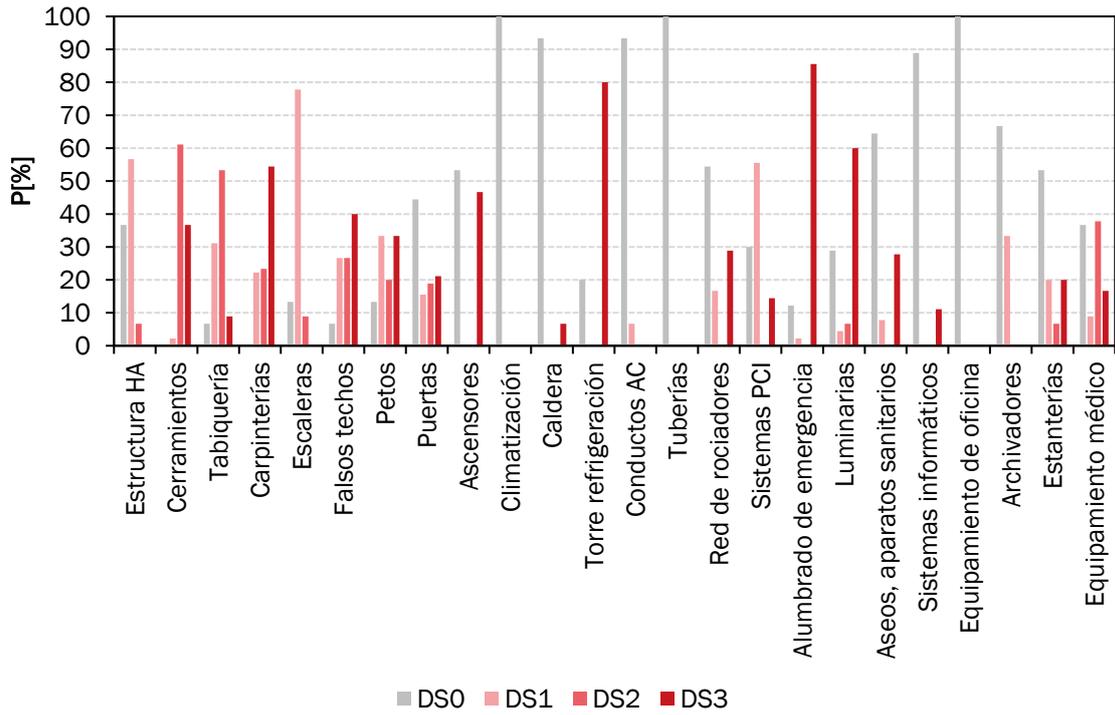


Figura 5. 34: Estados de daño tras sismos ocasionales. Prototipos regulares.

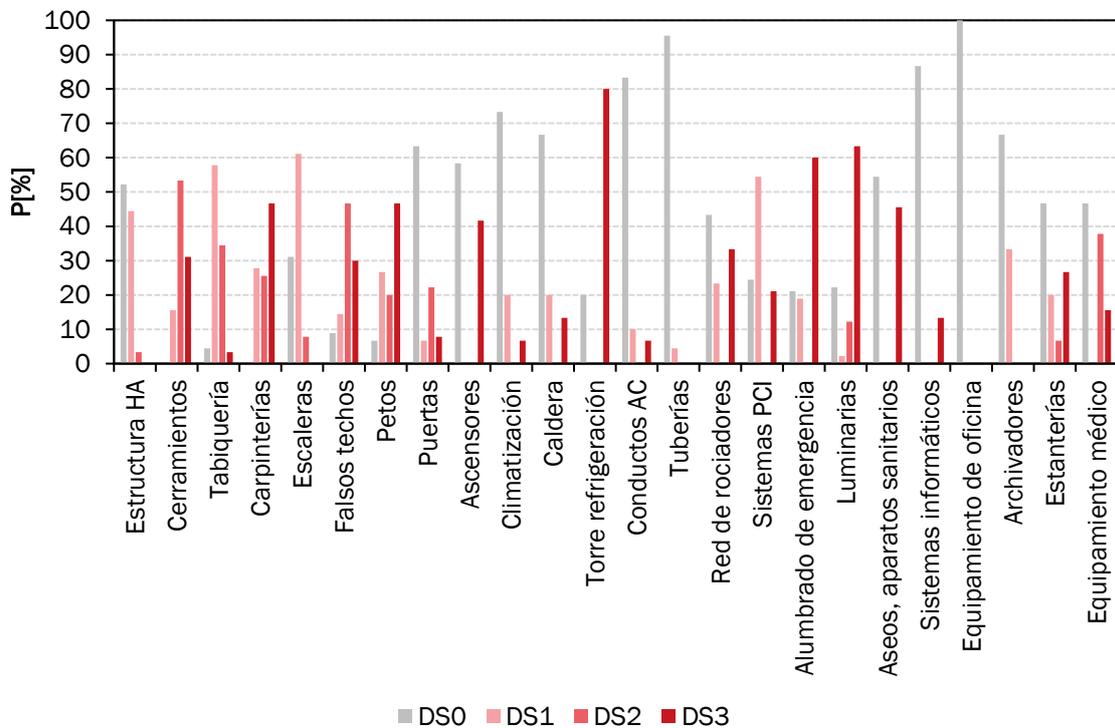


Figura 5. 35: Estados de daño tras sismos ocasionales. Prototipos irregulares.

5.7. Análisis de costes

Para elaborar este estudio, los costes de construcción se han obtenido en base a los Precios de referencia de la construcción del Colegio Oficial de Arquitectos de Granada de 2019. La porción del coste de partidas tales como el equipamiento de oficina y el equipamiento médico se han obtenido de la literatura (Yao & Tu, 2012).

En las Figuras 5.36 a 5.47 se muestran los grupos de prestaciones (GP) que representan los costes de reparación más elevados. Después de un terremoto raro, los costes más importantes en las Figuras 5.36 a 5.41 son atribuidos al equipamiento médico, seguidos de los elementos estructurales. Otros elementos no estructurales tales como cerramientos representan costes muy elevados, seguidos de puertas, ascensores, falsos techos, tabiquería, red de rociadores y luminarias. Los costes de reparación aumentan en los prototipos de dos y tres plantas, siendo similares los de geometría irregular a los de geometría regular.

Los costes de reparación relacionados con un terremoto ocasional en las Figuras 5.42 a 5.47 son debidos en su mayor parte a equipamiento médico y a la reparación de elementos estructurales. También representan costes elevados la reparación de elementos no estructurales como cerramientos, puertas, falsos techos, tabiquería, ascensores. Del mismo modo que en el caso anterior, los costes aumentan en los prototipos de dos y tres plantas.

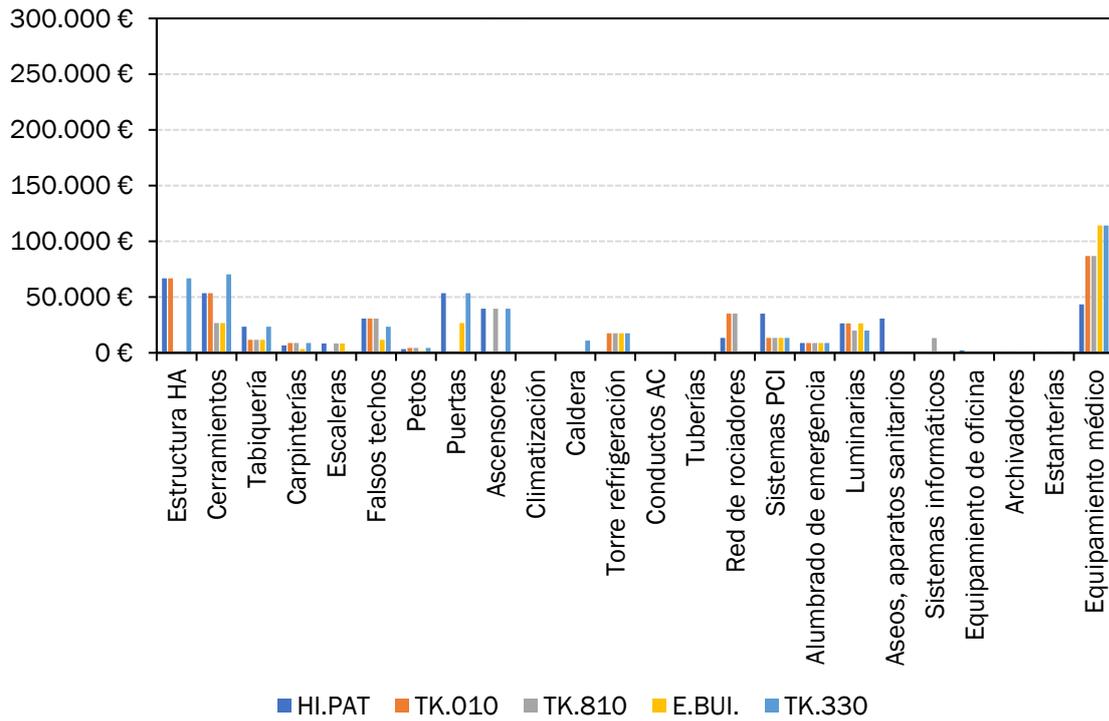


Figura 5. 36: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P1_I.

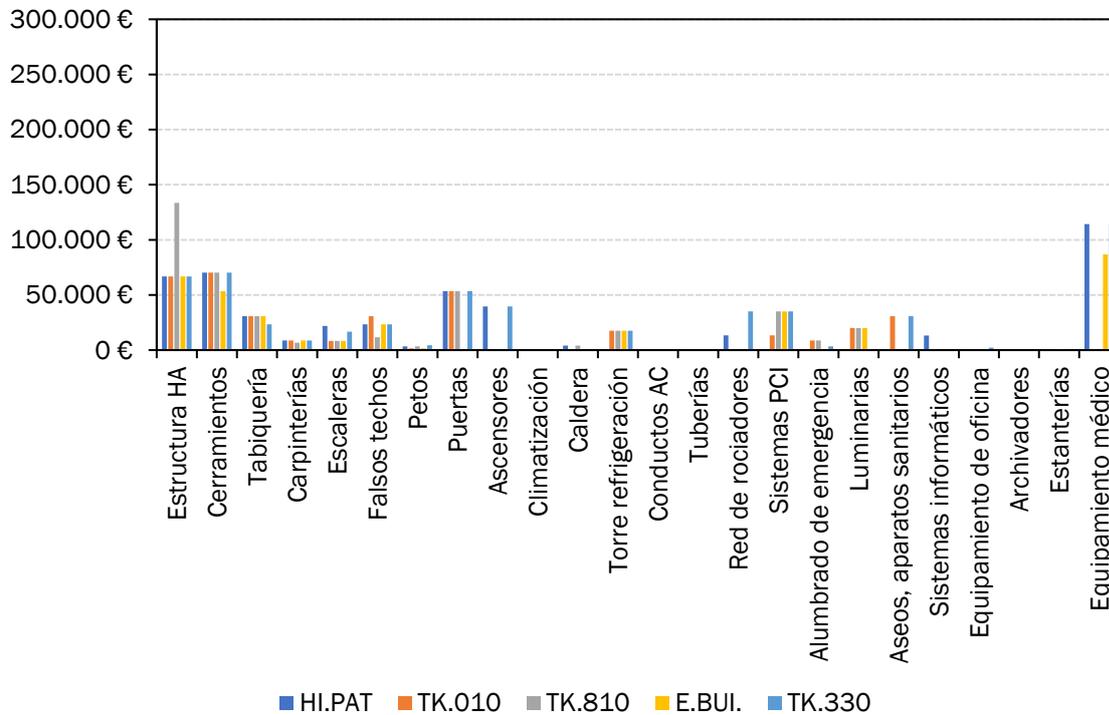


Figura 5. 37: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P1_R.

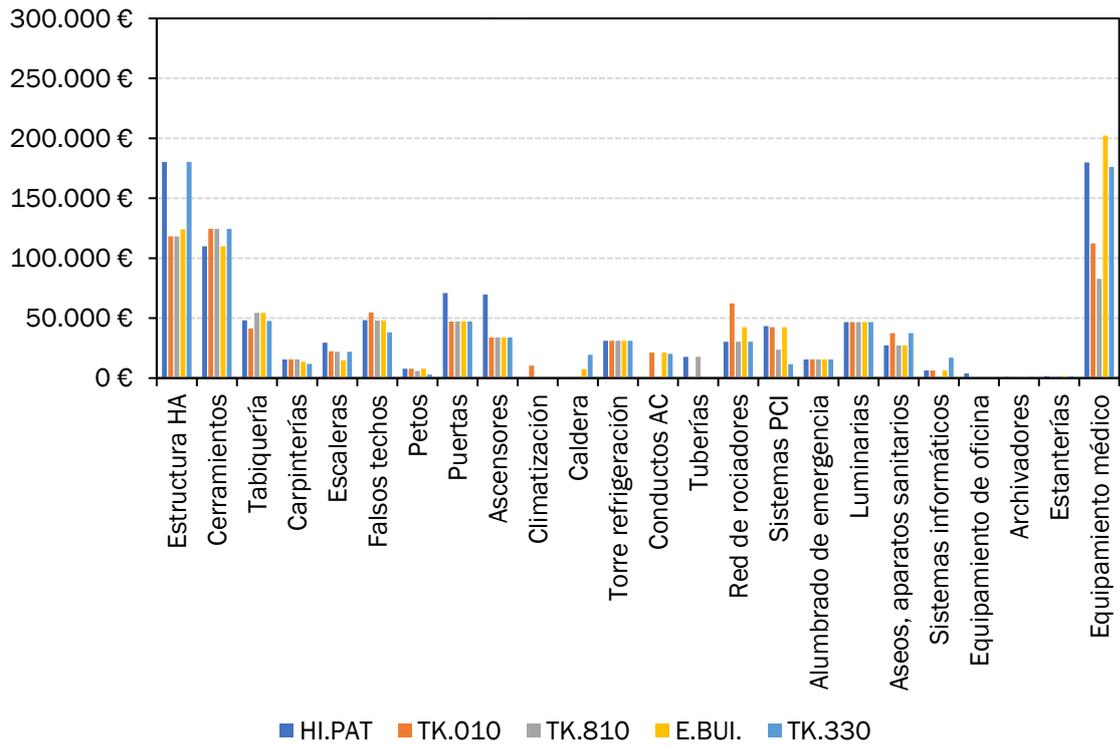


Figura 5. 38: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P2_I.

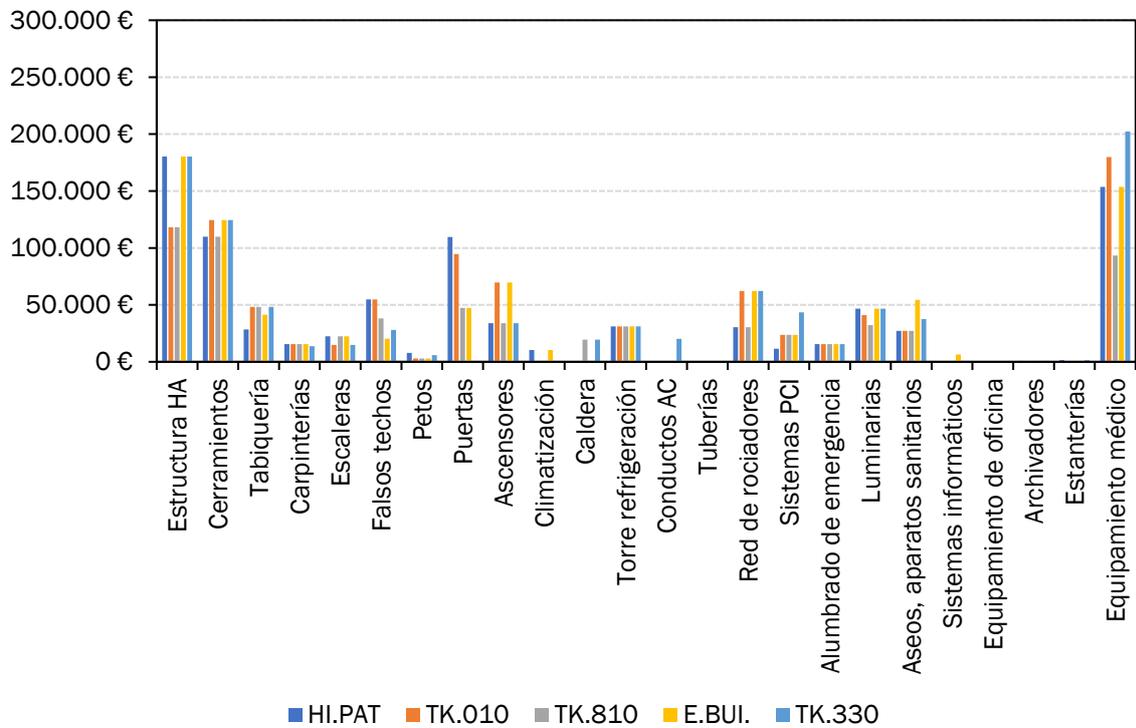


Figura 5. 39: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P2_R.

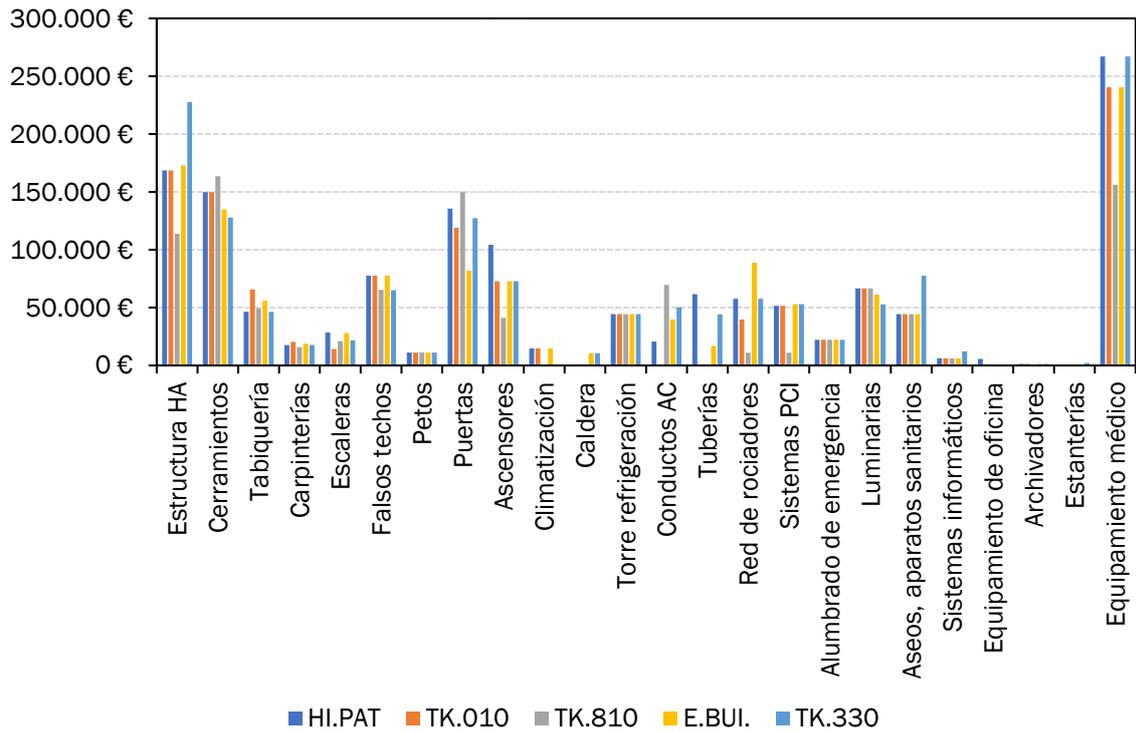


Figura 5. 40: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P3_I.

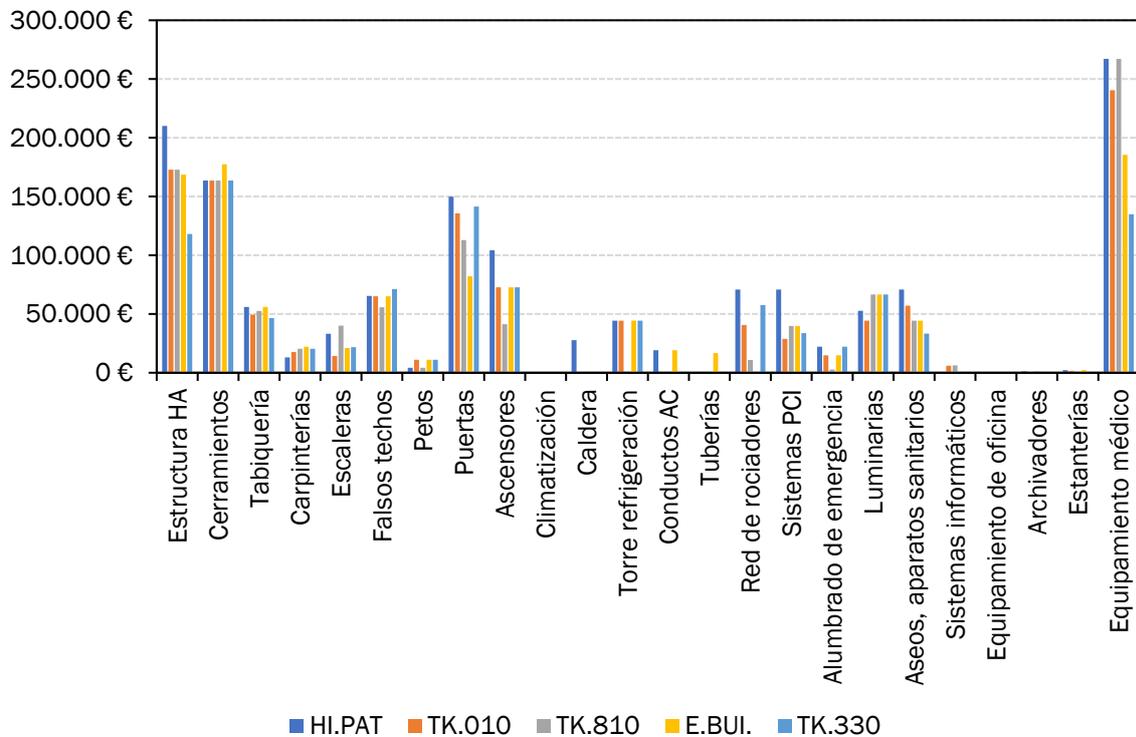


Figura 5. 41: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo raro. P3_R.

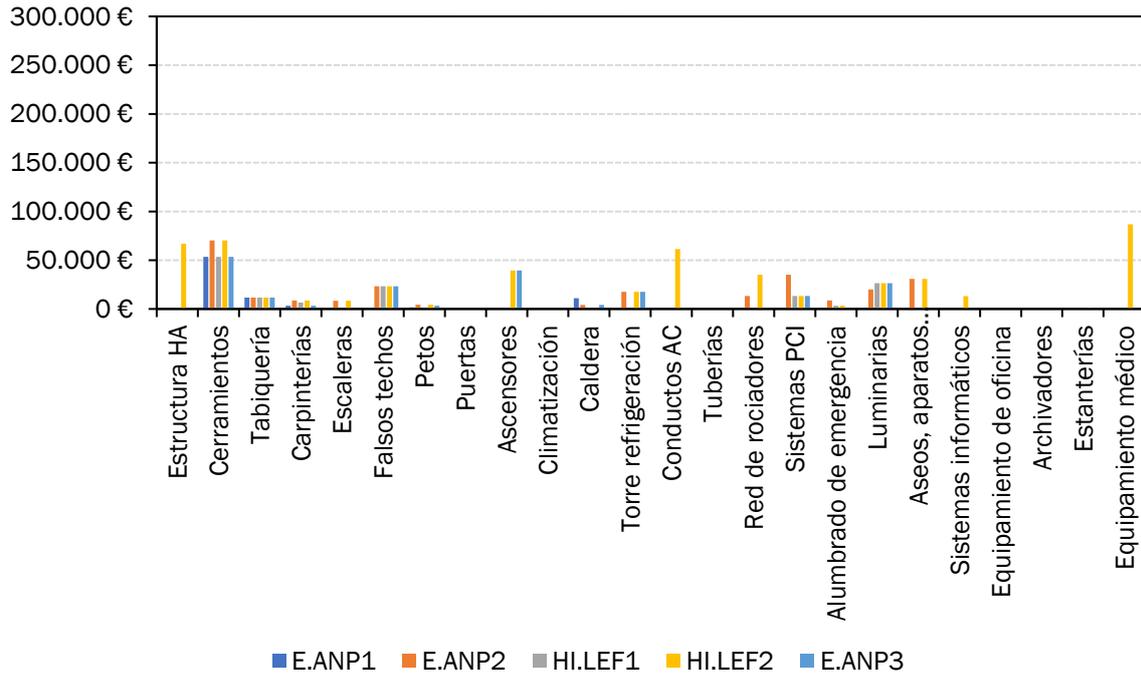


Figura 5. 42: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P1_I.

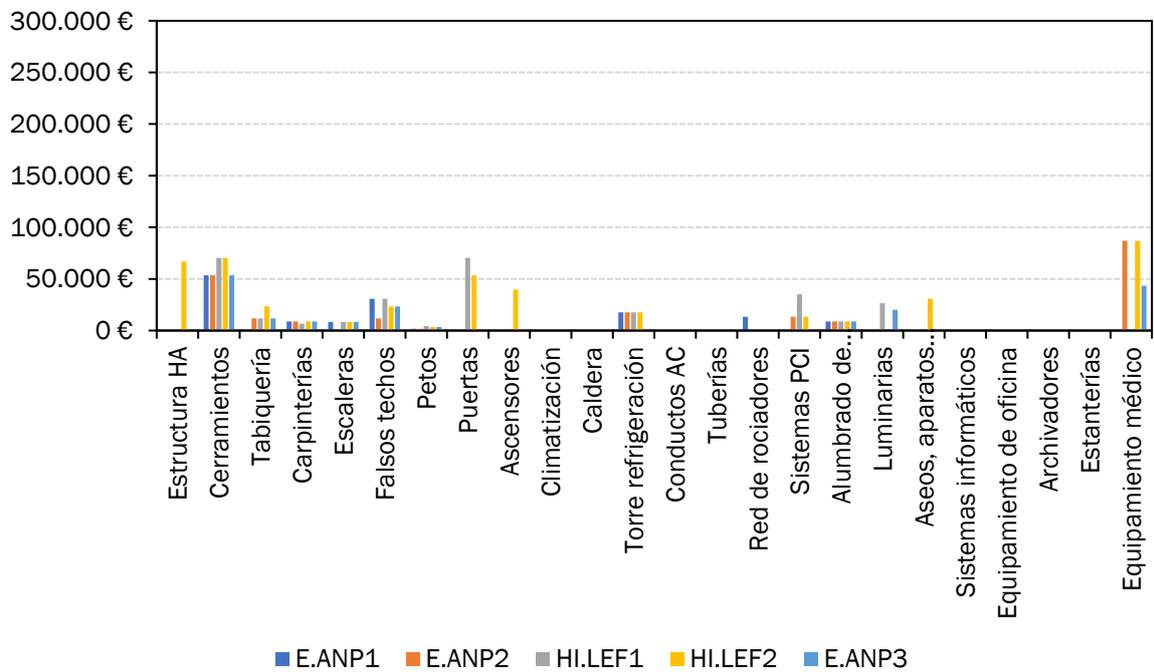


Figura 5. 43: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P1_R.

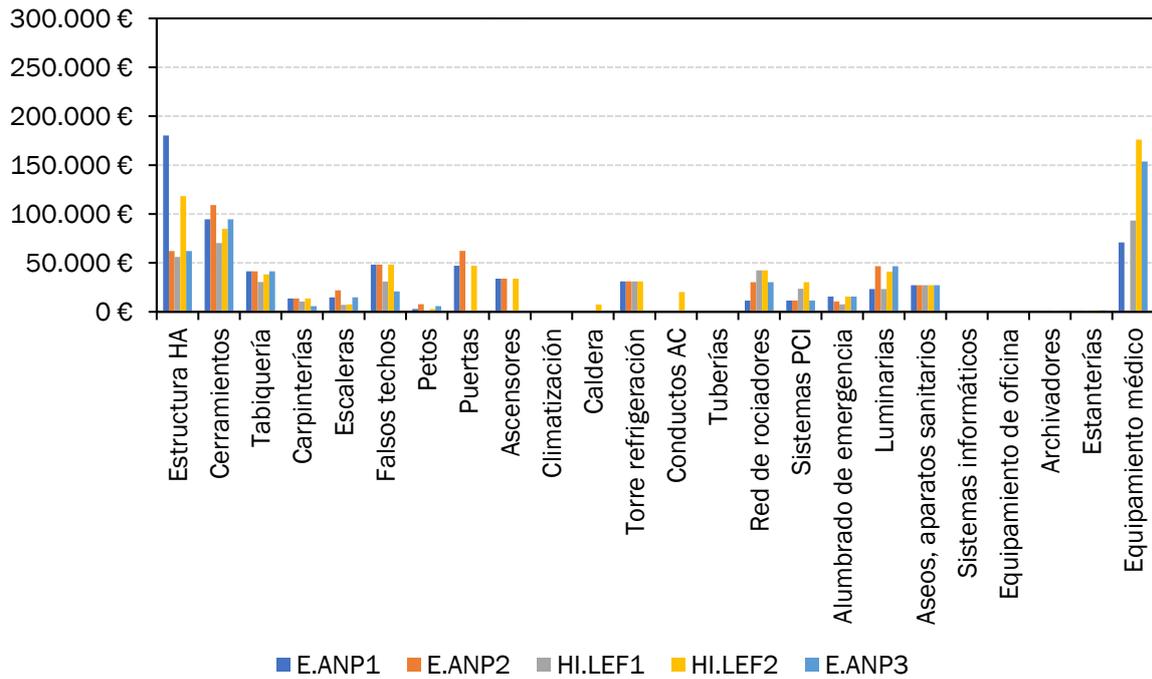


Figura 5. 44: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P2_I.

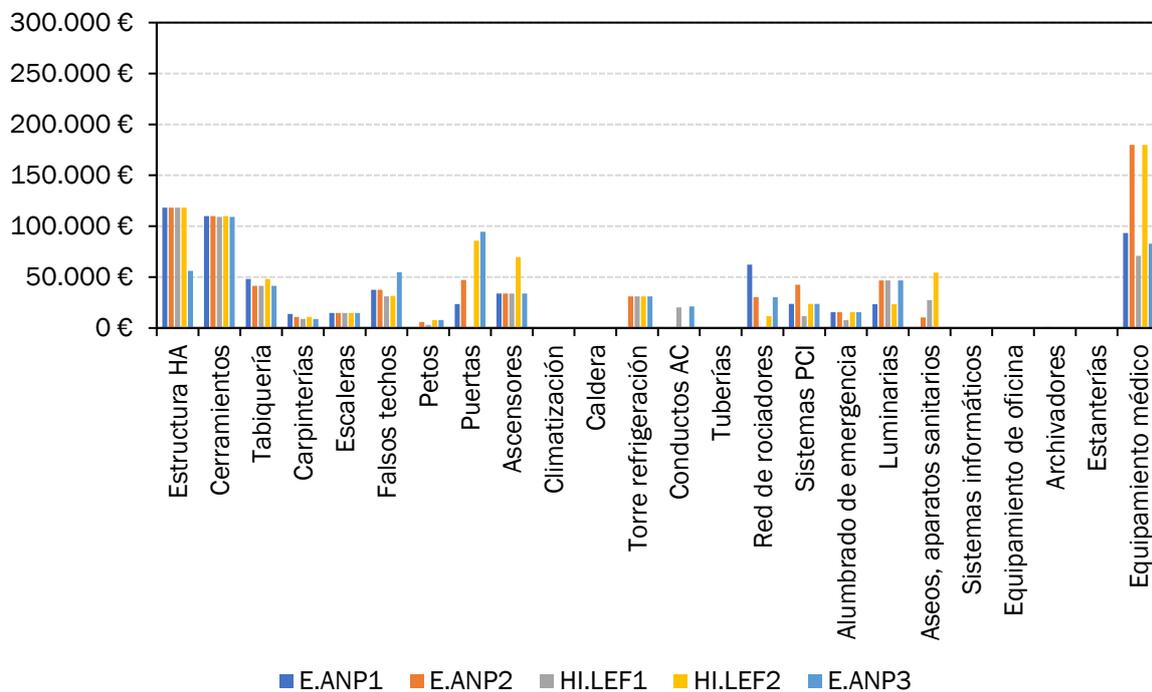


Figura 5. 45: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P2_R.

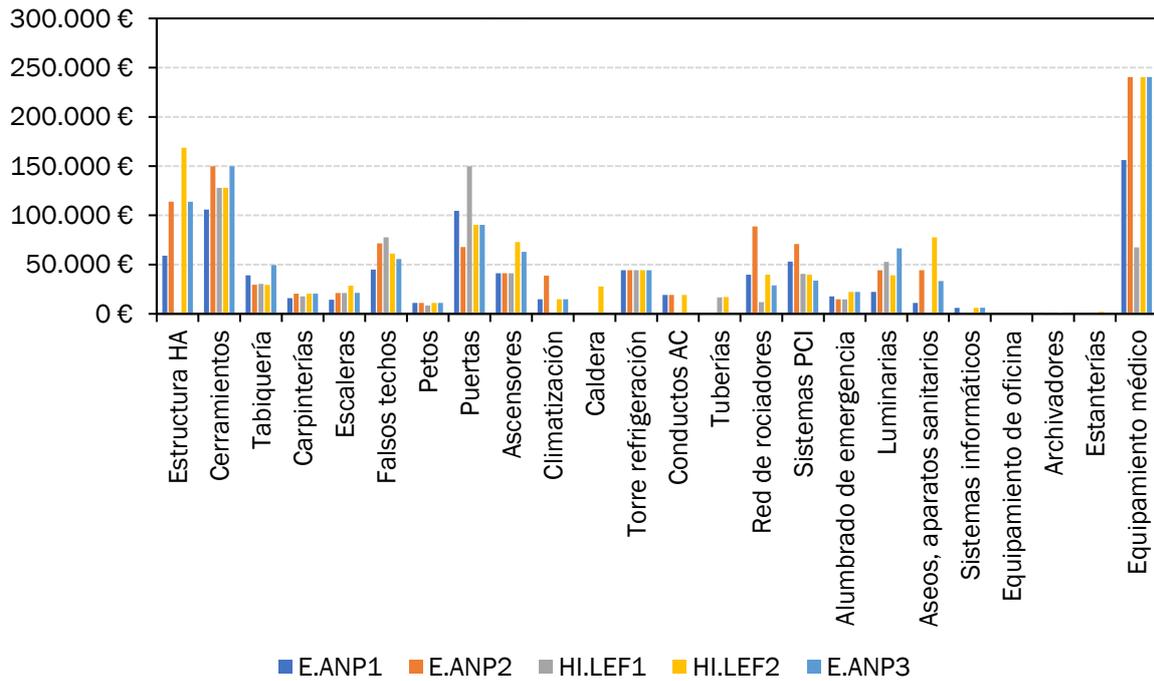


Figura 5. 46: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P3_I.

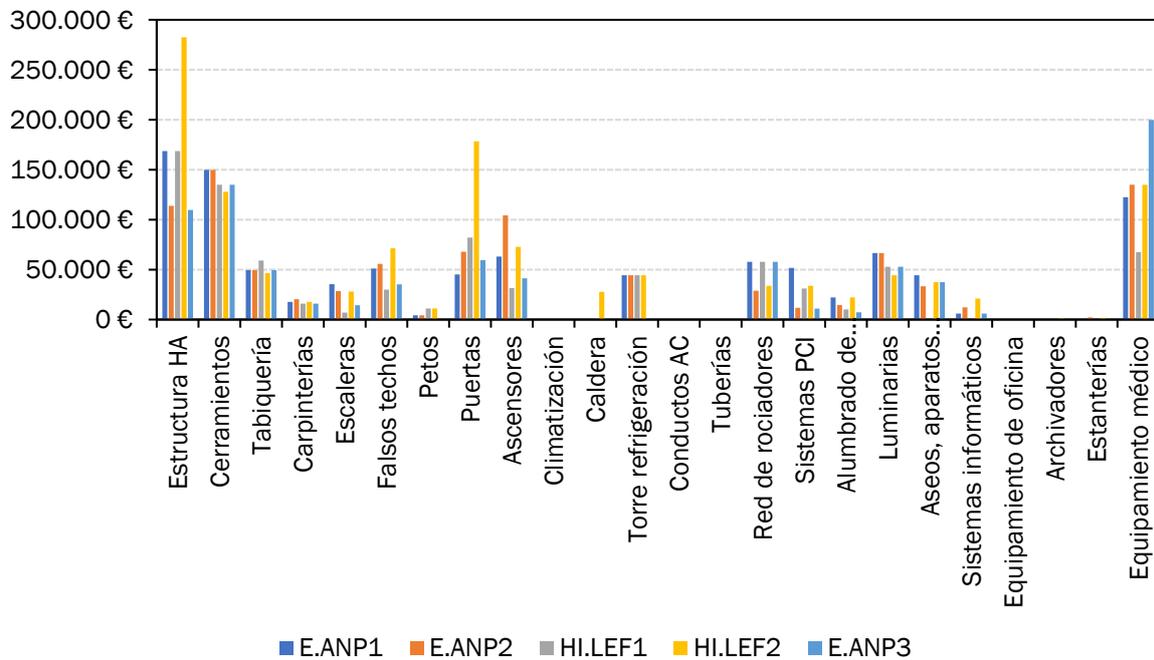


Figura 5. 47: Costes de reparación para cada grupo de prestaciones. Sismo ocasional. P3_R.

La probabilidad de que los costes de reparación no excedan de un determinado porcentaje del coste inicial de los edificios se muestra en las curvas de distribución acumulada de las Figuras 5.48 y 5.49 para ambas intensidades sísmicas, oscilando entre el 25% y el 75% del coste inicial para el prototipo P1_I y entre el 45% y el 80% del coste inicial para el P3_I, en el caso de sismos raros.

Para sismos ocasionales el porcentaje del coste inicial de los prototipos oscila entre el 10% y el 70% para el prototipo P1_R y entre el 35% y el 70% para el prototipo P_3I.

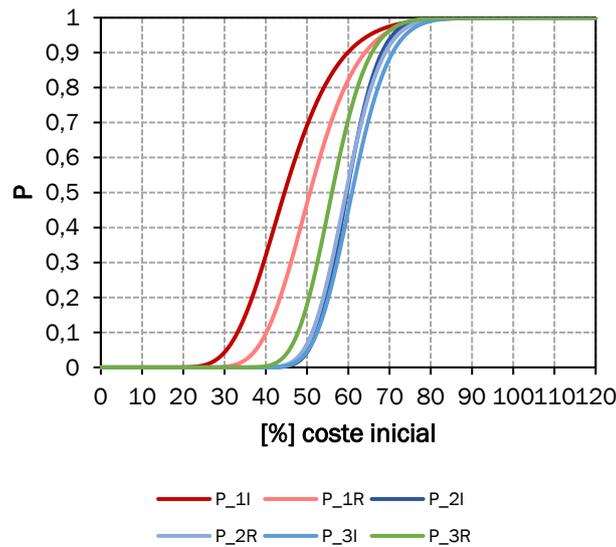


Figura 5. 48: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo raro.

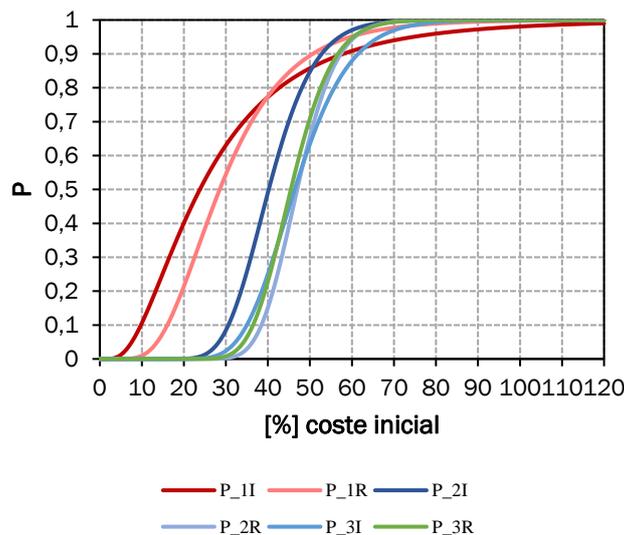


Figura 5. 49: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo ocasional.

6. Efecto del factor de importancia

6.1. El factor de importancia

El factor de importancia es un valor empírico que pretende incrementar las acciones sísmicas de proyecto como estrategia para reducir el nivel de daño en la edificación. Para los edificios de uso sanitario este valor oscila entre 1,3 en la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02, 2002), a 1,4 en el EC 8 (2004), o 1,5 en el documento ASCE 7-10 (2010), de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

Las acciones sísmicas, a su vez, son divididas por un factor de reducción relacionado con el grado de aprovechamiento de la respuesta no lineal de la estructura, denominado coeficiente de comportamiento q en EC 8 (2004), o μ en NCSE-02 (2002). Debido a que los valores que adopta el factor de importancia son menores a los del coeficiente de comportamiento, la aplicación simultánea de ambos podría implicar que la respuesta estructural ante el terremoto de proyecto sea inelástica.

6.2. Descripción de los prototipos

Un edificio sanitario de tres plantas (Figura 6.1) localizado en una región de sismicidad media en Europa se selecciona como caso representativo de estudio para el análisis. En planta baja se localizan administración y consultas y en plantas primera y segunda se localizan las habitaciones de los pacientes. Finalmente, en planta cubierta se localizan las torres de refrigeración y los equipos de climatización. El área total construida es de 1.650 m² y el coste total del edificio se estima en 2,1 M€.

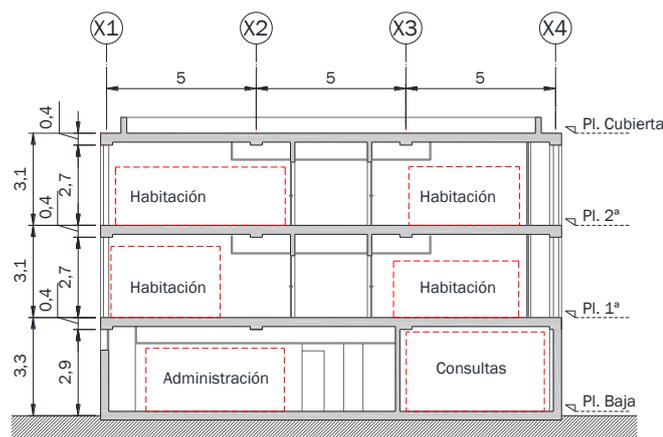


Figura 6. 1: Esquema de usos en el edificio sanitario.

Se analizan 4 prototipos aplicando a cada uno de ellos un valor diferente del factor de importancia: 1,0 (Prototipo 3P3Vx10), 1,2 (Prototipo 3P3Vx12), 1,4 (Prototipo 3P3Vx14), 1,5 (Prototipo 3P3Vx15). En la Figura 6.2 se muestran una planta tipo y el pórtico objeto de estudio (Y4) y en la Tabla 6.1 se recoge el armado de los 4 prototipos.

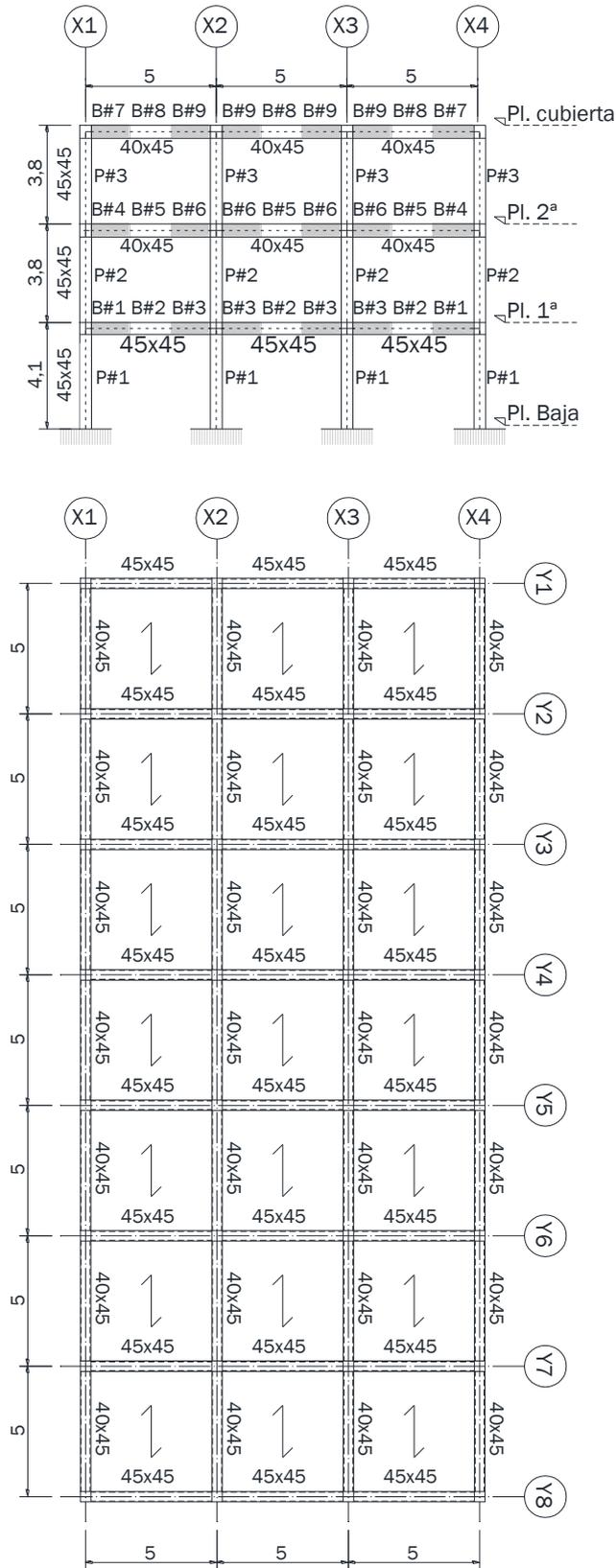


Figura 6. 2: Pórtico Y4 y planta tipo. Estructura de los prototipos.

Prototipo	Barra	Dimensiones (mm)	Armado superior (mm)	Armado inferior (mm)
3P3Vx10	P1	450 x 450	2 Ø 20 + 2 Ø 16	2 Ø 20 + 2 Ø 16
	P2	450 x 450	2 Ø 20 + 2 Ø 16	2 Ø 20 + 2 Ø 16
	P3	450 x 450	2 Ø 20 + 2 Ø 12	2 Ø 20 + 2 Ø 12
	B1	450 x 450	7 Ø 16	3 Ø 16 + 3 Ø 12
	B2	450 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16 + 3 Ø 12
	B3	450 x 450	7 Ø 16	2 Ø 10
	B4	400 x 450	6 Ø 16	3 Ø 16 + 1 Ø 10
	B5	400 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16
	B6	400 x 450	6 Ø 16	3 Ø 16
	B7	400 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16
3P3Vx12	P1	450 x 450	4 Ø 20	4 Ø 20
	P2	450 x 450	4 Ø 20	4 Ø 20
	P3	450 x 450	2 Ø 20 + 2 Ø 16	2 Ø 20 + 2 Ø 16
	B1	450 x 450	9 Ø 16	5 Ø 16 + 2 Ø 10
	B2	450 x 450	3 Ø 16	5 Ø 16
	B3	450 x 450	3 Ø 16 + 2 Ø 20 + 4 Ø 12	5 Ø 16 + 2 Ø 10
	B4	400 x 450	3 Ø 16 + 2 Ø 20 + 2 Ø 12	3 Ø 16 + 4 Ø 10
	B5	400 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16 + 4 Ø 10
	B6	400 x 450	3 Ø 16 + 2 Ø 20 + 2 Ø 12	3 Ø 16 + 2 Ø 10
	B7	400 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16
3P3Vx14	P1	450 x 450	2 Ø 25 + 2 Ø 20	2 Ø 25 + 2 Ø 20
	P2	450 x 450	4 Ø 20	4 Ø 20
	P3	450 x 450	2 Ø 20 + 2 Ø 16	2 Ø 20 + 2 Ø 16
	B1	450 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16 + 2 Ø 10	3 Ø 16 + 6 Ø 12 + 2 Ø 10
	B2	450 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16 + 6 Ø 12
	B3	450 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16 + 2 Ø 10	3 Ø 16 + 6 Ø 12
	B4	400 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16	3 Ø 16 + 2 Ø 12
	B5	400 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16 + 2 Ø 12 + 1 Ø 10
	B6	400 x 450	2 Ø 20 + 5 Ø 16	3 Ø 16 + 4 Ø 10
	B7	400 x 450	3 Ø 16 + 1 Ø 12	3 Ø 16
3P3Vx15	P1	450 x 450	4 Ø 25	4 Ø 25
	P2	450 x 450	2 Ø 25 + 2 Ø 20	2 Ø 25 + 2 Ø 20
	P3	450 x 450	4 Ø 16	4 Ø 216
	B1	450 x 450	4 Ø 20 + 5 Ø 16	4 Ø 16 + 7 Ø 12
	B2	450 x 450	3 Ø 16	4 Ø 16 + 4 Ø 12
	B3	450 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16 + 2 Ø 16	4 Ø 16 + 4 Ø 12
	B4	400 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16	3 Ø 16 + 6 Ø 12
	B5	400 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16	3 Ø 16 + 4 Ø 12
	B6	400 x 450	4 Ø 20 + 3 Ø 16	3 Ø 16 + 4 Ø 12
	B7	400 x 450	6 Ø 16	3 Ø 16
B8	400 x 450	3 Ø 16	3 Ø 16	
B9	400 x 450	5 Ø 16	3 Ø 16	

Tabla 6. 1: Armado de los prototipos.

La estructura está formada por pórticos de hormigón armado que han sido diseñados según prescripciones de la normativa europea: Eurocódigos 2 y 8 (EC-2, 2004; EC-8, 2004). El tipo de hormigón es C25/30 y el límite elástico del acero de armar es de 500 MPa.

Se han considerado como acciones para el cálculo de la estructura las permanentes (G) tales como el peso propio del forjado unidireccional (3,3 kN/m²), pavimento y particiones (2 kN/m²) y cerramientos de fachada (9 kN/m). Las acciones variables (Q) consideradas en el cálculo son la sobrecarga de uso ($Q_1 = 2$ kN/m²), la carga de nieve en cubierta ($Q_2 = 1$ kN/m²) y la acción de viento (Q_3 presión dinámica = 0,5 kN/m²). El peso sísmico total de la estructura es de 16.167 kN.

La acción sísmica se define según Eurocódigo 8 mediante el espectro de respuesta horizontal, con suelo tipo C, aceleración básica diseño $a_g = 0,24$ g, amortiguamiento $\xi = 5\%$, factor de comportamiento $q_0 = 5,85$ para clase de alta ductilidad DCH, y factores de importancia de 1,0, 1,2, 1,4 y 1,5. Hay 4 prototipos correspondientes a cada uno de los 4 factores de importancia.

6.3. Descripción de los modelos de las estructuras en SeismoStruct

Para esta investigación, las 4 estructuras porticadas de hormigón armado han sido modeladas en el programa de análisis estructural SeismoStruct, basado en el método de los elementos finitos. SeismoStruct ha sido empleado para realizar el análisis de autovalores, pushover y cálculos dinámicos no lineales. El análisis sísmico ha sido realizado usando el enfoque en cascada, según el cual las propiedades dinámicas y la respuesta de la estructura primaria son estimadas sin considerar la interacción con los elementos no estructurales (Filitrault y Sullivan, 2014).

Un modelo 2D de un pórtico del edificio ha sido empleado para este estudio, teniendo en cuenta la configuración simétrica del edificio sanitario representativo. En la Figura 6.3 se muestra el modelo en SeismoStruct del pórtico 2D.

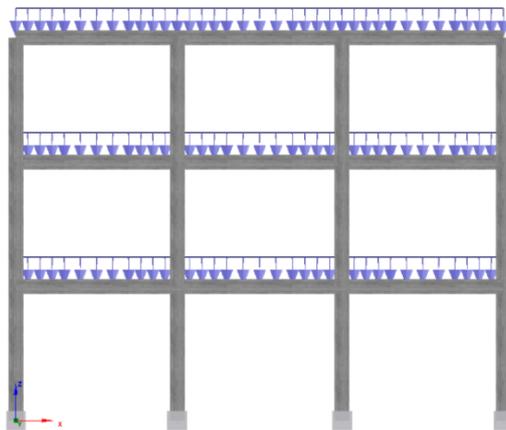


Figura 6. 3: Pórtico Y4. Modelo en SeismoStruct.

Las secciones que conforman vigas y pilares con sus propiedades de área, dimensiones y armado de refuerzo han sido modeladas usando el tipo para secciones rectangulares de hormigón “rcrs”. En cuanto a las condiciones de contorno, los pilares han sido modelados con empotramiento en su base. Se han empleado nudos rígidos para modelar las uniones viga – pilar. Los modelos constitutivos de los materiales, para el hormigón es “con_ma” propuesto por Mander, Priestley y Park (1988) cuyos parámetros son: $f_c = 25$ MPa, $E_c = 22.960$ MPa, $f_{ct} = 2,2$ MPa, $\varepsilon_c = 0,002$, $k = 1,2$. Las barras de armado se modelan por las relaciones constitutivas de Manegotto – Pinto “stl_mp” (Manegotto, 1973), con los siguientes parámetros: $E_s = 210$ GPa, $f_y = 500$ MPa, $\mu = 0,005$. Cada pilar y cada viga se dividen en tres subelementos.

6.4. Grupos de prestaciones

Los elementos vulnerables del edificio sanitario se clasifican en grupos de prestaciones (GP) como se muestra en la Tabla 6.2. Los grupos de prestaciones GP 1-5 son sensibles a la deriva entre plantas, mientras que los grupos de prestaciones GP 6-24 son sensibles a la aceleración. También se indica el coste de cada uno de los grupos de prestaciones y la curva de fragilidad asociada (CF).

GP	Nombre	DP	Coste (€)	CF
1	Estructura de HA	du_i (%)	418.671	1
2	Cerramientos	du_i (%)	167.468	2
3	Tabiquería	du_i (%)	73.267	3
4	Carpinterías	du_i (%)	20.934	4
5	Escaleras	du_i (%)	52.334	5
6	Falsos techos	a_i (g)	73.267	6
7	Petos	a_i (g)	10.467	7
8	Puertas	a_i (g)	167.468	8
9	Ascensores	a_i (g)	94.201	9
10	Climatización	a_i (g)	36.634	10
11	Caldera	a_i (g)	26.167	11
12	Torre de refrigeración	a_i (g)	41.867	12
13	Conductos AC	a_i (g)	146.535	13
14	Tuberías	a_i (g)	41.867	14
15	Red de rociadores	a_i (g)	83.734	15
16	Sistemas PCI	a_i (g)	83.734	16
17	Alumbrado de emergencia	a_i (g)	20.934	17
18	Luminarias	a_i (g)	62.801	18
19	Aseos, Aparatos sanitarios	a_i (g)	73.267	19
20	Sistemas informáticos	a_i (g)	31.400	20
21	Equipamiento de oficina	a_i (g)	5.233	21
22	Archivadores	a_i (g)	3.140	22
23	Estanterías	a_i (g)	2.093	23
24	Equipamiento médico	a_i (g)	272.136	24

Tabla 6. 2: Grupos de prestaciones, costes y curvas de fragilidad.

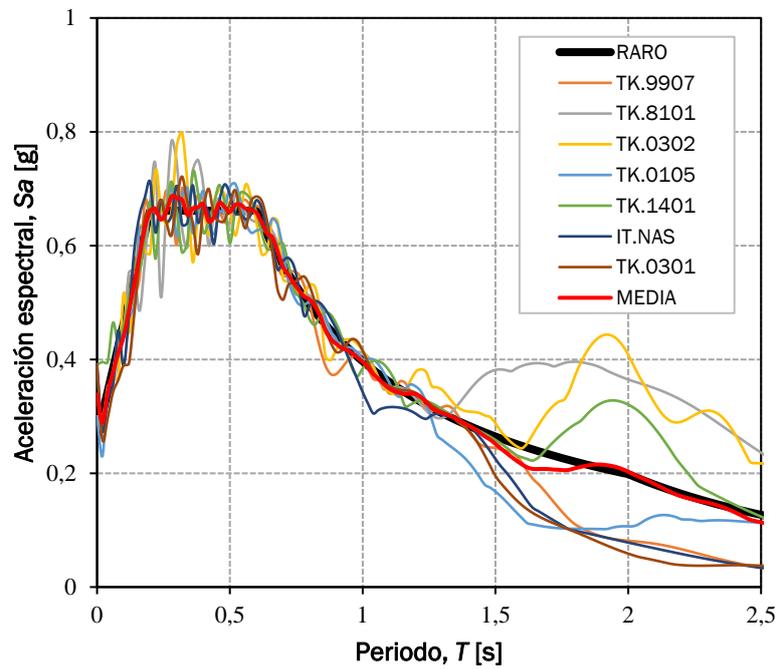
6.5. Caracterización de la acción sísmica

Debido a que los efectos de los terremotos menores en edificios modernos han superado nuestras expectativas, los códigos de todo el mundo exigen ahora que el comportamiento sísmico se compruebe con al menos dos niveles de intensidad. El Eurocódigo 8 se refiere a periodos de retorno $T_R=475$ y $T_R=95$ años para los terremotos raros y ocasionales, respectivamente. Esto se corresponde con las probabilidades de excedencia de 10% en 50 años, y 10% en 10 años. La aceleración básica de diseño ($T_R=475$ años) es de 0,24 g. El espectro elástico de respuesta para un suelo tipo C se muestra en línea gruesa negra en la Figura 6.4.

La acción sísmica se representa por medio de acelerogramas históricos europeos extraídos de la base *European Strong - Motion Database* (Ambraseys et al. 2002). Los acelerogramas son ajustados al espectro de respuesta objetivo usando el algoritmo *wavelet* (Abrahamson 1992; Hancock et al. 2006). Los registros seleccionados son escalados según los criterios del Eurocódigo 8 en el rango de periodos entre $0,2 T_1$ y $2 T_1$, siendo $T_1 = 0,65$ s el periodo fundamental de la estructura en la dirección Y donde el acelerograma será aplicado. Las características de los acelerogramas seleccionados se muestran en la Tabla 6.3.

Registro	Nombre estación	Fecha DD/MM/AA	Distancia (km)	Magnitud (Mw)	Vs30 (m/s)	PGA (g)
TK.9907	AI_159_FI	12/11/1999	32,3	7,0	316	0,25
TK.8101	AI_011_DZC	17/08/1999	101,2	7,4	282	0,37
TK.0302	AI_137_DIN	01/10/1995	0,5	6,4	198	0,33
TK.0105	AI_022_CYH_TIM	27/06/1998	48,2	6,2	263	0,23
TK.1401	AI_010_BOL	12/11/1999	36,1	7,3	294	0,82
IT.NAS	NASO	15/04/1978	33,0	6,0	291	0,13
TK.0301	AI_139_AFI	03/02/2002	64,7	6,5	226	0,10
IT.SRP	SRP	27/01/2012	50,1	5,0	218	0,07
IT.BOJ	BOJ	29/12/2013	10,4	5,0	306	0,04
TK.5402	AI_006_AKY	23/08/2000	17,0	5,2	271	0,10
IT.MAA	MAA	17/06/1976	14,3	5,2	344	0,07
TK.1606	AI_204_BYT04	24/10/2006	14,5	4,8	301	0,18
IV.T081	T0819	29/05/2012	4,8	4,9	208	0,12
IT.SRL	SRL	21/07/2013	8,4	4,9	272	0,09

Tabla 6. 3: Características de los acelerogramas originales.



(a)

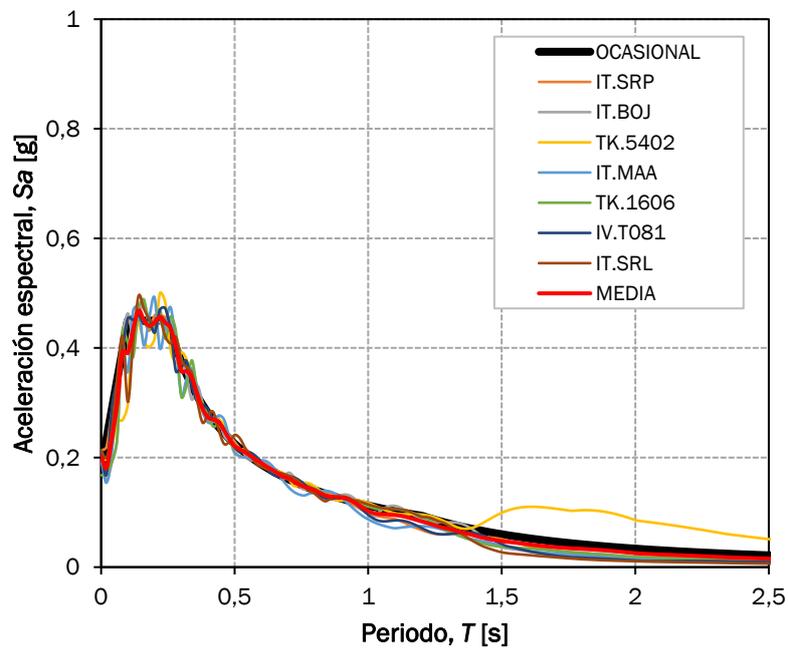


Figura 6. 4: Espectro de respuesta. (a) Sismos raros. (b) Sismos Ocasionales.

6.6. Análisis de la respuesta estructural

6.6.1. Características mecánicas de los prototipos. Análisis *pushover*

La resistencia lateral de los prototipos es caracterizada por el análisis *pushover* mostrado en la Figura 6.5a. Las marcas circulares en la Figura 6.5b indican la ocurrencia de las rótulas plásticas según el criterio de FEMA 356 (FEMA, 2000) en alguna localización del pórtico. Para esas curvas, el cortante basal se normaliza con respecto al peso total sísmico del pórtico. El desplazamiento entre plantas (BD) se define como el desplazamiento de cubierta v_{top} normalizado con respecto a la altura total del pórtico H (v_{top}/H).

En la Figura 6.6 se observa que se cumplen los criterios de diseño por capacidad en los cuatro pórticos, desarrollando un mecanismo de colapso lateral por medio de columna fuerte - viga débil.

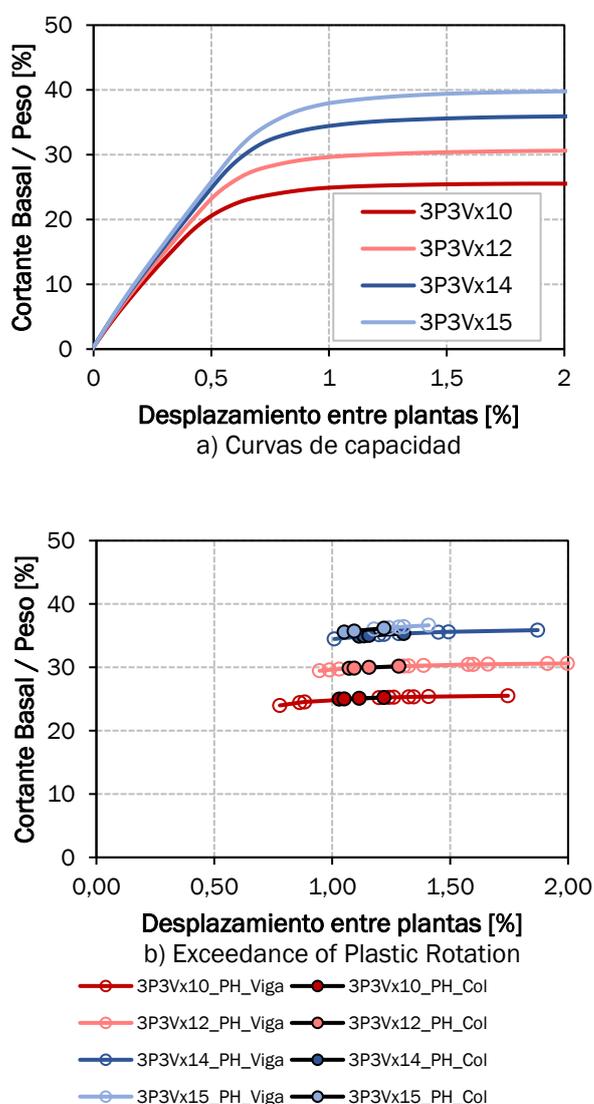
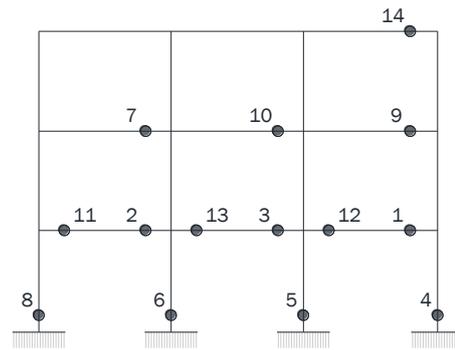
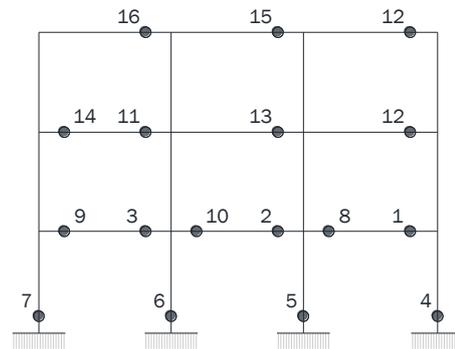


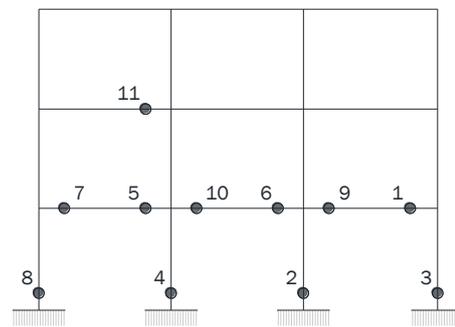
Figura 6. 5: *Pushover* de los diferentes prototipos.



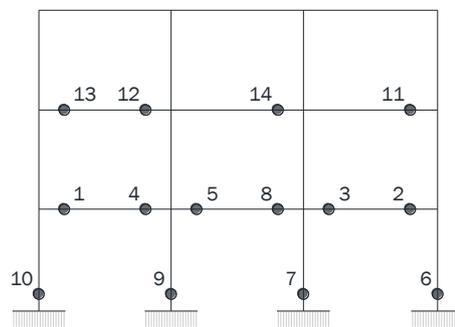
3P3Vx10



3P3Vx12



3P3Vx14



3P3Vx15

Figura 6. 6: Formación de rótulas plásticas en los diferentes prototipos.

6.6.2. Características dinámicas de los prototipos

Se realiza el cálculo de los valores propios con el programa SeismoStruct para obtener los diferentes periodos de vibración T_i de las estructuras de los prototipos. El primer modo tiene especial importancia dado que influye con más intensidad en la respuesta, y por dicha razón se llama modo fundamental. En la siguiente tabla se recogen los dos primeros modos de vibración de los prototipos.

Prototipo	Modo de vibración	Periodo (s)
3P3Vx10	1	0,66
3P3Vx10	2	0,21
3P3Vx12	1	0,65
3P3Vx12	2	0,21
3P3Vx14	1	0,65
3P3Vx14	2	0,20
3P3Vx15	1	0,65
3P3Vx15	2	0,20

Tabla 6. 4: Periodos correspondientes a los modos 1 y 2 de los diferentes prototipos.

6.6.3. Cálculo de la respuesta sísmica

Se han llevado a cabo los análisis dinámicos no lineales en los cuatro prototipos para obtener los parámetros de respuesta. Los valores pico del desplazamiento entre plantas (d_{ui}) y de la aceleración de planta (a_i) fueron obtenidos del análisis. Los valores medios de los parámetros de la demanda se muestran en las Figuras 6.7 y 6.8, para terremotos raros y ocasionales.

En relación a los valores pico de los desplazamientos entre plantas, las Figuras 6.7 y 6.8 muestran una tendencia a decrecer d_{ui} en las plantas inferiores de los prototipos según el factor de importancia se incrementa desde 1,0 a 1,5. Bajo la acción de terremotos ocasionales, el valor medio de d_{ui} oscila desde el 0,22% al 0,30% de la altura del prototipo. Esos valores satisfacen los criterios de daño del Eurocódigo 8, en el cual se observa un límite del desplazamiento entre plantas del 0,5% de la altura de plantas para edificios que tienen elementos no estructurales frágiles conectados a la estructura. Bajo la acción de terremotos raros, el valor medio del desplazamiento entre plantas oscila desde 0,72% a 0,92%, quedando por debajo de los límites del 2% de seguridad de la vida y del 4% de colapso observados en ASCE/SEI 41-06 (ASCE, 2007).

En cuanto a la aceleración pico de planta, la tendencia es que la aceleración incremente con la altura de planta del edificio. Los valores medios oscilan desde 0,18g a 0,27g para terremotos ocasionales y desde 0,27g a 0,52g para terremotos raros, respectivamente. La respuesta sísmica de la estructura se representa en las Figuras 6.9 y 6.10 como funciones de distribución acumulada, mostrando la probabilidad P de no que no se exceda un determinado valor de los parámetros de respuesta d_{ui} y a_i .

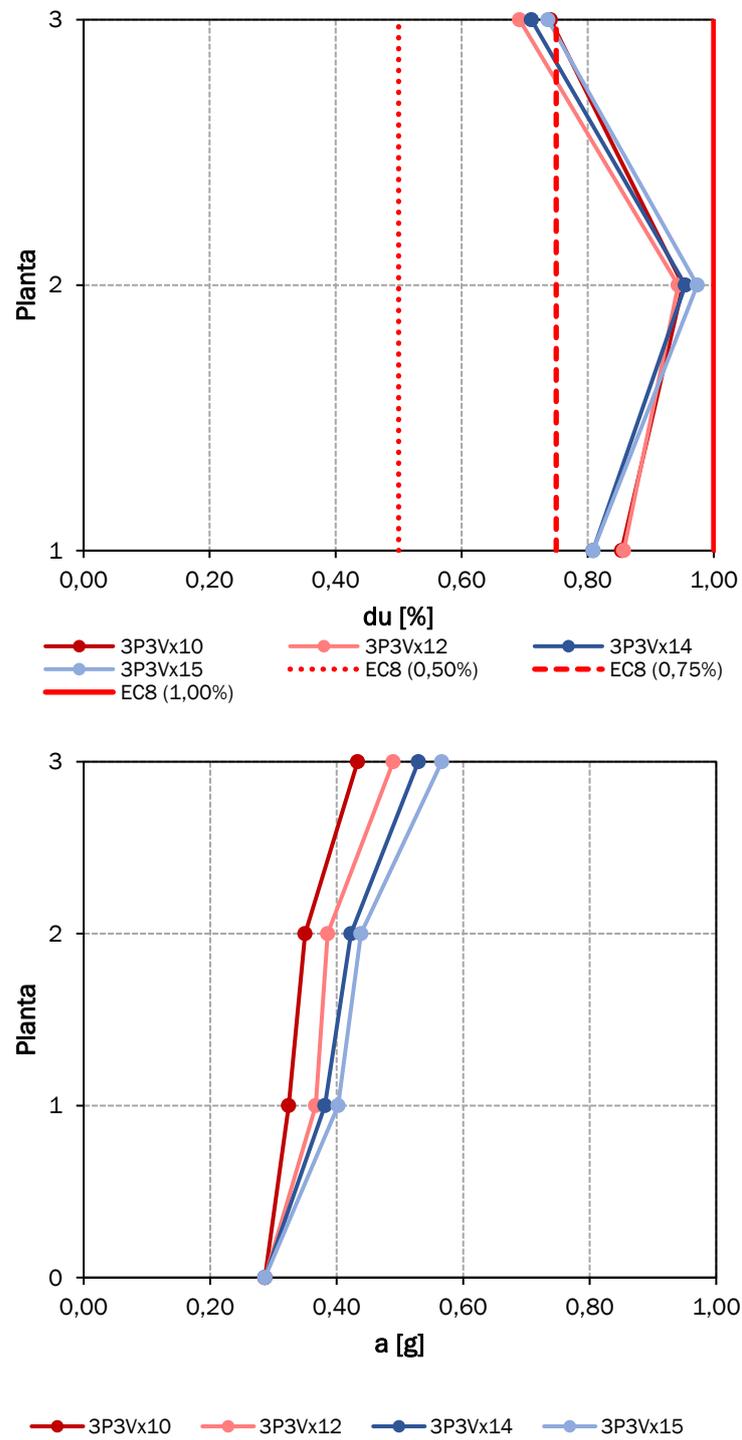


Figura 6. 7: Valores medios de los parámetros de respuesta (terremotos raros).

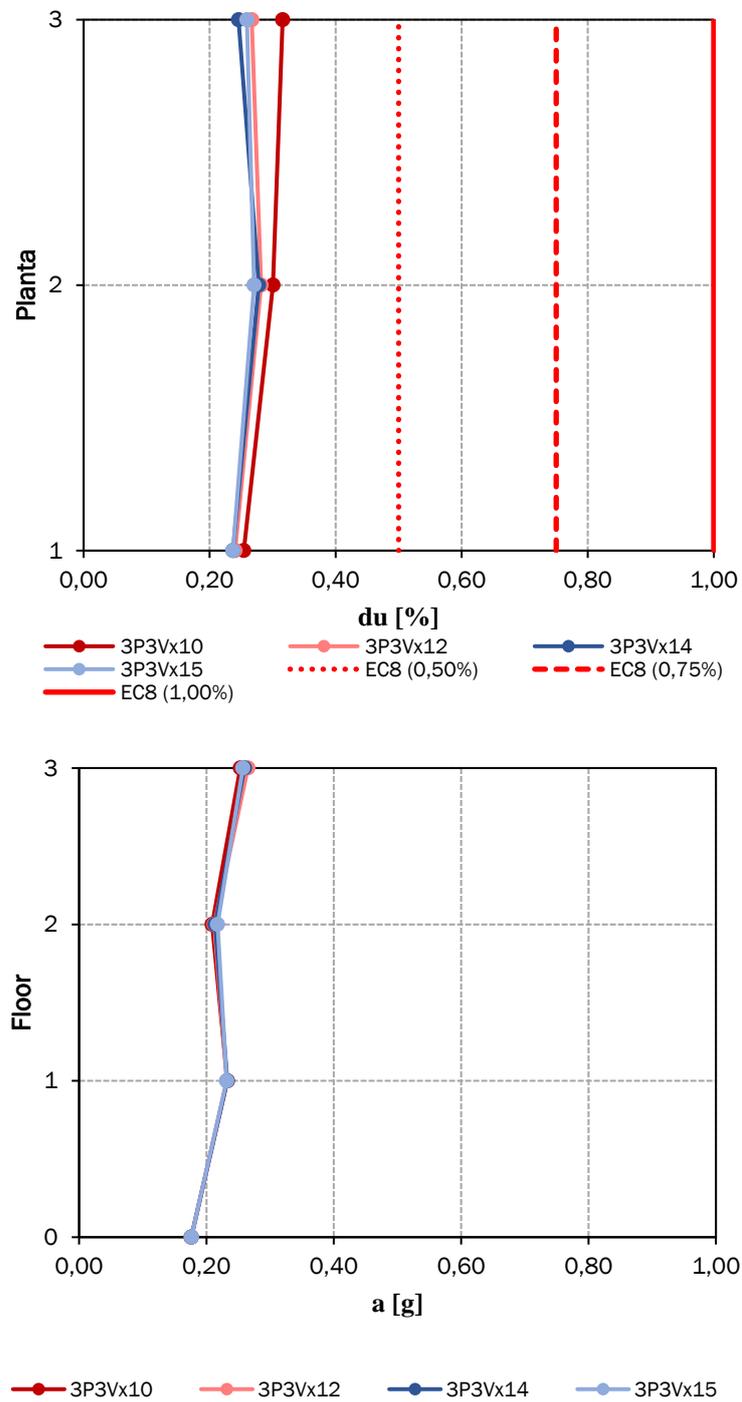


Figura 6. 8: Valores medios de los parámetros de respuesta (terremotos ocasionales).

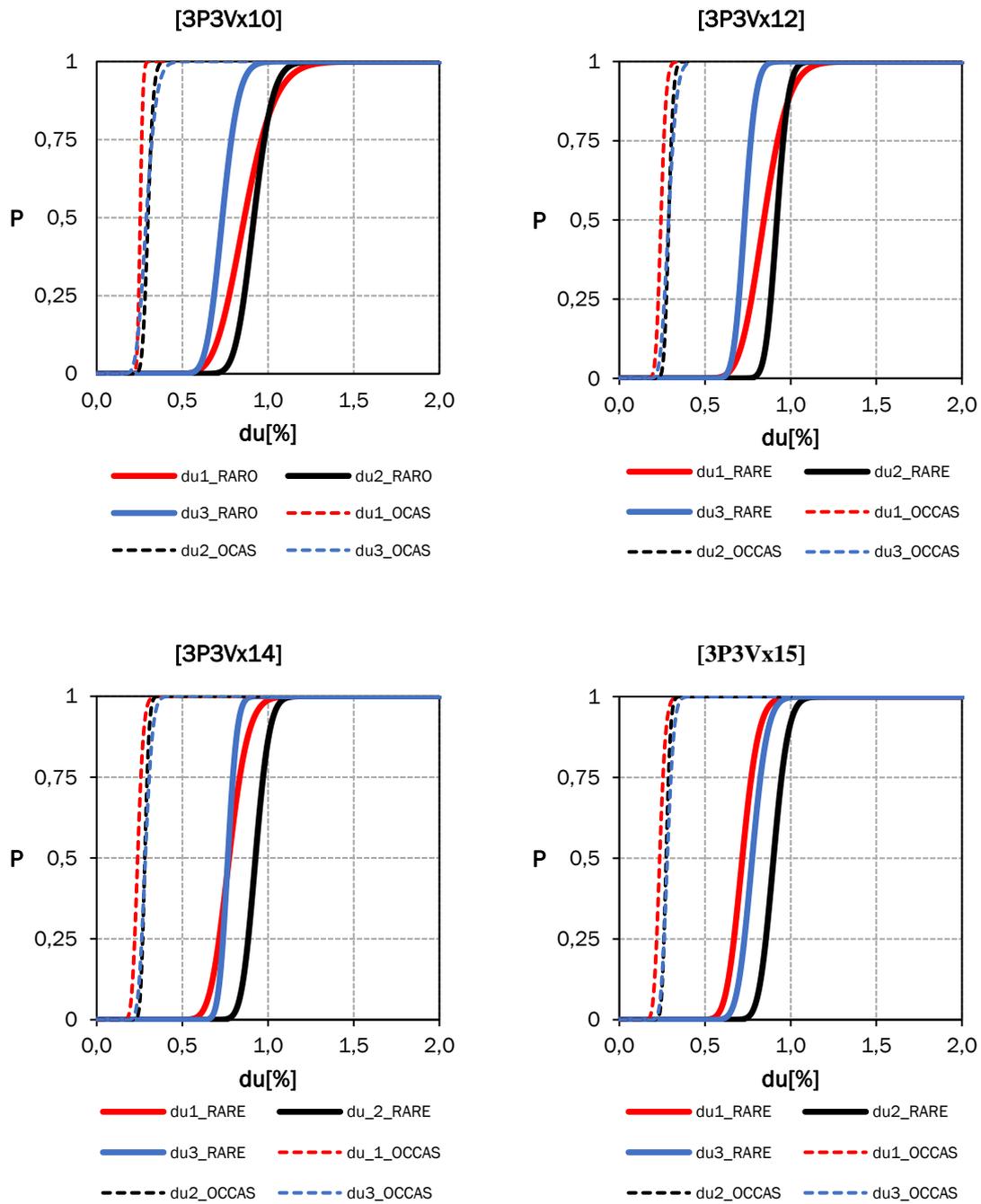


Figura 6. 9: Función de distribución acumulada de los valores pico de du_i .

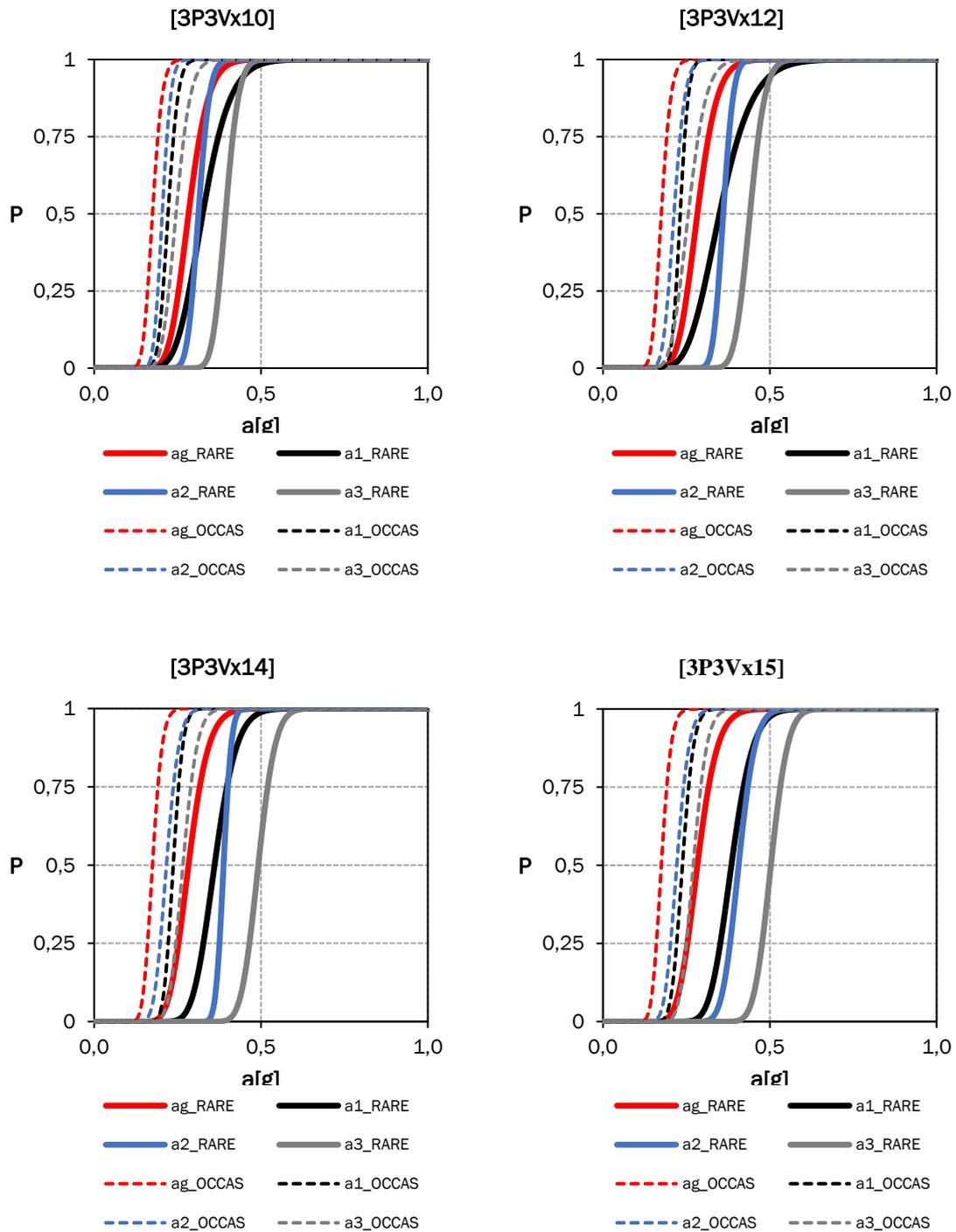


Figura 6. 10: Función de distribución acumulada de los valores pico de a_i .

6.7. Análisis de daños

Las Figuras 6.11 y 6.12 muestran los resultados de los estados de daño de los componentes de los prototipos debido a terremotos raros. Debido a que hay una tendencia a que se reduzcan los desplazamientos entre plantas según se incrementa el factor de importancia del prototipo, los efectos de los terremotos en los componentes sensibles al desplazamiento entre plantas son menos importantes. Este es el caso de los GP 1-5: estructura de hormigón armado, cerramientos, tabiquería, carpintería y escaleras. Los componentes sensibles a la aceleración en los GP 6-24 muestran niveles similares de daño independientemente del factor de importancia usado en el diseño estructural. Los resultados muestran daños extensivos (DS2) y daños irreparables (DS3) en componentes arquitectónicos (cerramientos, falsos techos, petos, puertas y ascensores), en instalaciones (torres de refrigeración, red de rociadores, sistemas PCI, alumbrado de emergencia y luminarias) y en contenidos (equipamiento sanitario, sistemas informáticos, equipamiento médico y estanterías en oficinas). Los daños en equipamiento general y en equipamiento médico pueden resultar en pérdidas de uso del edificio. El fallo de puertas, ascensores y alumbrado de emergencia puede impedir la evacuación de emergencia. Finalmente, el colapso de petos y falsos techos y el incorrecto funcionamiento de la red de rociadores y sistemas PCI pueden derivar en serios riesgos para la vida. Los grupos de prestaciones que permanecen sin daños son: instalación de climatización, caldera, conductos de aire acondicionado, tuberías equipamiento de oficinas y archivadores en oficinas.

Los efectos de terremotos ocasionales en las Figuras 6.13 y 6.14 no son menos importantes que los anteriores. El equipamiento médico necesita ser reemplazado y alcanza nivel de daño DS3 para el 10-14% de los análisis con factores de importancia 1,0, 1,4 y 1,5. Las torres de refrigeración necesitan ser reemplazadas, debido a que alcanzan el nivel de daños DS3 para el 28% del prototipo diseñado con factor de importancia 1,5. Los ascensores también necesitan ser reemplazados debido a que alcanzan DS3 para el 3% de los prototipos diseñados con factores de importancia 1,0 y 1,2. Los daños se concentran en carpinterías, alumbrado, petos, sistemas PCI, estanterías y equipamiento sanitario.

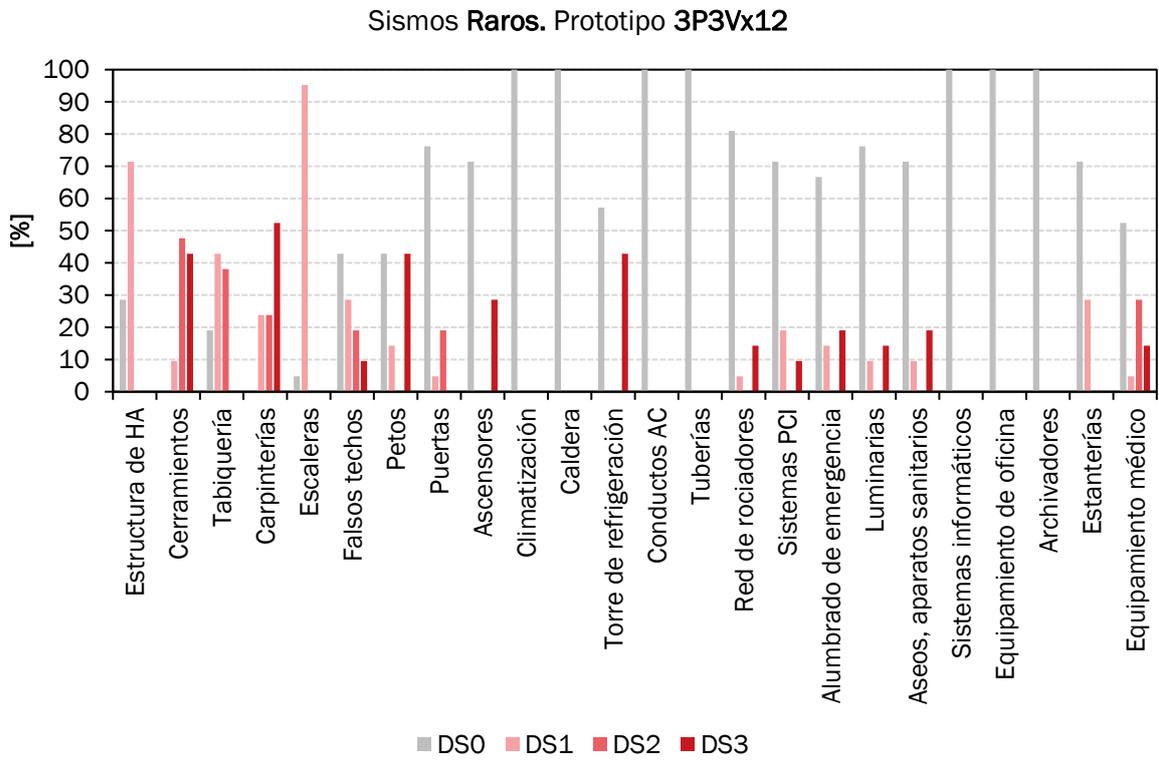
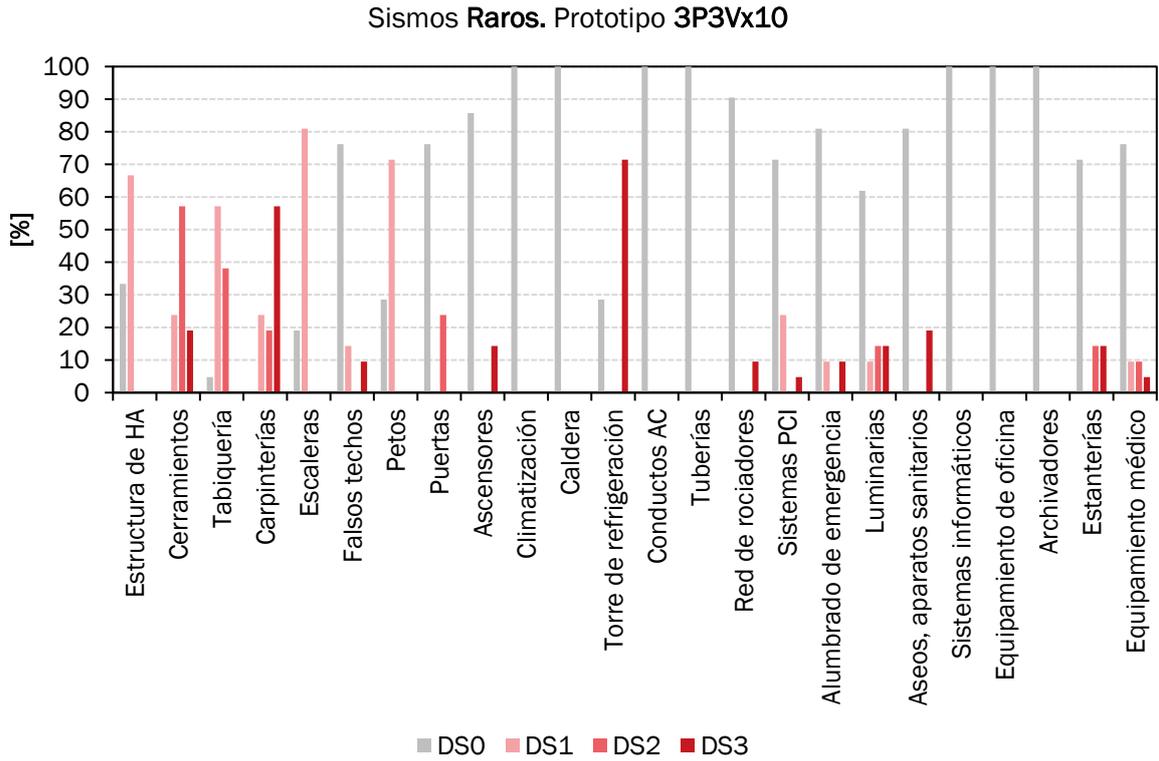


Figura 6. 11: Estados de daños tras sismos raros.

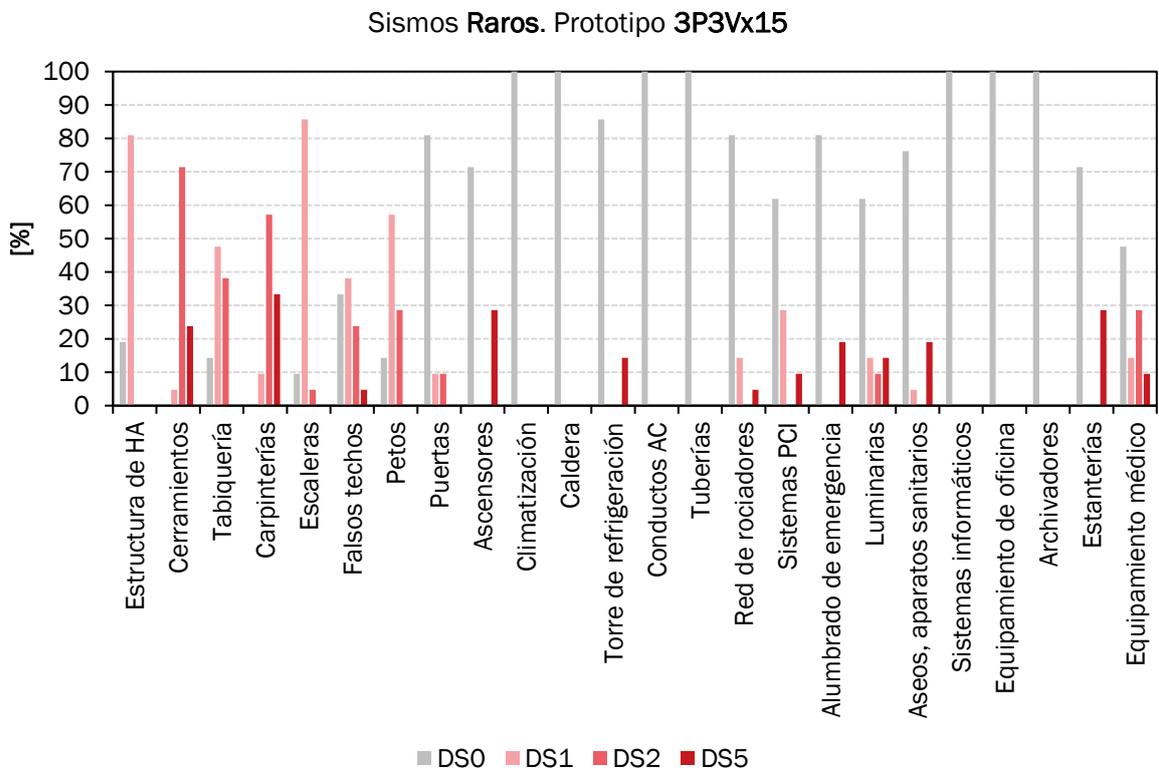
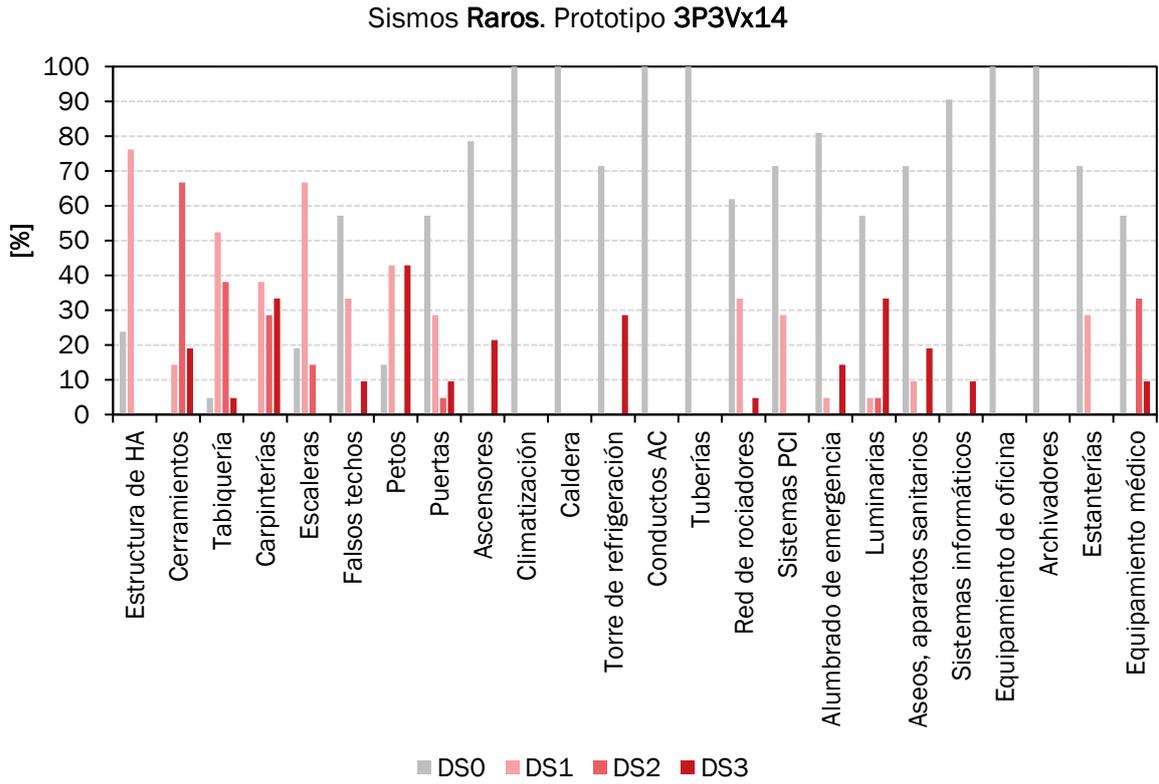


Figura 6. 12: Estados de daños tras sismos raros.

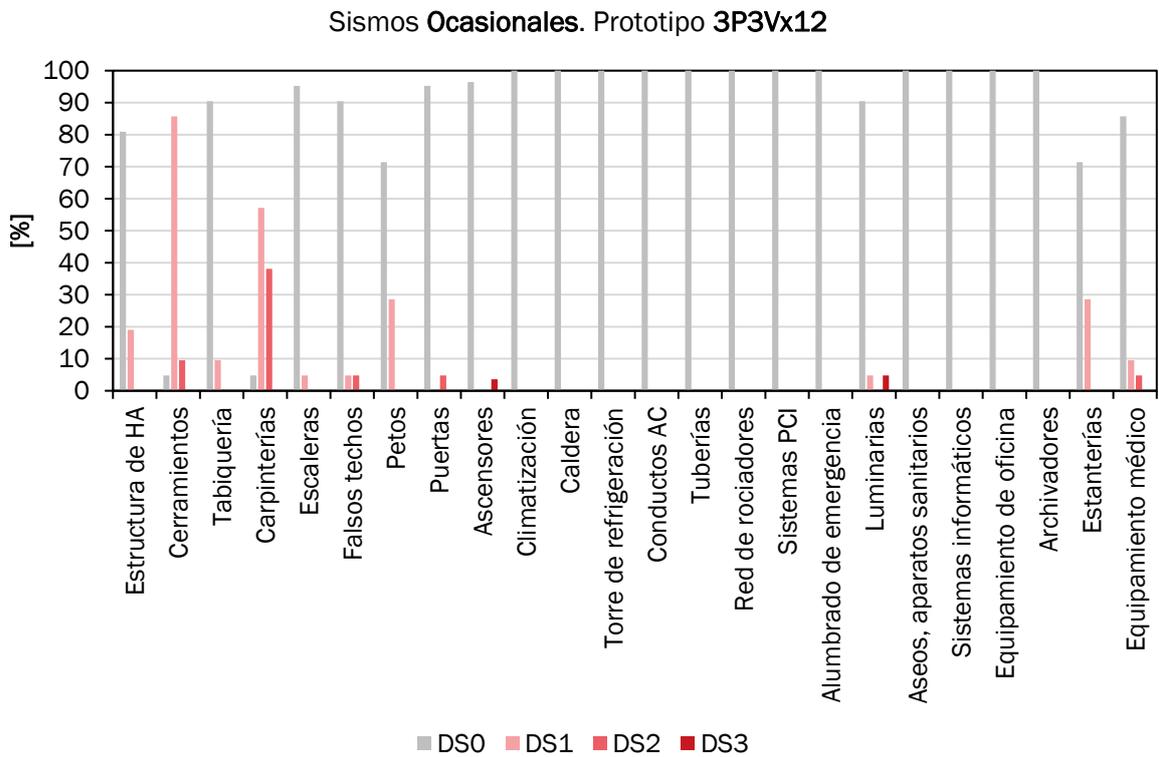
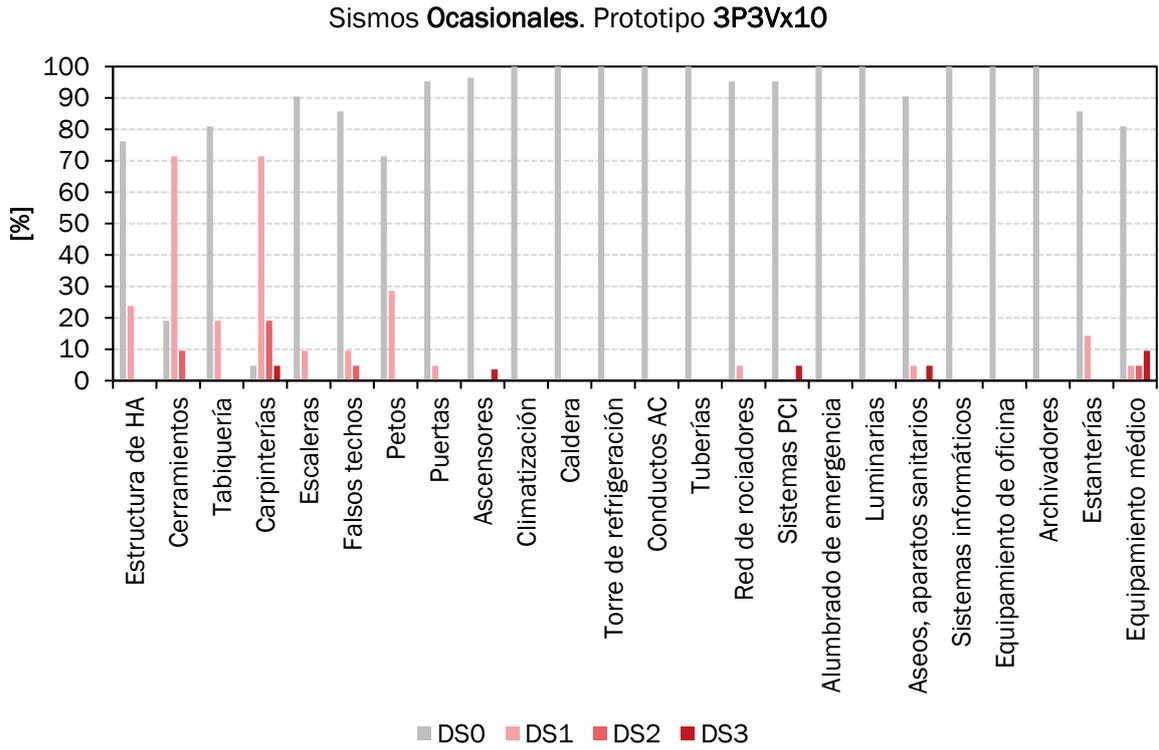


Figura 6. 13: Estados de daños tras sismos ocasionales.

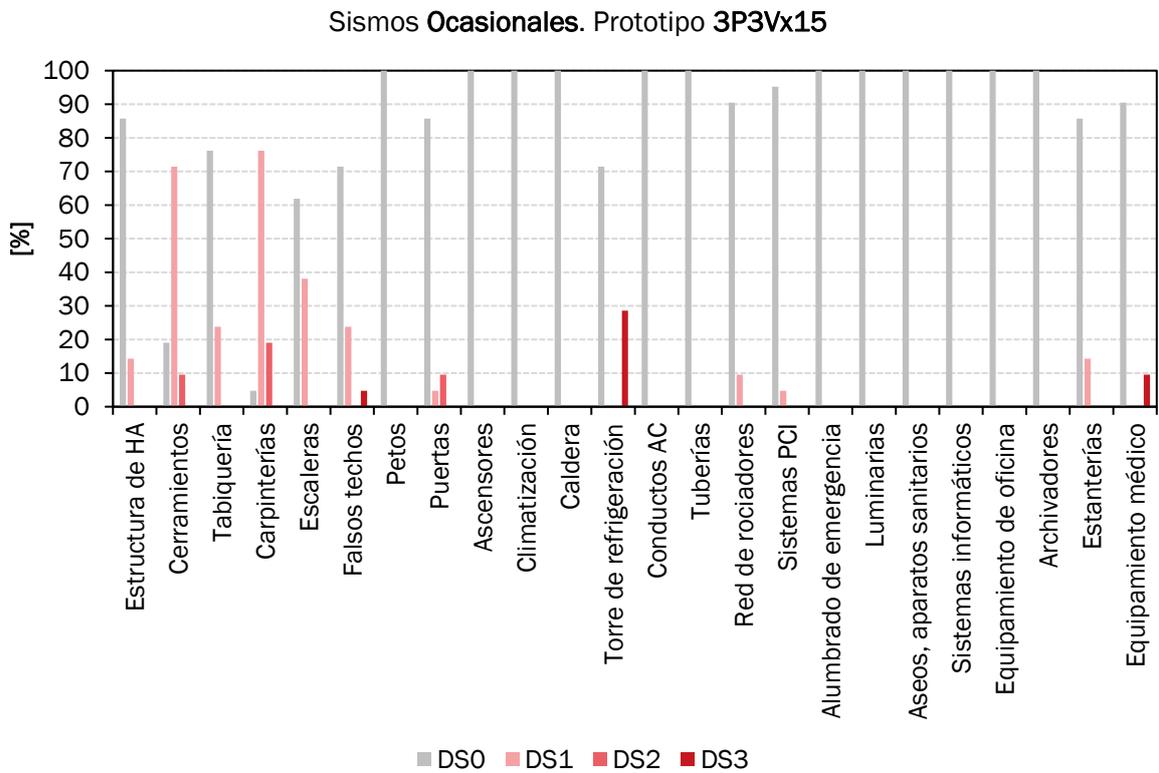
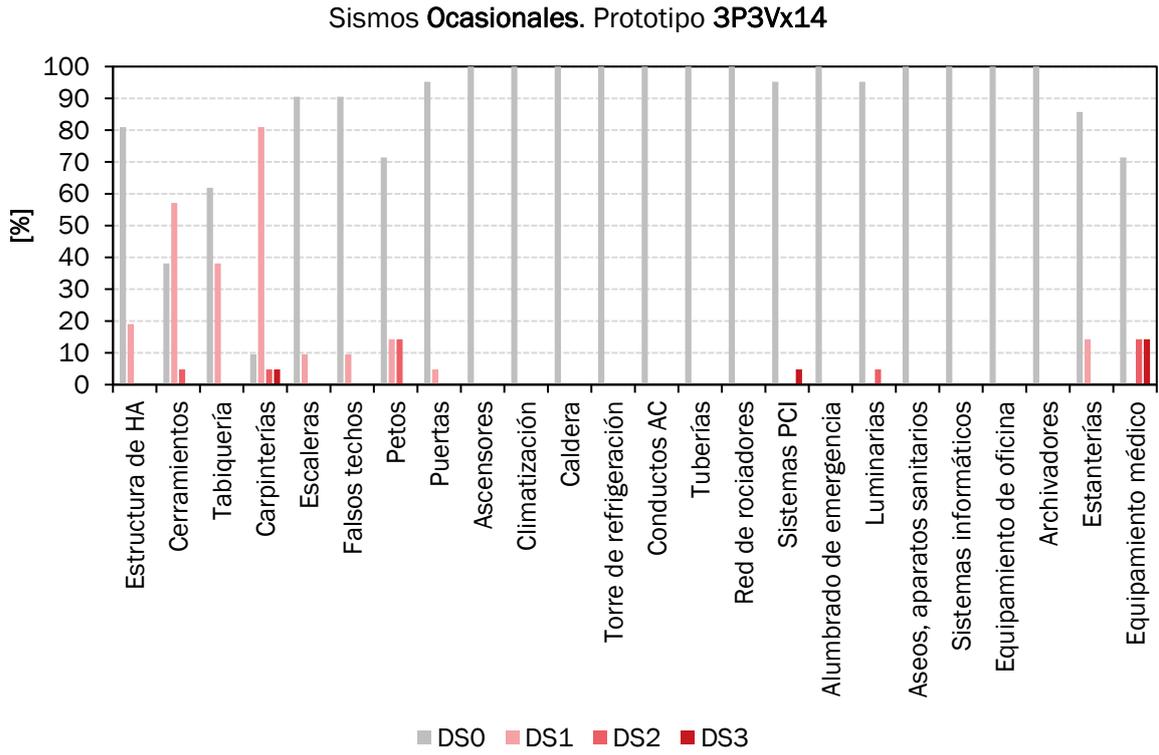


Figura 6. 14: Estados de daños tras sismos ocasionales.

6.8. Análisis de costes

Para elaborar este estudio, los costes de construcción se han obtenido en base a los Precios de referencia de la construcción del Colegio Oficial de Arquitectos de Granada de 2019. La porción del coste de partidas tales como el equipamiento de oficina y el equipamiento médico se han obtenido de la literatura (Yao & Tu, 2012).

Los costes de reparación por grupos de prestaciones se muestran en las Figuras 6.15 a 6.18. Después de los sismos raros, las mayores pérdidas económicas son debidas a la reparación de la estructura de hormigón armado, seguida de la reparación de elementos no estructurales tales como cerramientos, equipamiento médico, puertas, ascensores, torres de refrigeración, techos, luminarias, sistema de rociadores, sistemas PCI y equipamiento sanitario.

Los mayores costes de reparación después de sismos ocasionales son también debidos a la estructura de hormigón armado, cerramientos y equipamiento médico, seguidos de componentes sensibles a la aceleración.

La probabilidad de que los costes de reparación no excedan un cierto límite se muestra como función de distribución acumulada en la Figura 6.19 y 6.20. Los costes de reparación pueden oscilar entre 0,3 y 1,0 M€ para sismos raros y entre 0,1 y 1,0 M€ para sismos ocasionales. Esos costes representan entre el 14% y el 48% y entre el 5% y 48% del coste inicial del edificio. El límite superior de los costes de reparación es similar en ambas intensidades de los terremotos.

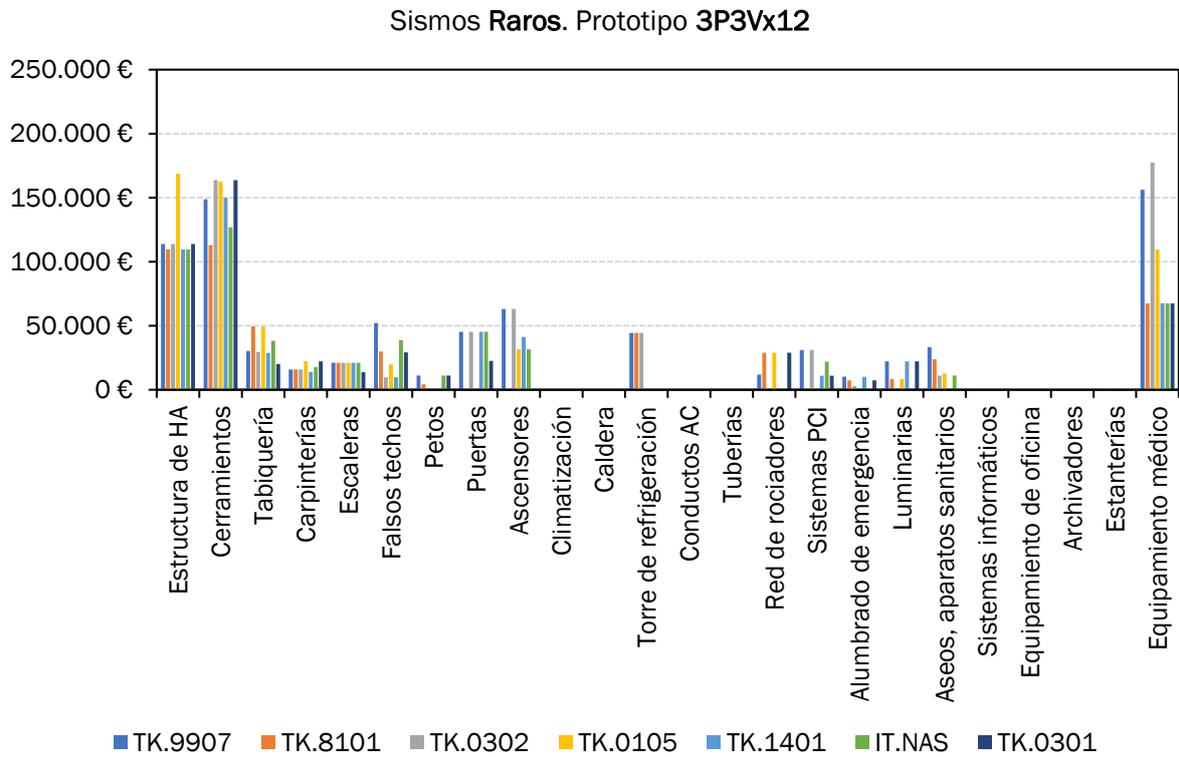
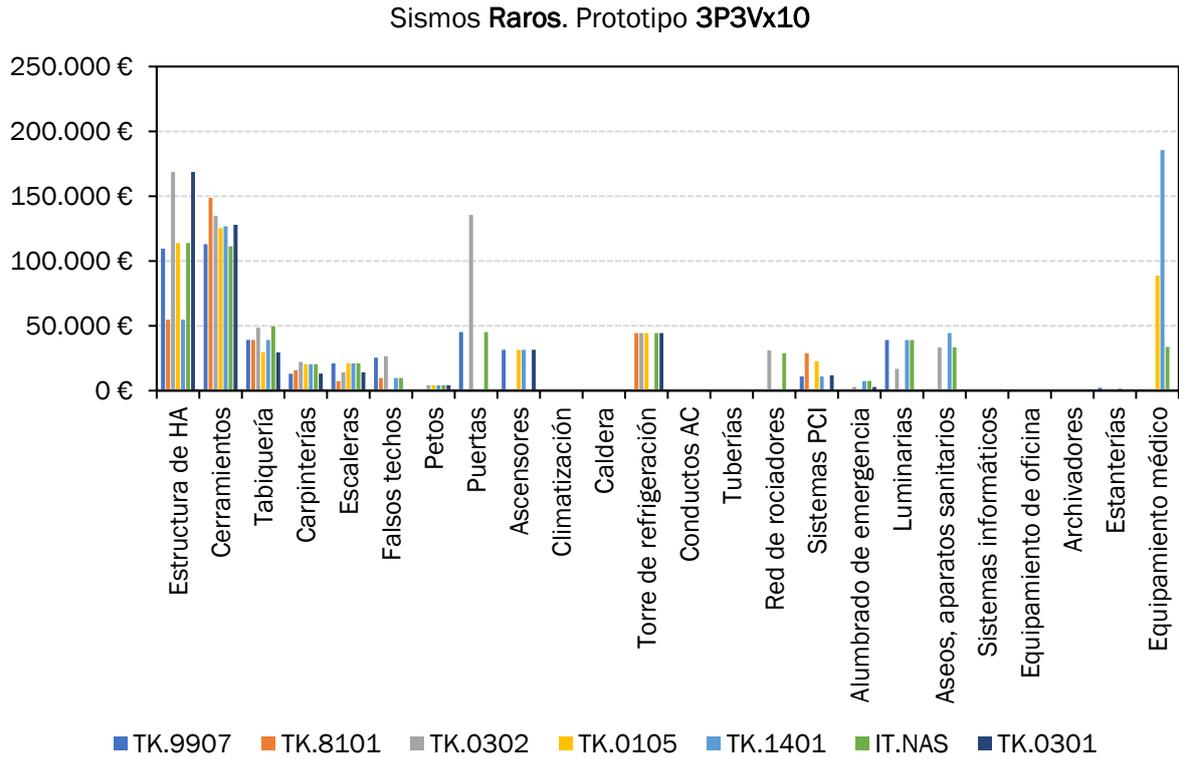


Figura 6. 15: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos raros).

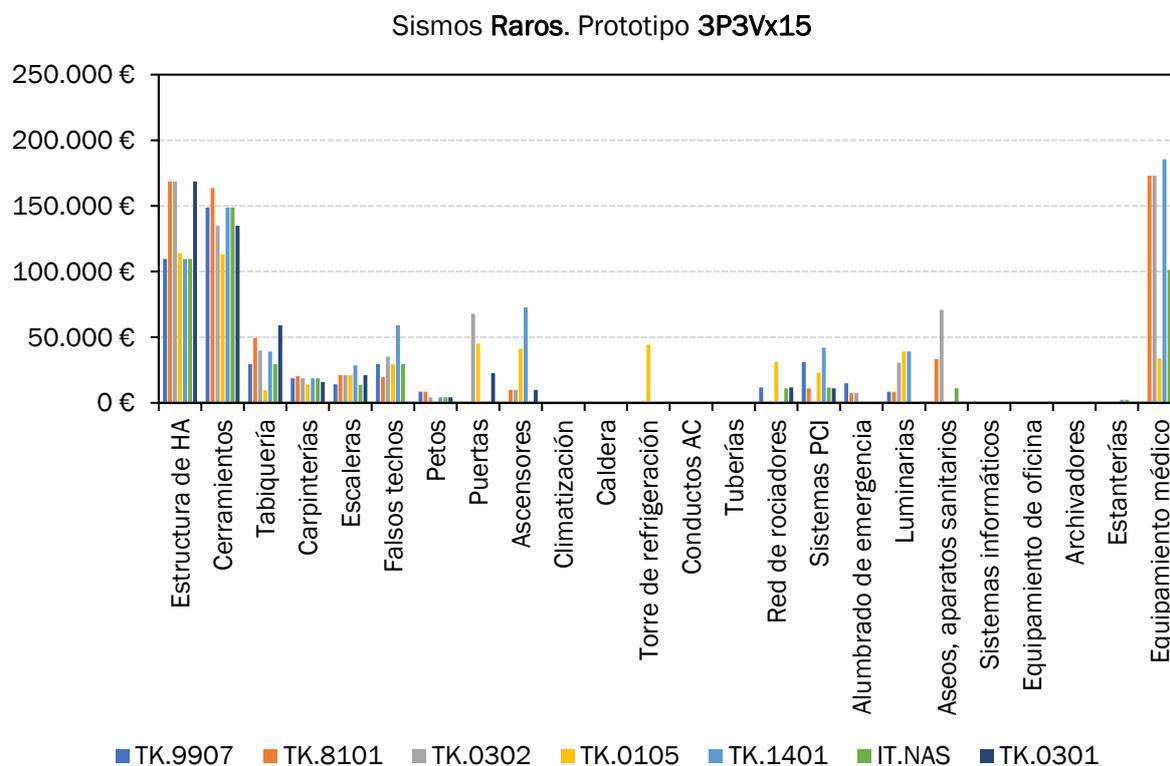
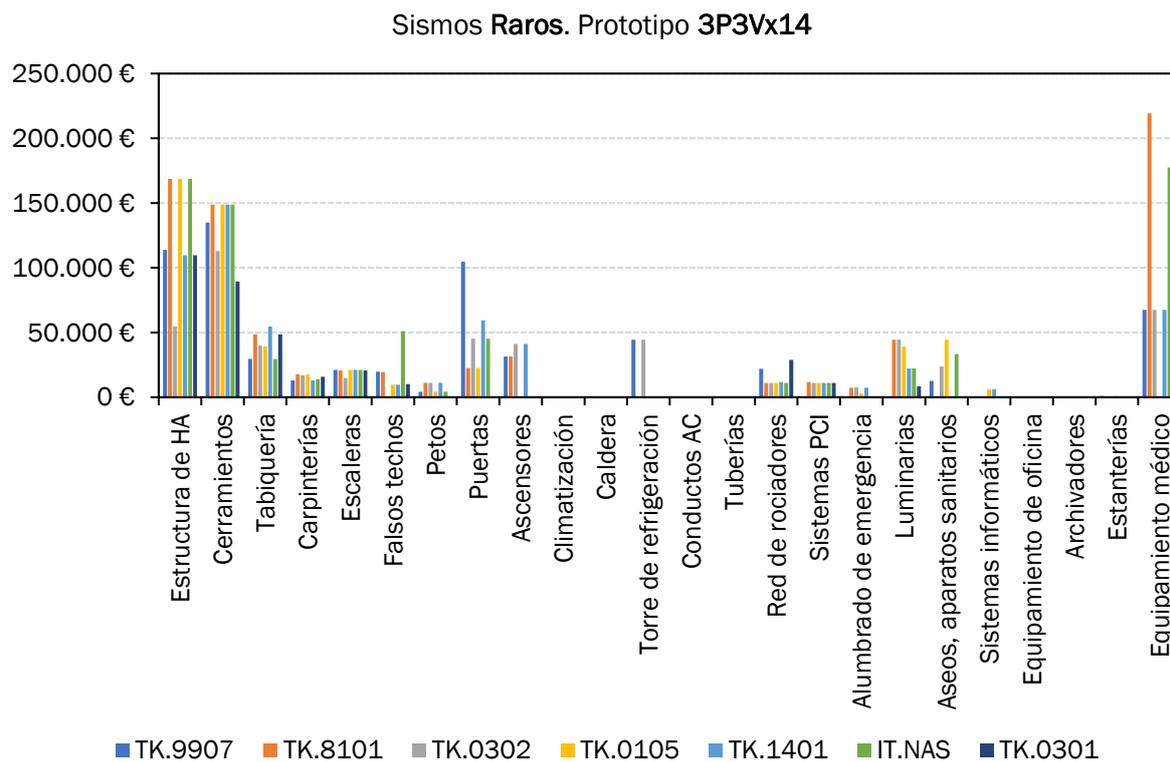


Figura 6. 16: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos raros).

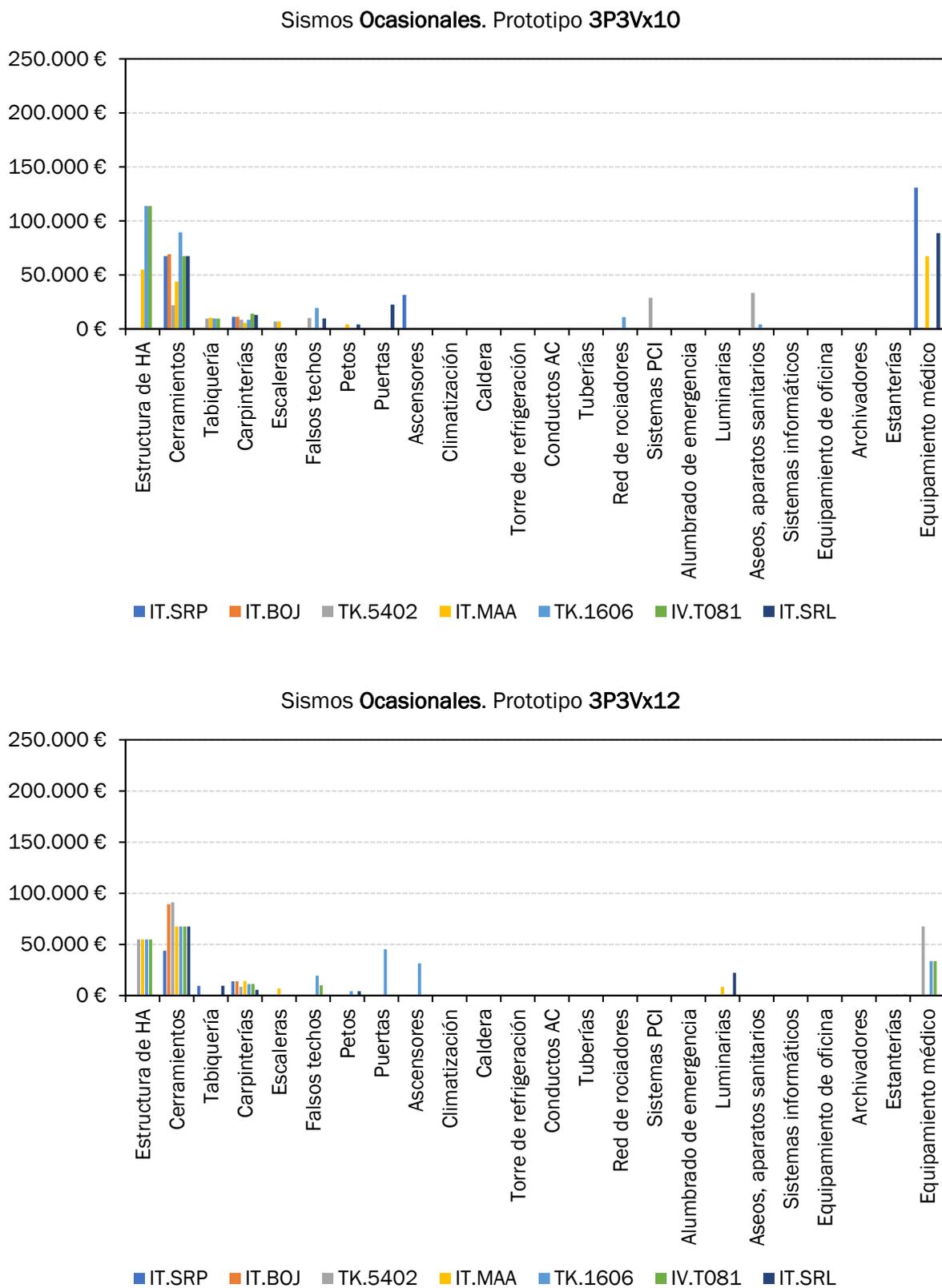


Figura 6. 17: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos ocasionales).

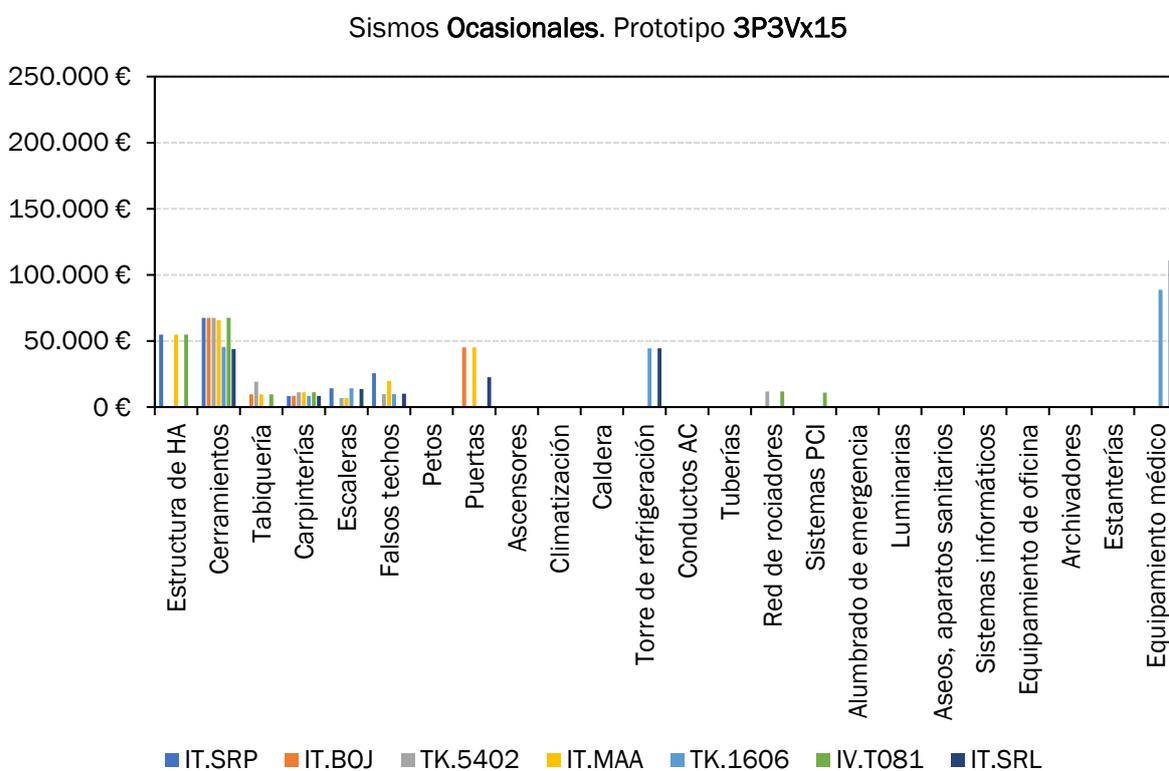
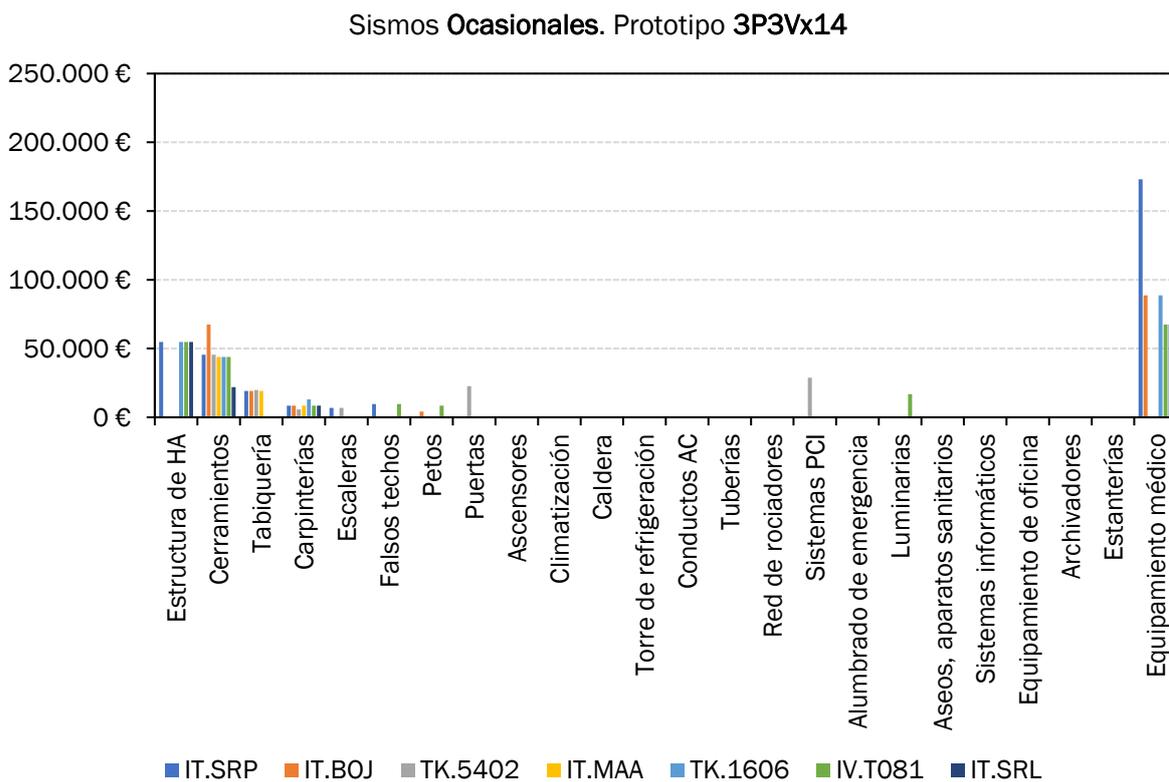


Figura 6. 18: Costes de reparación por grupos de prestaciones (sismos ocasionales).

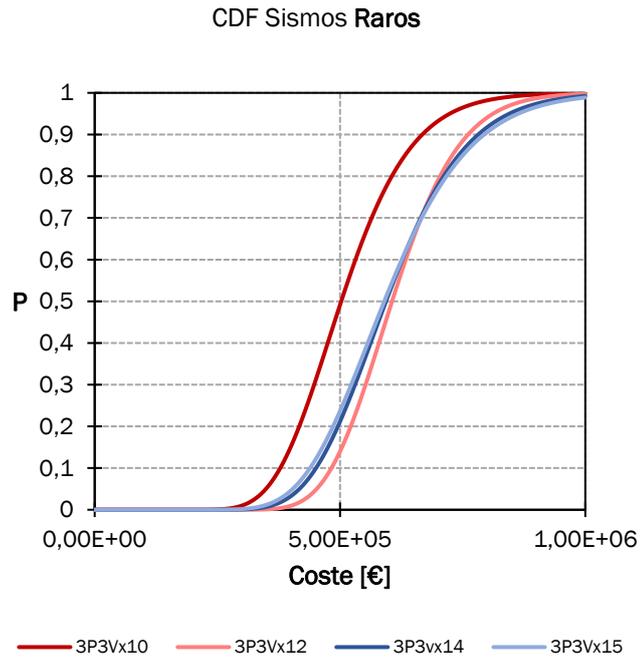


Figura 6. 19: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo raro.

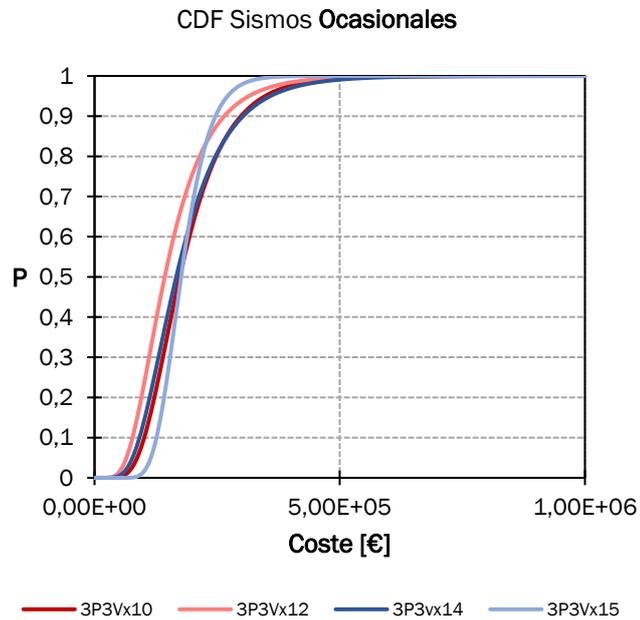


Figura 6. 20: Función de distribución acumulada de los costes totales. Sismo ocasional.

7. Conclusiones y líneas futuras de investigación

7.1. Conclusiones

El proyecto sismorresistente tradicional para edificios de importancia especial conlleva aplicar una serie de criterios heurísticos de proyecto y dimensionar la estructura con una acción sísmica superior a la de edificios convencionales por medio del factor de importancia. En España, una gran parte de los edificios sanitarios tienen una amenaza sísmica latente y han sido proyectados con las recientes normativas NCSE-94 y NCSE-02. Estas normativas esencialmente están basadas en dotar de resistencia lateral a la estructura y evitar los colapsos, relegando a un segundo plano la cuantificación de daños y los costes de reparación. La experiencia en países de nuestro entorno ha puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los edificios sanitarios, con daños extensivos en equipos médicos, instalaciones del edificio, y otros elementos no estructurales y contenidos. Esta tesis tiene como objetivos cuantificar los daños sísmicos y prestaciones de edificios sanitarios y discutir la eficacia de las disposiciones normativas, en base al análisis de un conjunto de edificios prototipo proyectados con la NCSE-02. Asimismo, para que las conclusiones de la tesis tengan una validez a escala más global, se evalúa el impacto que tiene el factor de importancia en prototipos de edificios sanitarios proyectados con la normativa europea (EC-8).

Sobre el factor de importancia

El razonamiento intuitivo tras el factor de importancia es que dotar de mayor resistencia a la estructura resulta en menores daños sísmicos. Esto puede ser cierto para la estructura, pero a tenor de los daños observados en elementos no estructurales, instalaciones y equipos, esta tesis revela que **el factor de importancia es una herramienta poco eficaz para mejorar las prestaciones sismorresistentes** de edificios sanitarios. Comparando las prestaciones de varios modelos de estructuras representativas proyectados con distintos valores del factor de importancia contemplados en las normativas de referencia (1,0, 1,2, 1,4 y 1,5) se muestra que la ocurrencia del terremoto de proyecto plantearía serios riesgos para la evacuación, para la vida de los ocupantes y la funcionalidad de la instalación, indistintamente del factor de importancia considerado.

Esta conclusión se debe al hecho de que, si bien hay una tendencia a un menor daño en componentes sensibles al desplazamiento cuando el factor de importancia se incrementa, **los elementos y contenidos sensibles a la aceleración muestran niveles de daño similar y conforman una gran porción de los costes globales de reparación con independencia del factor de importancia**, destacando los costes derivados de daños en equipamiento médico. Ante el terremoto de proyecto, los resultados muestran daños extensivos o irreparables para los componentes arquitectónicos (cerramientos, carpinterías, falsos techos, petos, puertas, ascensores), equipamiento (torres de refrigeración red de rociadores, sistemas de protección contra incendios, alumbrado de

emergencia, luminarias) y contenidos (equipamiento sanitario, sistemas informáticos y equipamiento médico).

En el escenario de terremotos ocasionales o frecuentes, las estructuras analizadas no abandonan el rango lineal y su respuesta estructural está gobernada por el período elástico de la estructura, que es muy similar para todos los factores de importancia. En consecuencia, todos los modelos alcanzan similares parámetros de demanda, con consecuencias en torres de refrigeración y equipamiento médico, requiriendo su reparación o reemplazo, y ocasionalmente en cerramientos, particiones interiores, carpinterías y petos, **Ante terremotos ocasionales, el factor de importancia es incapaz de mitigar la pérdida de funcionalidad de los edificios sanitarios.**

En definitiva, los resultados revelan que **dotar de sobrerresistencia** a la estructura puede reducir los daños estructurales ante sismos severos, pero **resulta poco eficaz al considerar las prestaciones sismorresistentes y los costes de reparación en edificios sanitarios.**

Sobre los criterios heurísticos de proyecto

En el proyecto sismorresistente, se recomienda seguir **criterios heurísticos de proyecto** para un mejor comportamiento estructural como la simetría, regularidad y redundancia tanto en planta como en alzado. Las ventajas de estas recomendaciones están en que simplifican el análisis y fomentan un reparto más homogéneo de la demanda sísmica en la estructura. Sin embargo, debido a la realidad física de las ciudades y las limitaciones de planeamiento se observa un número de edificios sanitarios irregulares en zona sísmica, en contra de la recomendación general.

En línea con las conclusiones anteriores, el análisis de 6 prototipos de edificios sanitarios con y sin irregularidades geométricas muestra que **las prestaciones de edificios regulares / irregulares resultan análogas debido al peso del daño de los elementos no estructurales y equipamiento que suponen la principal fuente de pérdidas económicas.** Si bien, se observa una diferencia notable entre los prototipos de geometría regular, que presentan mayor nivel de daños en elementos arquitectónicos tales como cerramientos, tabiquería y escaleras. En cuanto a los prototipos irregulares, presentan mayor nivel de daños en instalaciones: torre de refrigeración, luminarias, sistema de alumbrado de emergencia y red de rociadores.

Sobre las prestaciones de edificios sanitarios proyectados con la NCSE-02

Por último, esta tesis discute la estrategia extendida en España de la NCSE-02 para edificios de importancia especial, que amplifica las fuerzas laterales por un factor de 1,3. En base a los resultados de seis prototipos representativos, se realiza una evaluación cualitativa y robusta de las prestaciones y costes de reparación, concluyendo que **en base al análisis de la respuesta, daños y costes, el funcionamiento de los edificios proyectados con la NCSE-02 quedaría seriamente comprometido** en el escenario del terremoto de proyecto. Sin embargo, las prestaciones sismorresistentes deseables deben permitir la

ocupación inmediata del edificio después de un terremoto ocasional, y garantizar la seguridad después de un sismo raro.

Ante terremotos raros, la estructura sufre daños en el 65% de los casos analizados. Elementos tales como escaleras, cerramientos, tabiquería, carpintería, falsos techos, petos y puertas sufren un nivel de daños grave que implicaría el reemplazo total del elemento. En cuanto a instalaciones: ascensores, caldera, red de rociadores, alumbrado de emergencia, luminarias y aparatos sanitarios, sufren también daños severos. Otros elementos de instalaciones (climatización, conductos de aire acondicionado o tuberías) presentan estados de daño variados, pero es anecdótico que permanezcan sin daños. En los contenidos, los daños más importantes ocurren en el equipamiento médico, con predominio de los niveles de daños moderados y graves. Se observan esporádicamente daños graves en el equipamiento de oficina. **Ante terremotos raros, los costes de reparación oscilan entre el 14% y el 48% del coste inicial del edificio.**

Ante terremotos ocasionales los resultados demuestran que los edificios sanitarios sufren daños en su estructura en el 57% de los casos analizados. Para el caso de elementos no estructurales son esperados daños graves en la mayor parte de elementos constructivos del edificio y de forma especial, en los elementos sensibles al desplome de planta, como cerramientos, tabiquería y carpinterías. Las instalaciones del edificio también alcanzan un nivel de daños graves en elementos como torres de refrigeración, alumbrado de emergencia, luminarias, aseos, aparatos sanitarios o ascensores. Esto sugiere que la instalación podría quedar fuera de servicio y los costes representar entre el 5% y el 48% del coste inicial del edificio.

Las carencias resaltadas del proyecto sismorresistente convencional pueden suponer un gran impacto en las prestaciones y funcionamiento de los edificios sanitarios, en gran medida por los costosos daños en elementos no estructurales, instalaciones y equipamiento médico. Frente a estas limitaciones, las conclusiones de esta tesis resaltan la importancia de recurrir a procedimientos de proyecto basados en prestaciones y a tecnologías más benignas como el aislamiento de base y los disipadores de energía, así como a planificar estrategias de evaluación, reacondicionamiento y mitigación del daño en elementos no estructurales en el ámbito sanitario.

7.2. Líneas futuras de investigación

Esta tesis está enfocada en investigar las prestaciones sismorresistentes de edificios sanitarios en regiones de sismicidad moderada, empleando para evaluar dichas prestaciones curvas de fragilidad de los distintos elementos estructurales y no estructurales que componen el edificio. Aunque esta tesis ha cumplido con el objetivo de estudiar este tema, existen diversas cuestiones que deben seguir siendo investigadas. En trabajos futuros deberían abordarse los siguientes temas: (i) realizar inspecciones in situ de edificios sanitarios, (ii) desarrollar curvas de fragilidad de elementos constructivos e instalaciones para casos patrios, (iii) extender la metodología a otros niveles de sismicidad, (iv) elaborar guías de actuación o recomendaciones de acondicionamiento específicas, (v)

desarrollar técnicas de rehabilitación de la estructura y de los elementos no estructurales, (vi) desarrollo de elementos de autoevaluación para promotores, (vii) consideración en los modelos de la estructura de los cerramientos del edificio, (viii) elaboración de una matriz de pérdidas más exhaustiva, estableciendo costos más ajustados, (ix) promover el uso de tecnologías sismorresistentes avanzadas tales como sistemas de aislamiento de base o disipadores.

8. Bibliografía

Abrahamson, N.A. (1992). "Non-stationary spectral matching". *Seismological Research Letters*; Vol. 63, No. 1, pp. 30.

Achour, N., Miyajima, M., Kitaura, M., & Price, A. (2011). Earthquake-induced structural and nonstructural damage in hospitals. *Earthquake Spectra*, 27(3), 617-634. DOI: 10.1193/1.3604815.

Allen, D.E. (1975). Limit states design: A probabilistic study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2 (1), 36-49.

American Society of Civil Engineers (2013) "ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". Reston, VA. DOI: 10.1061/9780784412916.

American Society of Civil Engineers (2007) "ASCE/SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings". ASCE: Reston, VA.

Applied Technology Council (2012) "ATC-58 Performance Assessment Calculation Tool". ATC: Redwood City.

Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002) "Internet-Site for European Strong-Motion Data". European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.

Arima, F., M. Miyazaki, H. Tanaka, and Y. Yamazaki (1988). A study on buildings with large damping using viscous damping walls. Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), vol. 5, 821-26. Tokyo-Kyoto, Japan.

ATC-13 (1985). Earthquake damage evaluation data for California. Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC-40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings. Applied Technology Council, Redwood City, California.

ATC-58-1 (2011). Seismic Performance Assessment of Buildings - Volume 1 - Methodology. Applied Technology Council. Redwood City, California.

Ayres JM (1993). History of Earthquake-resistive Design for Building Mechanical Systems. *ASHRAE Transactions*, 99(1): 719-723.

Baker, J. B. B., & Heyman, J. (1969). *Plastic Design of Frames [by] Sir John Baker and Jacques Heyman*. Cambridge University Press.

Benavent, A. (2010). Estructuras sismorresistentes. Editorial Maia. ISBN 97-84-92724-17-8.

- Benavent-Climent, A., Escolano-Margarit, D., & Morillas, L. (2014). Shake-table tests of a reinforced concrete frame designed following modern codes: seismic performance and damage evaluation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(6), 791-810. DOI: 10.1002/eqe.2372.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: a review of current practice and code provisions. *Journal of earthquake engineering*, 11(S1), 13-45. DOI: 10.1080/13632460701280013.
- Brown, P.C, Lowes, L.N. (2007) "Fragility Functions for Modern Reinforced-Concrete Beam-Column Joints". *Earthq Spectra*; Vol. 23, No. 2, pp. 263-289. DOI:10.1193/1.2723150.
- Cardone, D., Perrone, G. (2015) "Developing fragility curves and loss functions for masonry infill walls". *Earthq Struct*; Vol. 9, No. 1, pp. 257-279. DOI: 10.12989/eas.2015.9.1.257.
- Çeleri, M. (1996). Comparison of Northridge earthquake response of a base-isolated and conventional hospital building. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 25. Acapulco. México.
- Chen Y and Soong TT (1988). State-of-the-art-Review: Seismic Response of Secondary Systems, *Engineering Structures*, 10(4): 218-228.
- Cosenza, E., Di Sarno, L., Maddaloni, G., Magliulo, G., Petrone, C., & Prota, A. (2015). Shake table tests for the seismic fragility evaluation of hospital rooms. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(1), 23-40.
- CTE (2006). Código Técnico de la Edificación. Ministerio de Vivienda.
- Di Pascale, G., Bearzi, V., De Sortis, A., Gatti, F., and Martini A. (2003). ATC-51-2 Project Support Documents, revised 5 June 2003, Applied Technologies Council (ATC). Redwood City, California.
- Dilsiz, A., Mohammed, M. S., Moustafa, M. A., & Özüygür, A. R. (2020). Seismic Design and Performance of Reinforced Concrete Special Moment Resisting Frames with Wall Dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-20.
- Di Sarno, L., & Elnashai, A. S. (2004). Seismic performance of retrofitted steel moment resisting frames. *WIT Transactions on The Built Environment*, 76.
- Di Sarno, L. (2013). Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response. *Engineering Structures*, 56, 673-681.
- Di Sarno, L., Magliulo, G., D'Angela, D., & Cosenza, E. (2019). Experimental assessment of the seismic performance of hospital cabinets using shake table

testing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(1), 103-123. DOI: 10.1002/eqe.3127.

Dynamic Isolation Systems, Inc. (DIS), (2009). "Viscous wall dampers: superior earthquake protection for flexible buildings". McCarran, NV: Dynamic Isolation Systems Inc. Accessed March 2018. http://www.dis-inc.com/pdf_files/DIS_VWD.pdf

European Committee for Standardization: Brussels (2004). "Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings". European Standard EN 1992-1-1: 2004".

European Committee for Standardization: Brussels (2004). "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. European Standard EN 1998-1:2004".

EHE-08 (2008). Instrucción del Hormigón Estructural. Secretaría Técnica General. Ministerio de Fomento.

Federal Emergency Management Agency (1996) "FEMA 273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings"; "FEMA 274, Commentary". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2000) "FEMA 349: Action Plan for Performance Based Seismic". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2000) "FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2006) "FEMA 445: Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2007) "FEMA 461: Interim Protocols for Determining Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components Through Laboratory Testing". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2010) "FEMA 577: Design Guide for Improving Hospital Safety in Earthquakes, Floods, and High Winds". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2012) "FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1-Methodology". FEMA: Washington DC.

Federal Emergency Management Agency (2012) "FEMA E-74: Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide". FEMA: Washington DC.

Filiatrault, A., & Sullivan, T. (2014). Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake

engineering. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(1), 17-46. DOI: 10.1007/S11803-014-0238-9.

Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering structures*, 23(8), 878-884.

Goltz, J. D. (Ed.). (1994). *The Northridge, California earthquake of January 17, 1994: general reconnaissance report*. National Centre for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.

Habieb, A. B., Valente, M., & Milani, G. (2019). Effectiveness of different base isolation systems for seismic protection: Numerical insights into an existing masonry bell tower. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 105752.

Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. (2006). "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets". *J Earthq Eng; Vol. 10, No. Spec01*, pp. 67-89.

Ho, C., Hadj-Hamou, T., Nilsson, M. (1995, 17 de Octubre). GIS based zonation of infrastructural damage related to seismically triggered landslide risk. En *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation* (pp. 142-149). Nantes: Ouest Editions.

Jacques, C. C., McIntosh, J., Giovinazzi, S., Kirsch, T. D., Wilson, T., & Mitrani-Reiser, J. (2014). Resilience of the Canterbury hospital system to the 2011 Christchurch earthquake. *Earthquake Spectra*, 30(1), 533-554.

Love, R., J. Newell, M. Sinclair, and Y. Chen (2012). Performance-based design of an essential hospital with supplemental viscous damping in a high seismic zone. *Proc., 15 World Conf. on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.

Maffei, J., & Bazzurro, P. (2004). The 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthquake Spectra*, 20(1_suppl), 1-22.

Manegotto, M., Pinto, P.E. (1973) "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending". *IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*; pp. 15-22.

Masi, A., Santarsiero, M., Gallipoli, M., Mucciarelli, V., Manfredi, A., Dusi, A., Stabile, T.A. (2013) Performance of the health facilities during the 2012 Emilia (Italy) earthquake and analysis of the Mirandola hospital case study. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12(5):2419-2443. DOI: 10.1007/s10518-013-9518-4.

- Mapas de sismicidad y peligrosidad (2015). Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. <http://www.ign.es/web/ign/portal/mapas-sismicidad>
- McIntosh, J. K., Jacques, C., Mitrani-Reiser, J., Kirsch, T. D., Giovinazzi, S., & Wilson, T. M. (2012). The impact of the 22nd February 2011 earthquake on Christchurch Hospital.
- Meisel PW (2001). Static Modeling of Equipment Acted on by Seismic Forces. *ASHRAE Transactions*, 107(1): 775-786.
- Miranda, E., Mosqueda, G., Retamales, R., & Pekcan, G. (2012). Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S453-S471.
- Miyazaki, M., F. Arima, Y. Kidata, and I. Hristov (1986). Earthquake response control design of buildings using viscous damping walls. Proc. of 1st East Asian Conference on Structural Engineering and Construction, 1882-91, Bangkok, Thailand.
- Moehle, J., Deierlein, G.G. (2004, 1-6 de Agosto). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. En *13th world conference on earthquake engineering*: (pp. 3812-3814). Vancouver, Canadá.
- Newell, J., J. Love, M. Sinclair, Y. N. Chen, and A. Kasalanati (2011). Seismic design of a 15 story hospital using viscous wall dampers. Proc. of Structures Congress, Las Vegas, NV, April 14-16-2011.
- NCSE (2002). Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación. Ministerio de Fomento.
- NFPA (2010). NFPA 13: automatic sprinkler systems handbook. National Fire Protection Association. Quincy, MA.
- Nikfar, F., & Konstantinidis, D. (2017). Shake table investigation on the seismic performance of hospital equipment supported on wheels/casters. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(2), 243-266. DOI: 10.1002/eqe.2789.
- Nikfar, F., & Konstantinidis, D. (2019). Experimental study on the seismic response of equipment on wheels and casters in base-isolated hospitals. *Journal of Structural Engineering*, 145(3), 04019001. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002266.
- Pekcan, G. (2003). Seismic Qualification Testing of Ergotron, Inc. Flat Panel ARMS Using AC156 Protocol, Technical Report No: CENT-03-0003, University of Nevada, Reno.
- Pekcan, G. (2006). Seismic Qualification Testing of Steris Corp Harmony Lux Advantage LA Surgical Lighting and Visualization System Using AC156 Protocol, Technical Report No: CENT-06-0003, University of Nevada, Reno.

- Pekcan, G. (2009). AC156 Seismic Qualification Testing of Toshiba Radrex X-Ray System, Technical Report No: CENT-09-0010. University of Nevada, Reno.
- Perrone, D., Calvi, P. M., Nascimbene, R., Fischer, E. C., & Magliulo, G. (2019). Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(10), 5655-5677. DOI:10.1007/s10518-018-0361-5.
- Petrone, C., Di Sarno, L., Magliulo, G., & Cosenza, E. (2017). Numerical modelling and fragility assessment of typical freestanding building contents. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(4), 1609-1633. DOI: 10.1007/s10518-016-0034-1.
- Pinho, R. and Elnashai, A.S. (2000). Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 406; 37(4), pp. 143-164.
- Phan LT and Taylor AV (1996). "State of the Art Report on Seismic Design Requirements for Nonstructural Building Components". *NISTIR 5857*. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD, 67 pp.
- Price, H. J., De Sortis, A., & Schotanus, M. (2012). Performance of the San Salvatore regional hospital in the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake spectra*, 28(1), 239-256. DOI: 10.1193/1.3673595.
- Retamales, R., Mosqueda, G., Filtrault, A., Reinhorn, A. (2011) "Testing protocol for experimental seismic qualification of distributed nonstructural systems". *Earthq Spectra* 27(3): 835-856. DOI:10.1193/1.3609868.
- SEAOC, V. (1995). Performance based seismic engineering of buildings. *Sacramento (CA): Structural Engineers Association of California, USA*.
- SeismoSoft Ltd. (2016) "SeismoStruct User Manual. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures". Pavia.
- Streletsky, N. S. (1947). Statistical Basis of the Safety Factor of Structures in Russian. *Stroyizdat Publ House, Moscow*.
- Tauby JR, Lloyd R, Nice T and Tünnissen J (1999). A Practical Guide to Seismic Restraint. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Inc., Atlanta, GA.
- Takagi, J., & Wada, A. (2019). Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 499-507.

Tian, Y., Filiatrault, A., & Mosqueda, G. (2014). Experimental seismic fragility of pressurized fire suppression sprinkler piping joints. *Earthquake Spectra*, 30(4), 1733-1748.

UBC (1964). Uniform Building Code, 6th ed., International Conference of Building Officials, Whittier Narrow, CA.

Villaverde R. (1997). Seismic Design of Secondary Structures: State-of-the-art. *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineering, 123(8): 1011-1019.

Villaverde, R. (2004). Seismic analysis and design of nonstructural elements. En *Earthquake Engineering* (pp. 1156-1220). CRC Press.

Yancey CWC and Camacho AA (1978). Aseismic Design of Building Service Systems: The State-of-the art. National Bureau of Standards Technical Note 970. Washington, DC.

Yang T.Y., Jack P. Moehle, Stojadinovic B. (2009). Performance Evaluation of Innovative Steel Braced Frames. University of California, Berkeley.

Yao, C., Tu L.Y. (2012) "The generation of earthquake damage probability curves for building facilities in Taiwan". Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons from the 2011 Great East Japan Earthquake.

Anexo 1. Estructura de los prototipos

En este anexo se detallan las plantas y alzados de los pórticos que conforman la estructura de los prototipos, así como las tablas que recogen el armado de vigas y pilares.

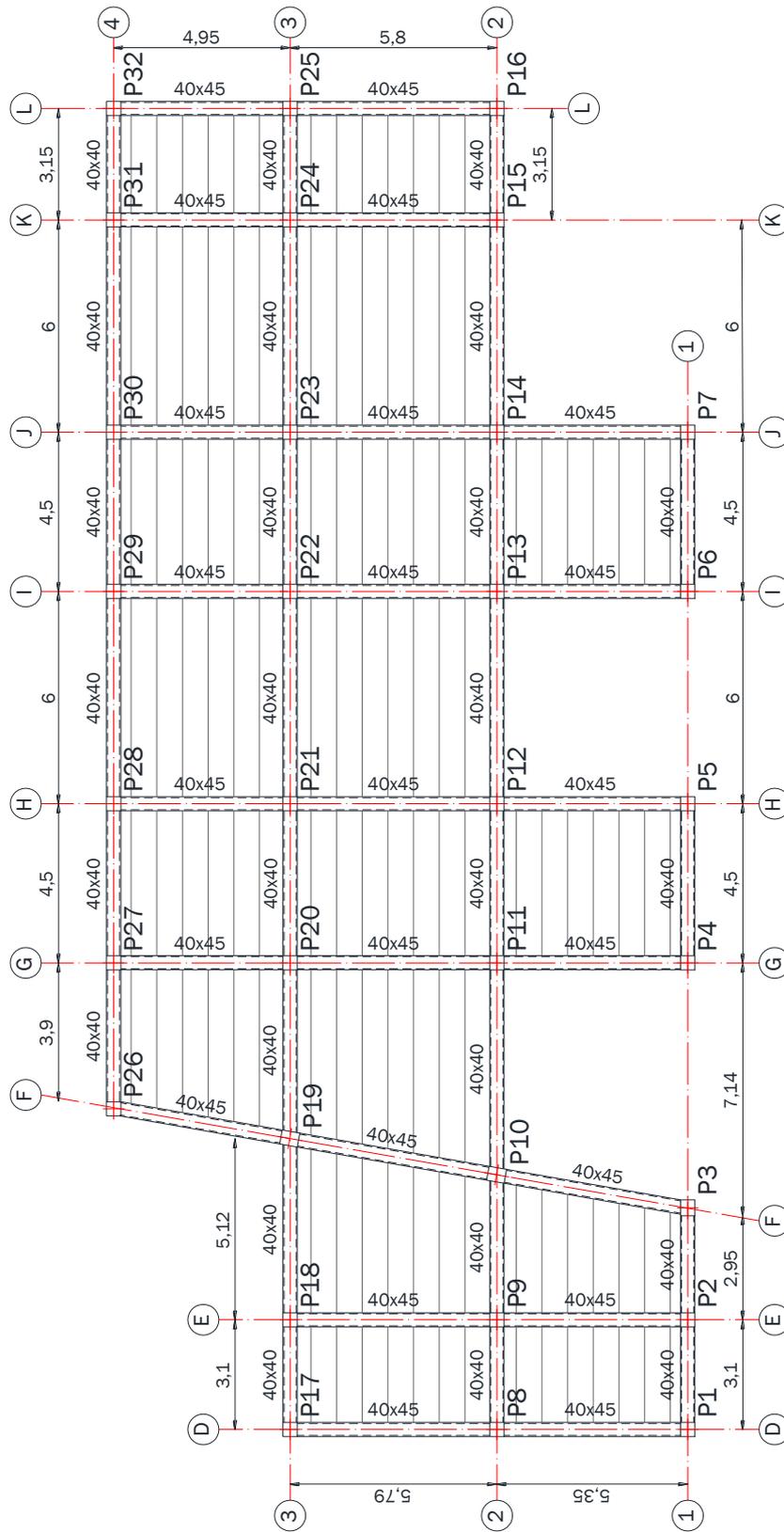


Figura A. 1: Prototipo P11. Planta tipo.

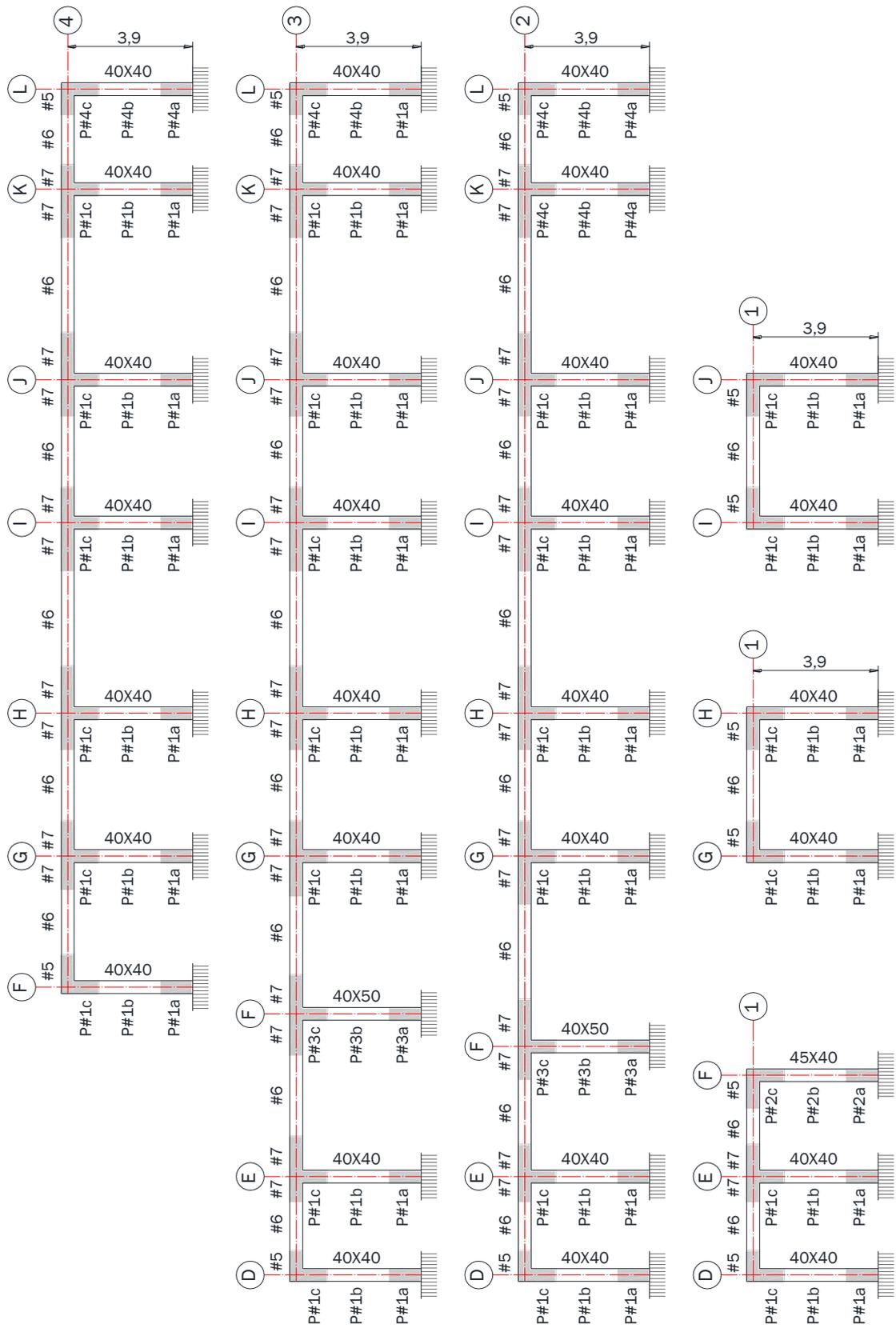


Figura A. 3: Prototipo P1I. Pórticos secundarios.

Armado de vigas del prototipo P1I							
Tipo de sección	Dimensiones		Barras			Estribos	
	Ancho (cm)	Canto (cm)	Armadura superior	Armadura inferior	Armadura de piel	Diámetro	Separación (cm)
#1	40	45	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	10
#2	40	45	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	17
#3	40	45	4Ø16+3Ø16	4Ø16+3Ø16	2Ø10	Ø8	10
#4	40	45	4Ø16+3Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	10
#5	40	40	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	10
#6	40	40	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	17
#7	40	40	4Ø16+2Ø16	4Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10

Tabla A. 1: Prototipo P1I. Armado de vigas.

Armado de pilares del prototipo P1I						
Tipo de sección	Dimensiones (cm)	Barras			Estribos	
		Esquina	Cara (X)	Cara (Y)	Diámetro	Separación (cm)
P1a	40x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	6
P1b	40x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	15
P1c	40x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	8
P2a	45x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	6
P2b	45x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	15
P2c	45x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	8
P3a	40x50	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	6
P3b	40x50	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	15
P3c	40x50	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	8
P4a	40x40	4Ø20	4Ø12	4Ø12	Ø8	6
P4b	40x40	4Ø20	4Ø12	4Ø12	Ø8	15
P4c	40x40	4Ø20	4Ø12	4Ø12	Ø8	8

Tabla A. 2: Prototipo P1I. Armado de pilares.

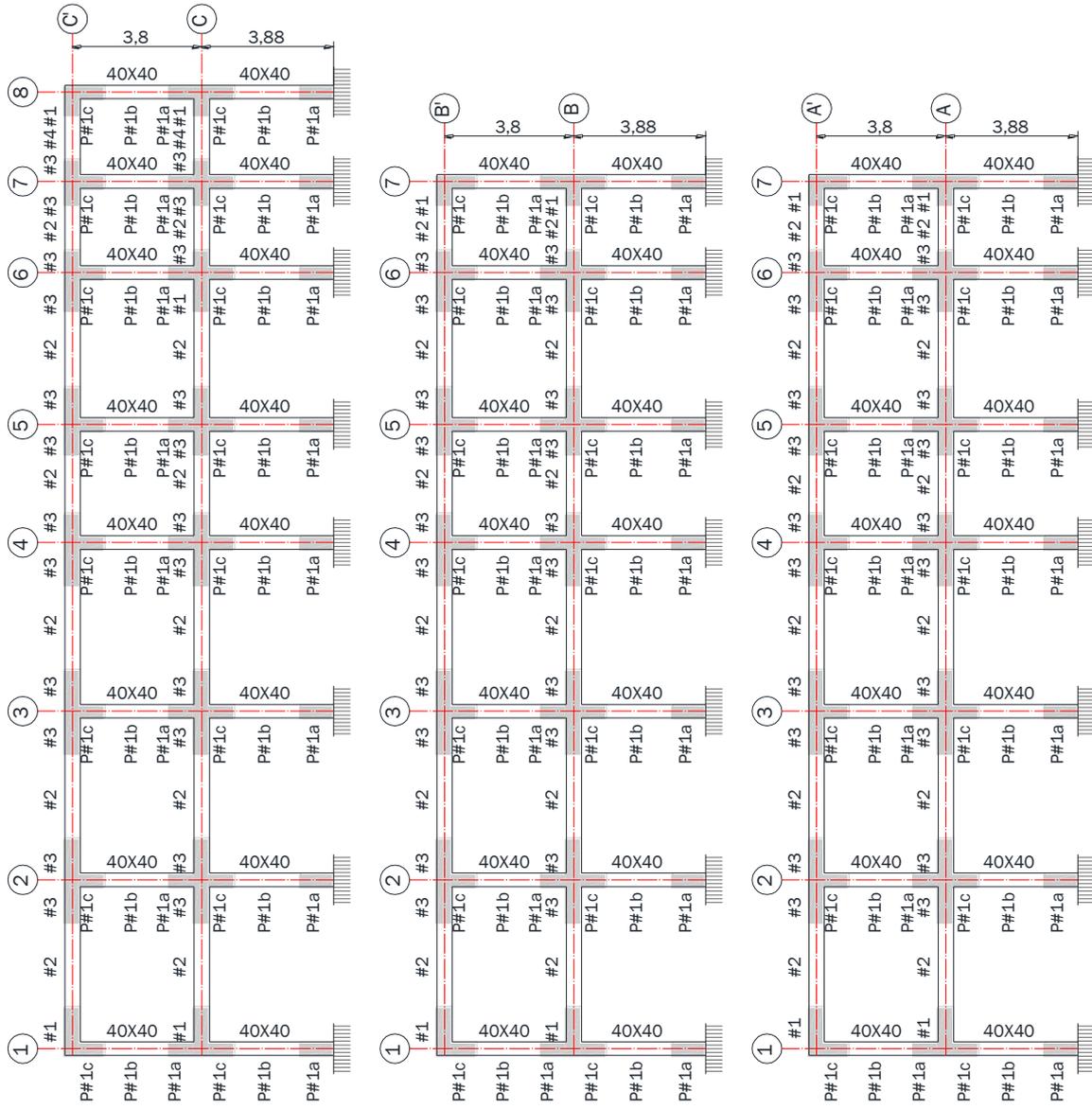


Figura A. 5: Prototipo P2I. Pórticos principales.

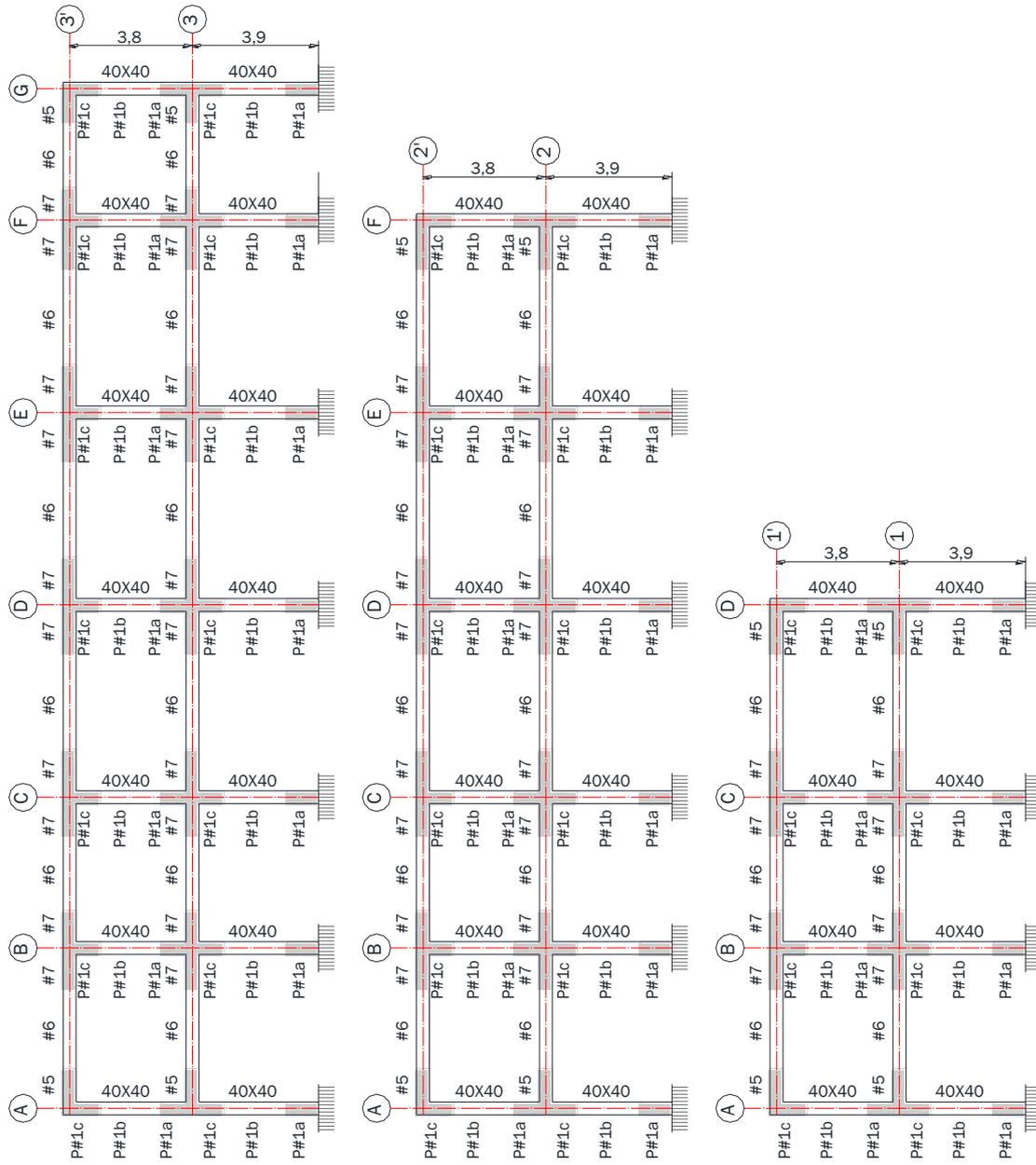


Figura A. 7: Prototipo P2I. Pórticos secundarios.

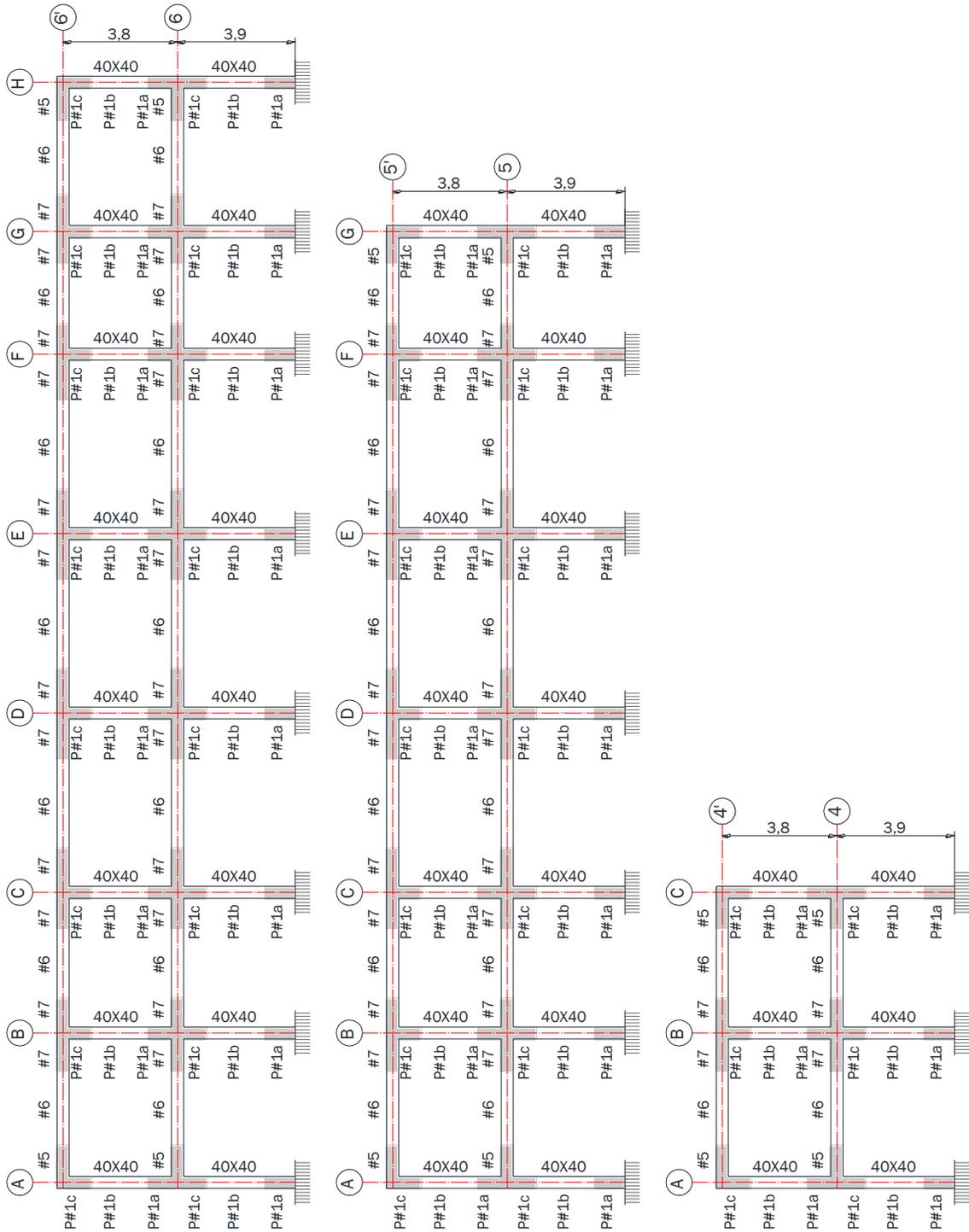


Figura A. 8: Prototipo P2I. Pórticos secundarios.

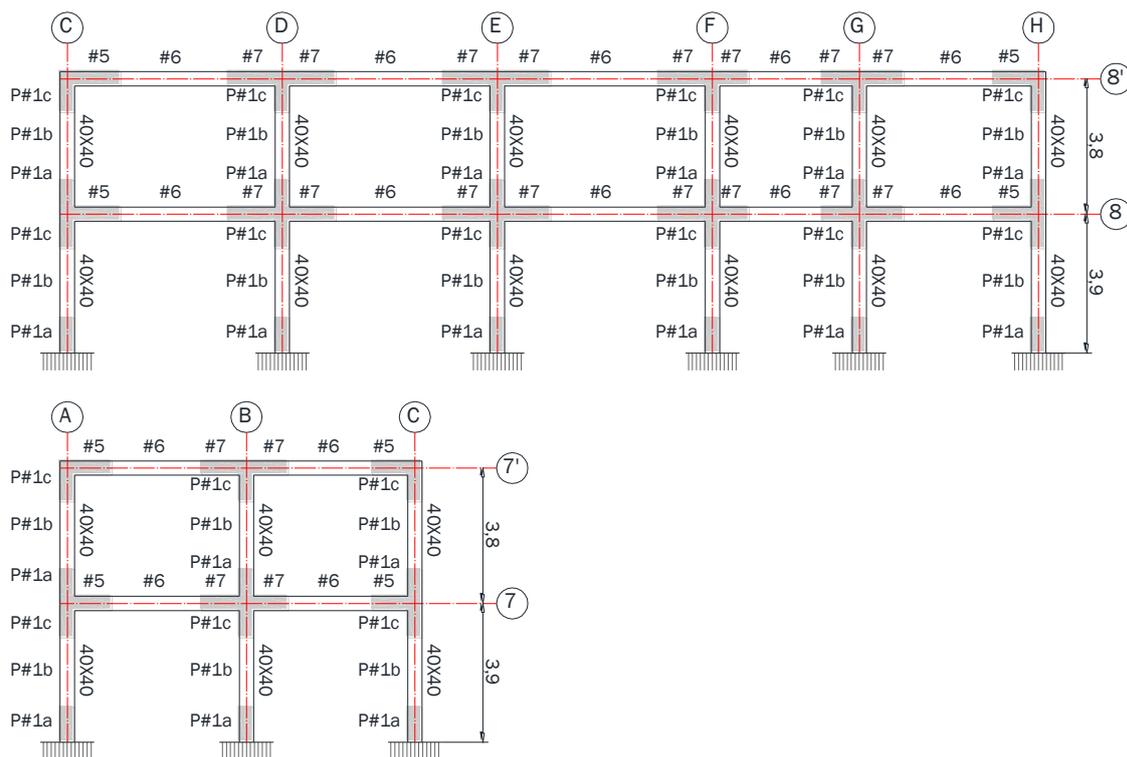


Figura A. 9: Prototipo P2I. Pórticos secundarios.

Armado de vigas del prototipo P2I							
Tipo de sección	Dimensiones		Barras			Estribos	
	Ancho (cm)	Canto (cm)	Armadura superior	Armadura inferior	Armadura de piel	Diámetro	Separación (cm)
#1	40	45	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	10
#2	40	45	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	17
#3	40	45	5Ø20+2Ø16	5Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10
#4	40	45	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	6
#5	40	40	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	17
#6	40	40	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	17
#7	40	40	5Ø20+2Ø16	5Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10

Tabla A. 3: Prototipo P2I. Armado de vigas.

Armado de pilares del prototipo P2I						
Tipo de sección	Dimensiones (cm)	Barras			Estribos	
		Esquina	Cara (X)	Cara (Y)	Diámetro	Separación (cm)
P1a	40x40	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	6
P1b	40x40	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	15
P1c	40x40	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	8

Tabla A. 4: Prototipo P2I. Armado de pilares.

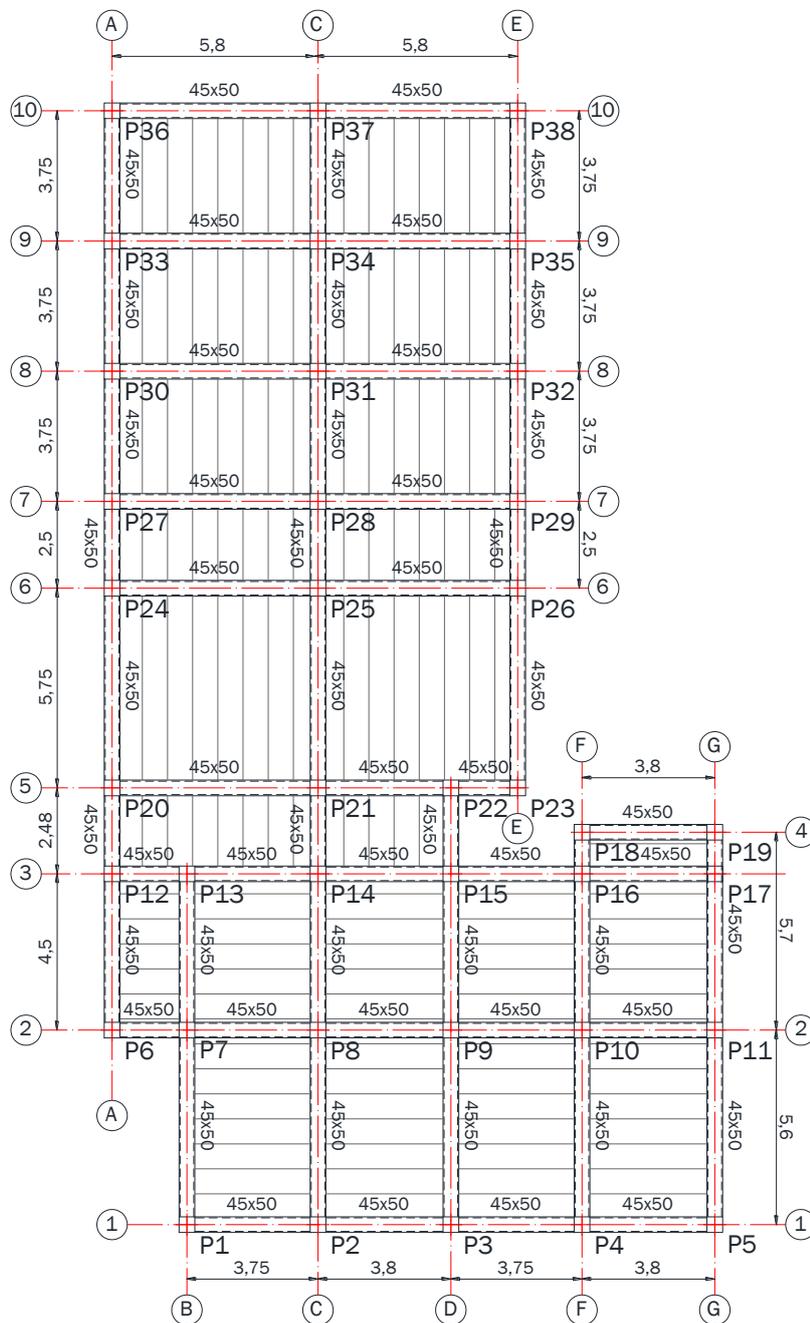


Figura A. 10: Prototipo P3I. Planta segunda.

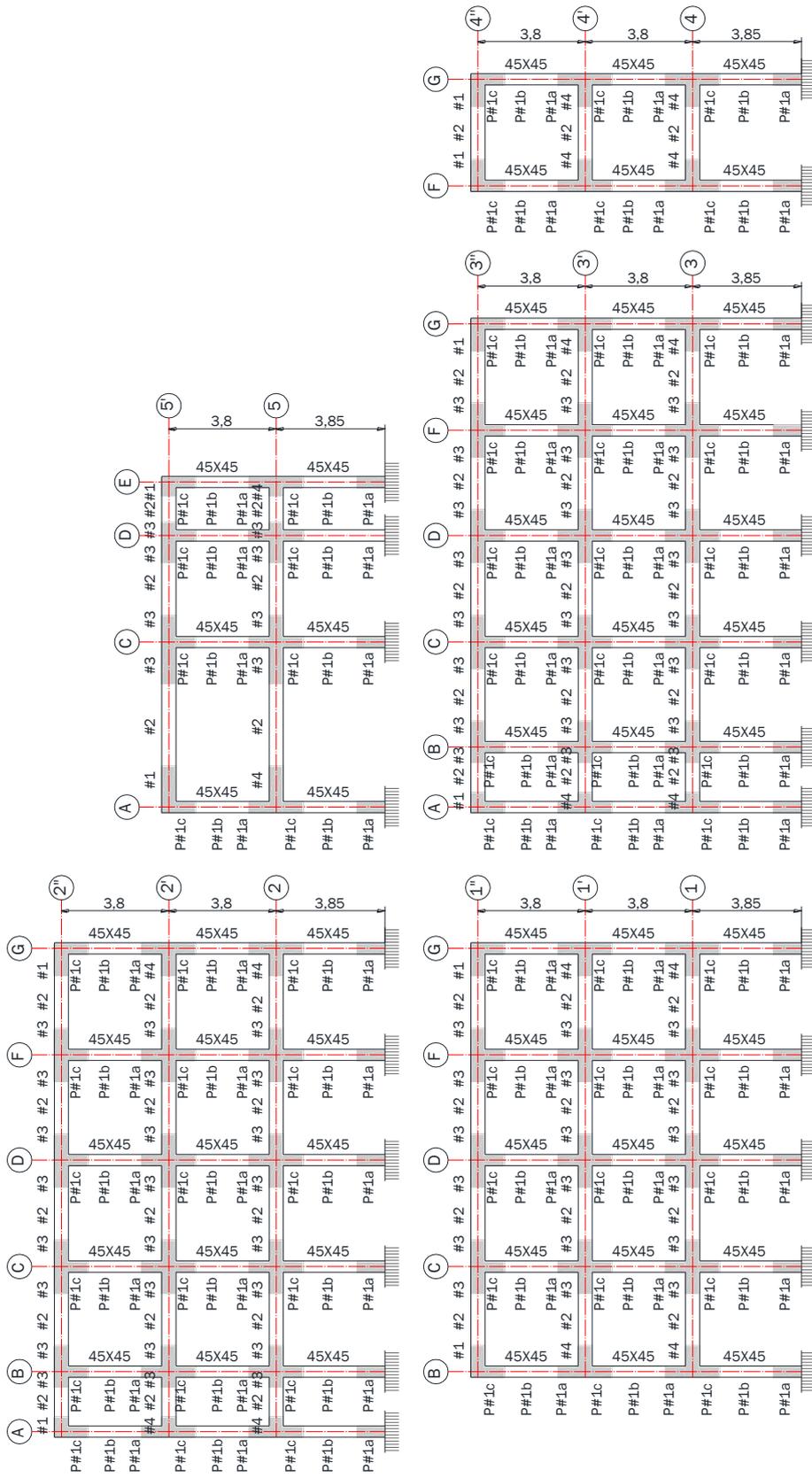


Figura A. 11: Prototipo P31. Pórticos principales.

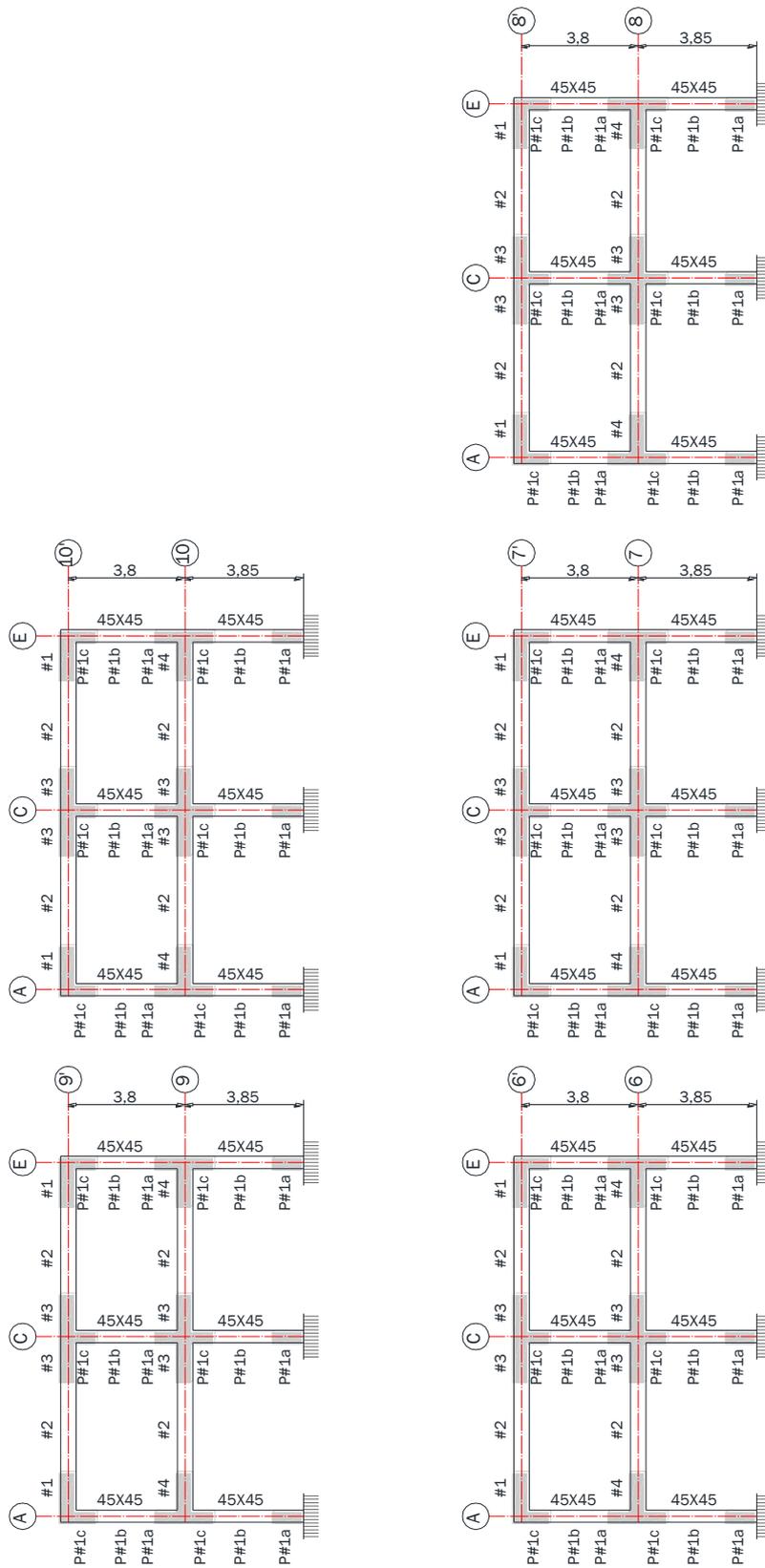


Figura A. 12: Prototipo P31. Pórticos principales.

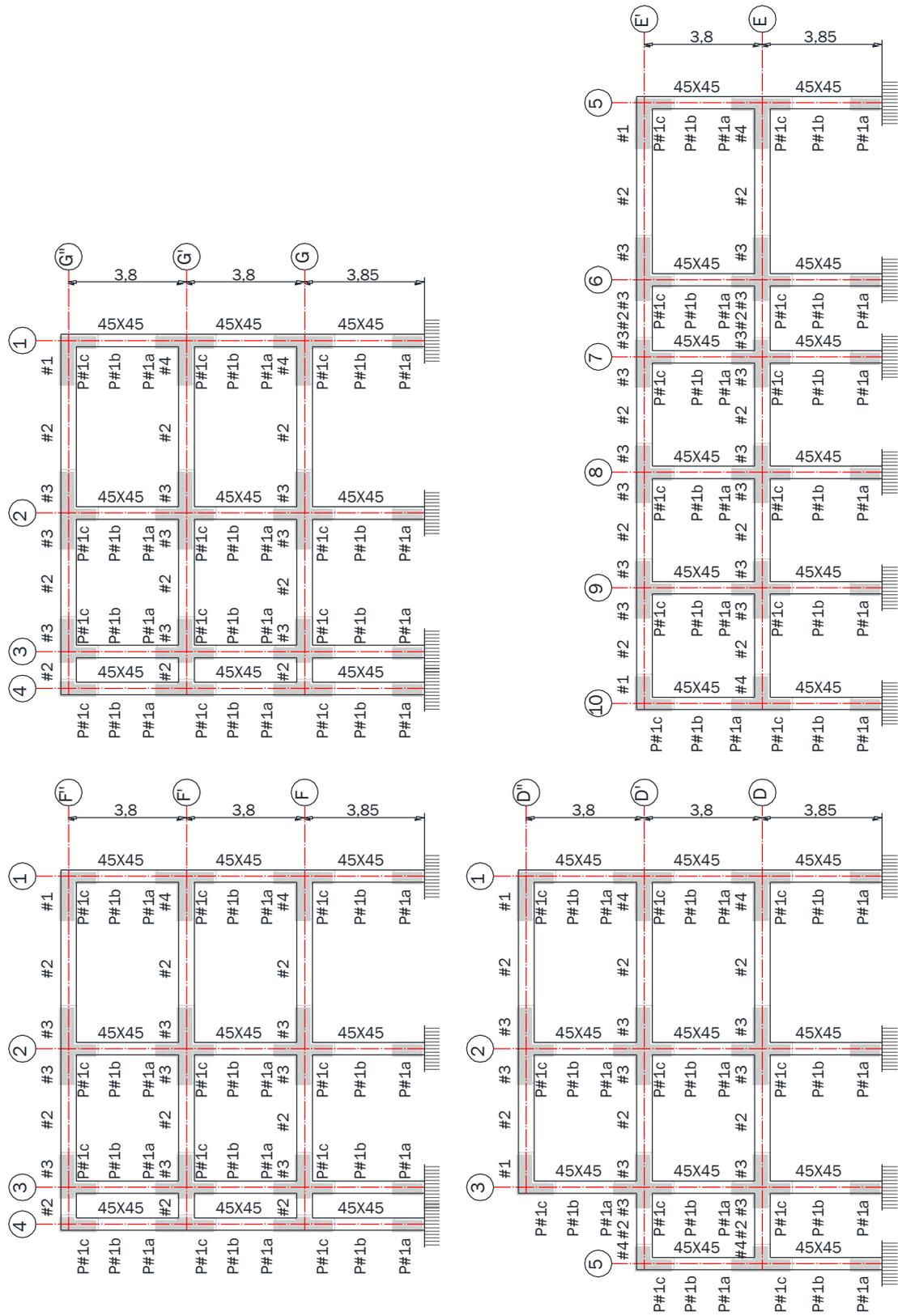


Figura A. 14: Prototipo P3I. Pórticos secundarios.

Armado de vigas del prototipo P3I							
Tipo de sección	Dimensiones		Barras			Estribos	
	Ancho (cm)	Canto (cm)	Armadura superior	Armadura inferior	Armadura de piel	Diámetro	Separación (cm)
#1	45	50	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	10
#2	45	50	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	25
#3	45	50	5Ø20+3Ø16	5Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10
#4	45	50	5Ø20+3Ø16	5Ø20	2Ø10	Ø8	10

Tabla A. 5: Prototipo P3I. Armado de vigas.

Armado de pilares del prototipo P3I						
Tipo de sección	Dimensiones (cm)	Barras			Estribos	
		Esquina	Cara (X)	Cara (Y)	Diámetro	Separación (cm)
P1a	45x45	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	6
P1b	45x45	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	15
P1c	45x45	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	8

Tabla A. 6: Prototipo P3I. Armado de pilares.

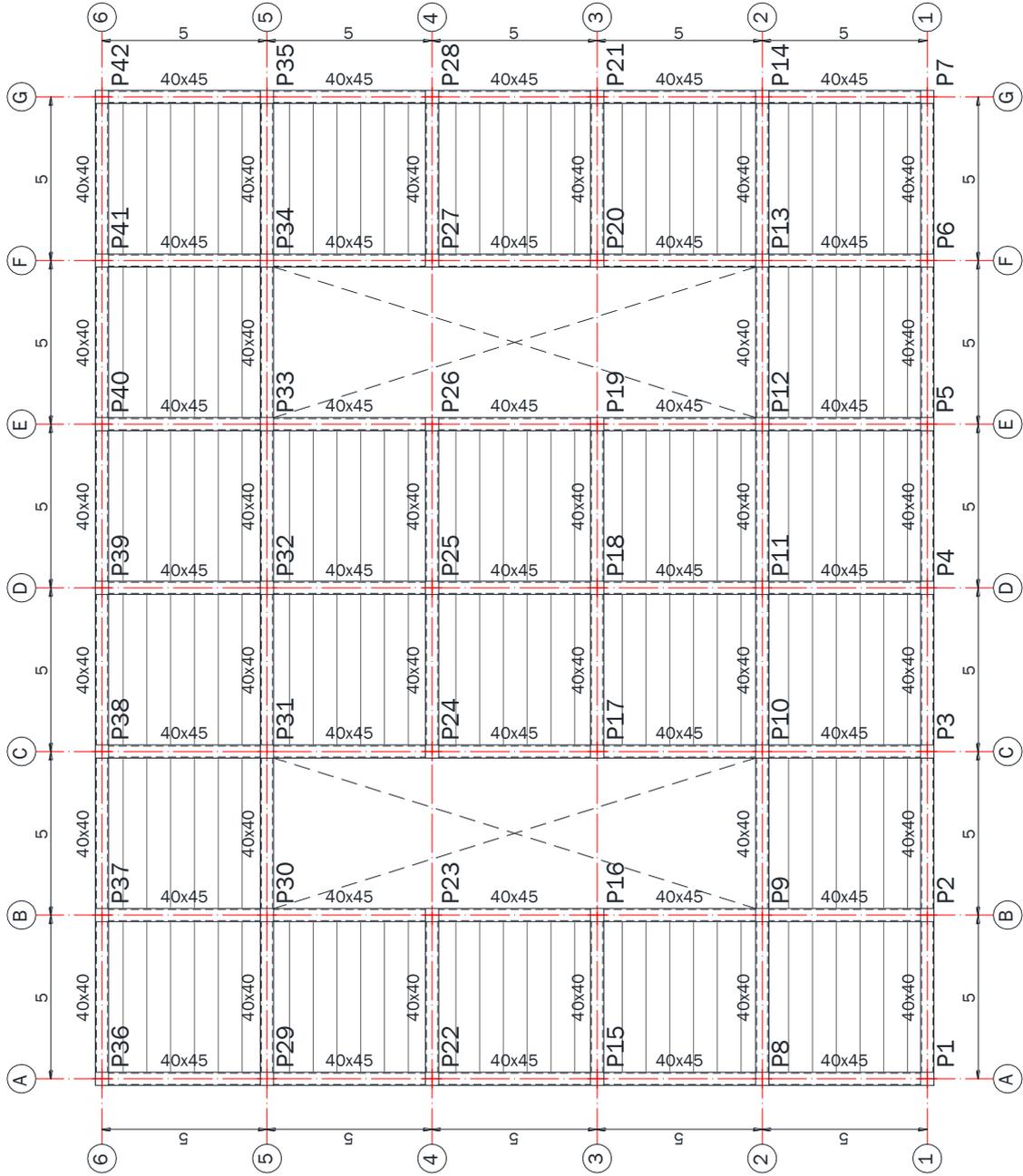


Figura A. 15: Prototipo P1R. Planta tipo.

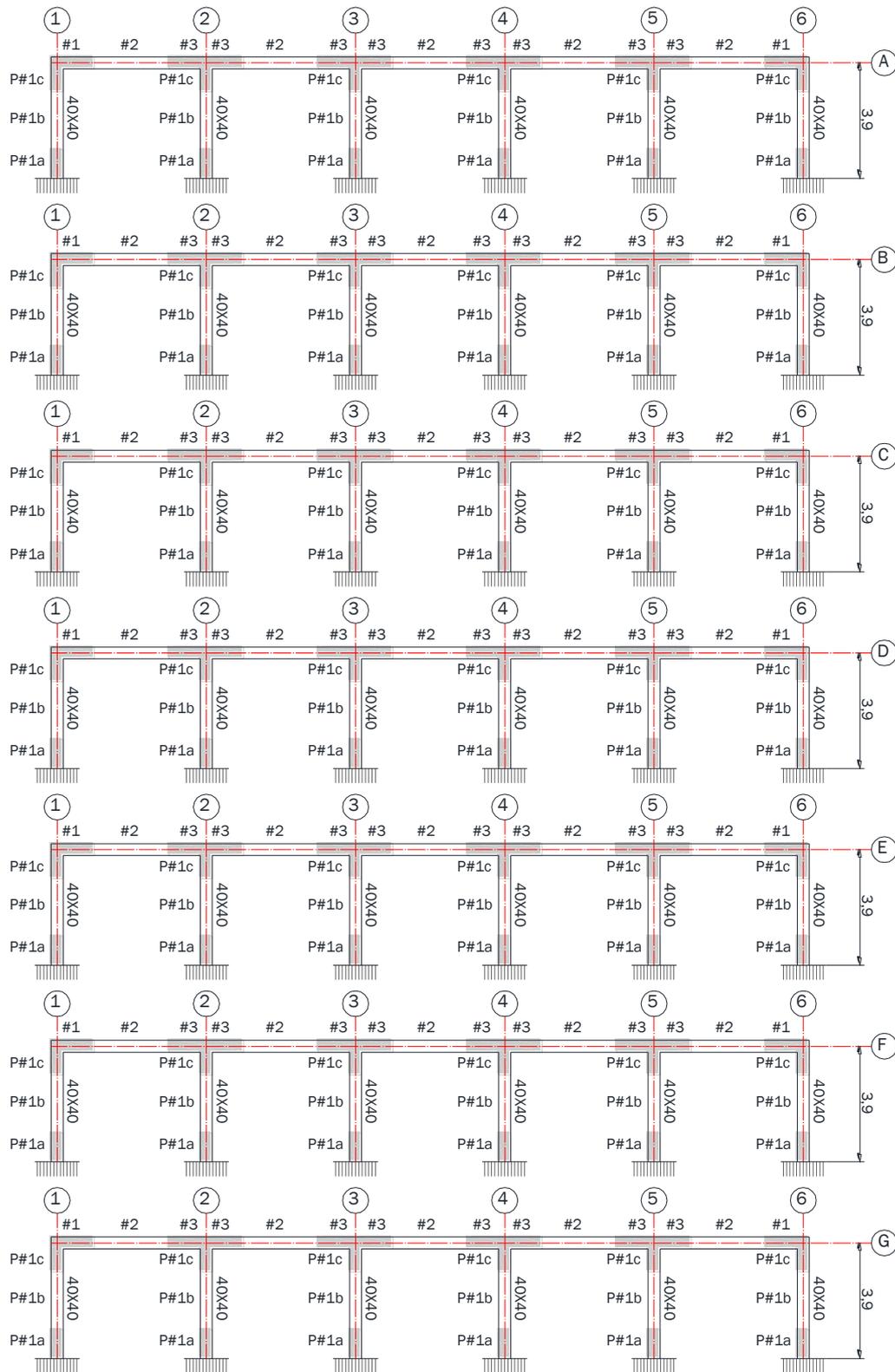


Figura A. 16: Prototipo P1R. Pórticos principales.

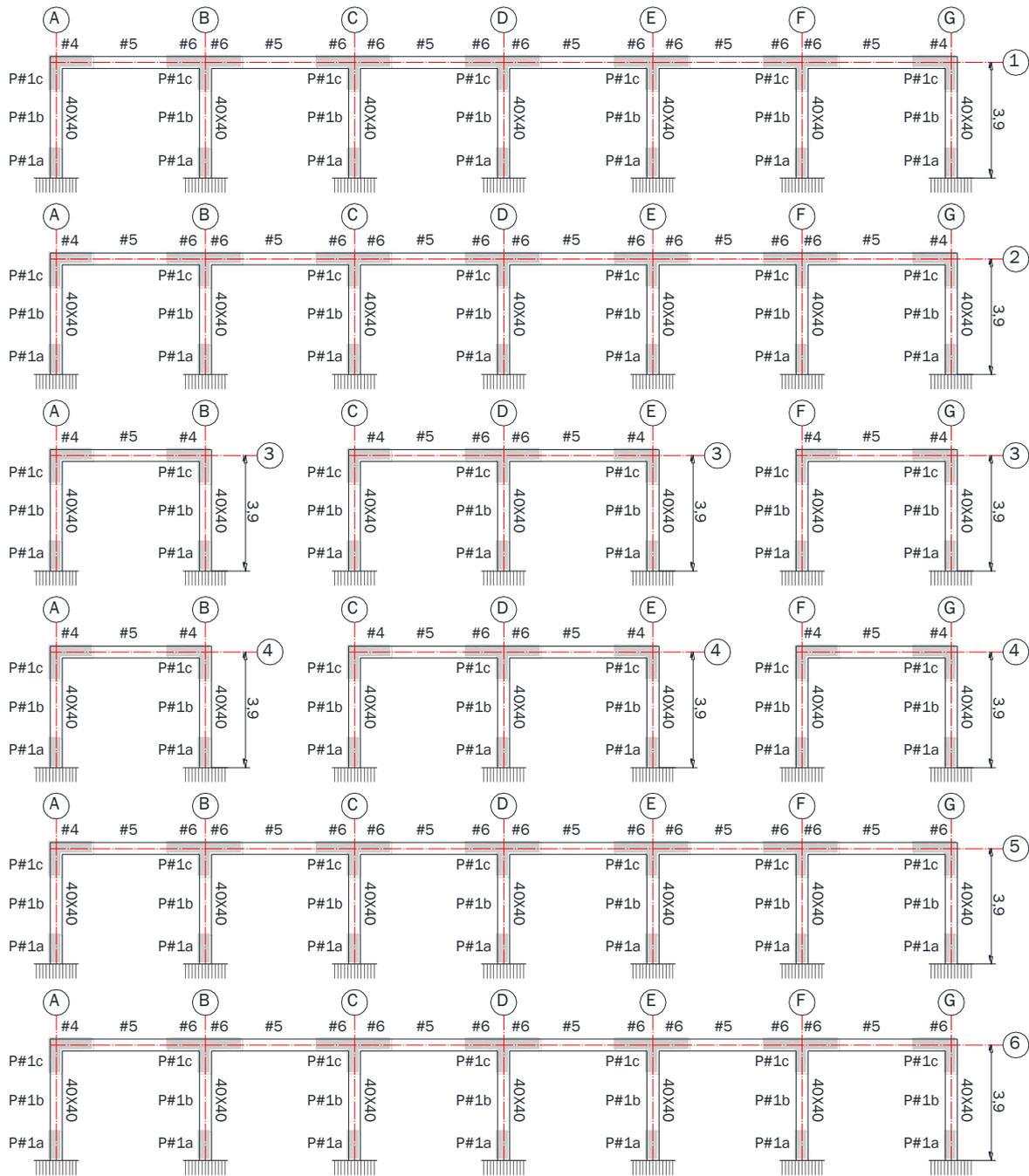


Figura A. 17: Prototipo P1R. Pórticos secundarios.

Armado de vigas del prototipo P1R							
Tipo de sección	Dimensiones		Barras			Estribos	
	Ancho (cm)	Canto (cm)	Armadura superior	Armadura inferior	Armadura de piel	Diámetro	Separación (cm)
#1	40	45	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	10
#2	40	45	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	17
#3	40	45	4Ø16+3Ø16	4Ø20+3Ø16	2Ø10	Ø8	10
#4	40	40	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	10
#5	40	40	4Ø16	4Ø20	2Ø10	Ø8	17
#6	40	40	4Ø16+2Ø16	4Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10

Tabla A. 7: Prototipo P1R. Armado de vigas.

Armado de pilares del prototipo P1R						
Tipo de sección	Dimensiones (cm)	Barras			Estribos	
		Esquina	Cara (X)	Cara (Y)	Diámetro	Separación (cm)
P1a	40x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	6
P1b	40x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	15
P1c	40x40	4Ø20	6Ø12	6Ø12	Ø8	8

Tabla A. 8: Prototipo P1R. Armado de pilares.

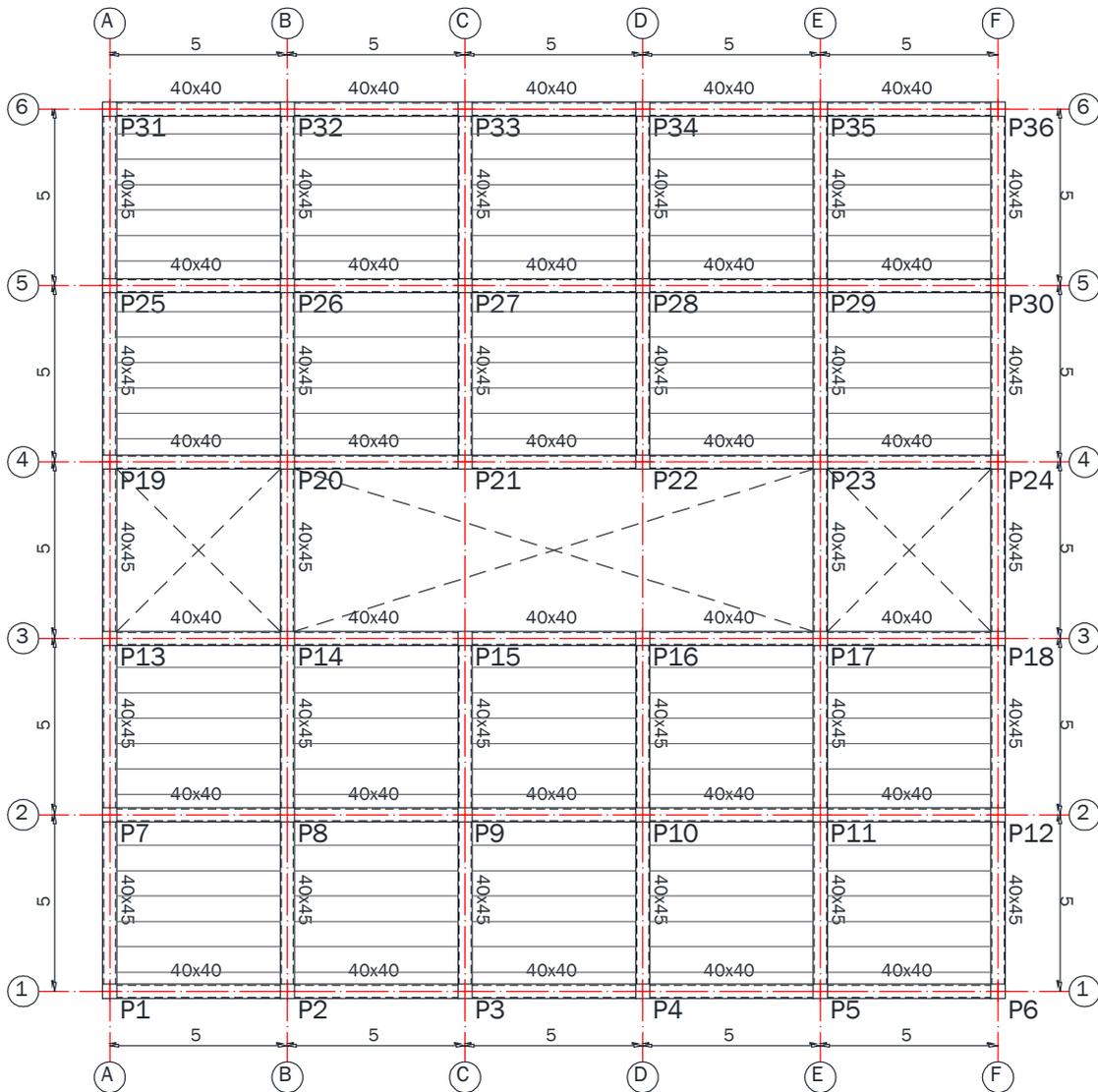


Figura A. 18: Prototipo P2R. Planta tipo.

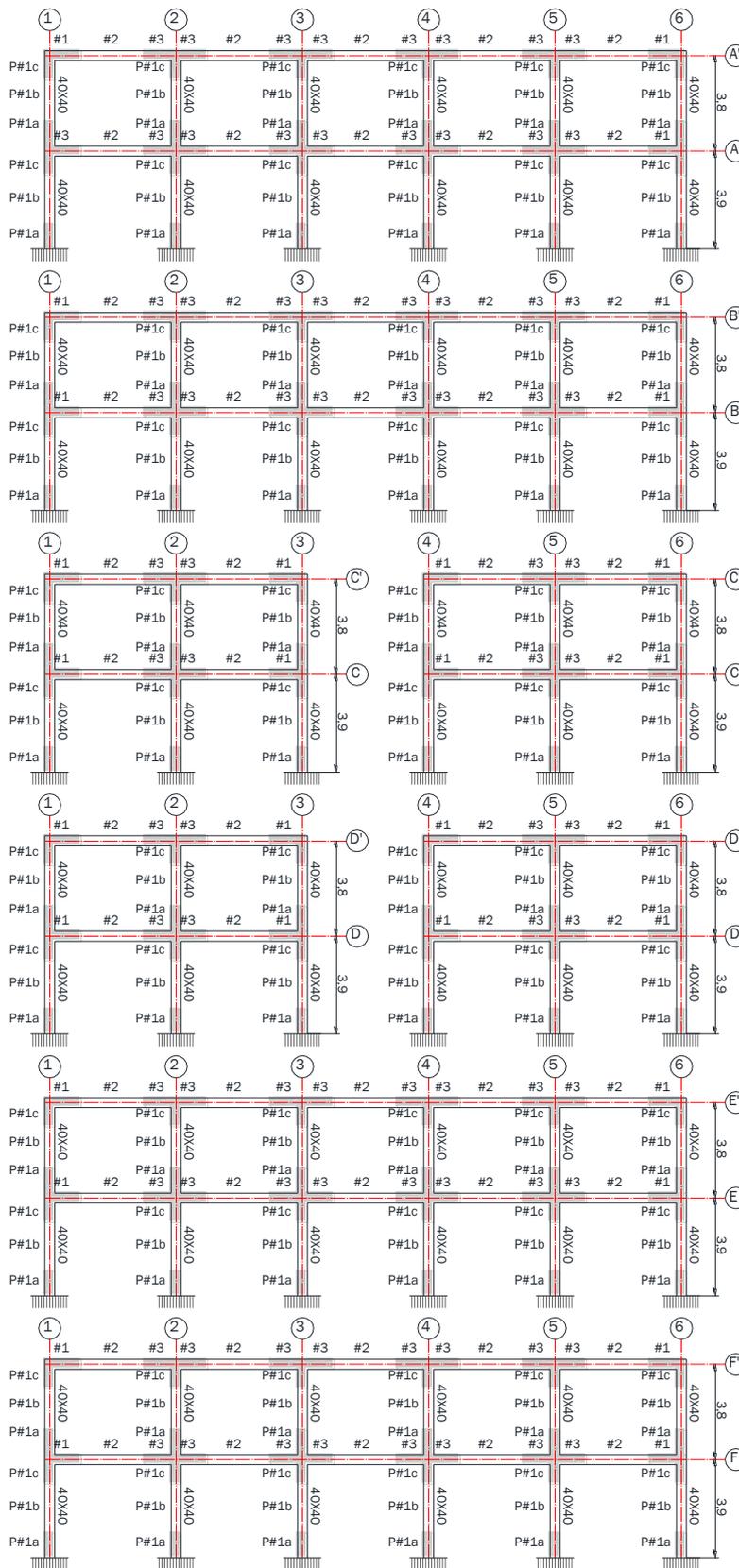


Figura A. 19: Prototipo P2R. Pórticos principales.

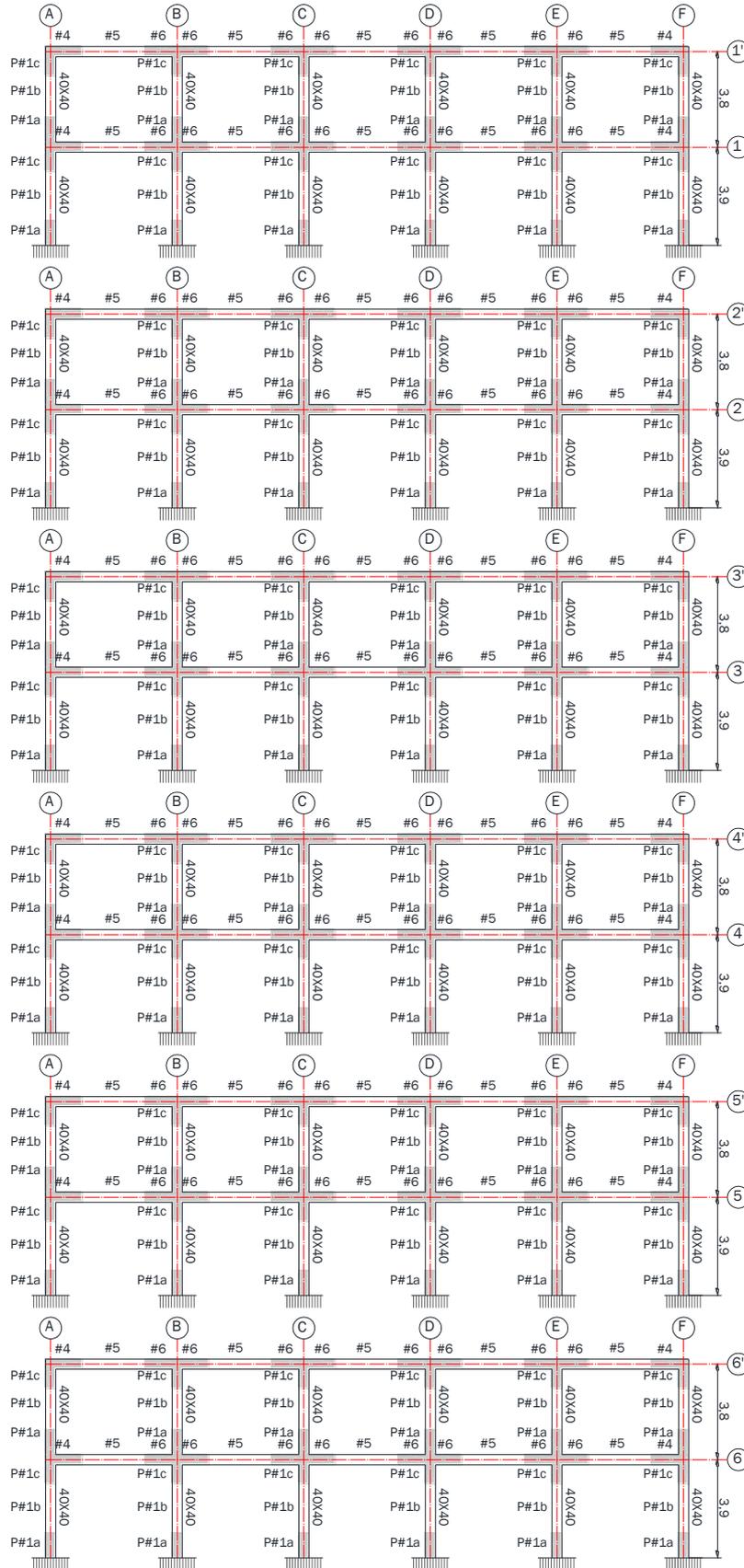


Figura A. 20: Prototipo P2R. Pórticos secundarios.

Armado de vigas del prototipo P2R							
Tipo de sección	Dimensiones		Barras			Estribos	
	Ancho (cm)	Canto (cm)	Armadura superior	Armadura inferior	Armadura de piel	Diámetro	Separación (cm)
#1	40	45	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	10
#2	40	45	5Ø20	5Ø20	2Ø10	Ø8	17
#3	40	45	5Ø20+2Ø16	5Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10
#4	40	40	4Ø20	4Ø20	2Ø10	Ø8	10
#5	40	40	4Ø20	4Ø20	2Ø10	Ø8	17
#6	40	40	4Ø20+2Ø16	4Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10

Tabla A. 9: Prototipo P2R. Armado de vigas.

Armado de pilares del prototipo P2R						
Tipo de sección	Dimensiones (cm)	Barras			Estribos	
		Esquina	Cara (X)	Cara (Y)	Diámetro	Separación (cm)
P1a	40x40	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	6
P1b	40x40	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	15
P1c	40x40	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	8

Tabla A. 10: Prototipo P2R. Armado de pilares.

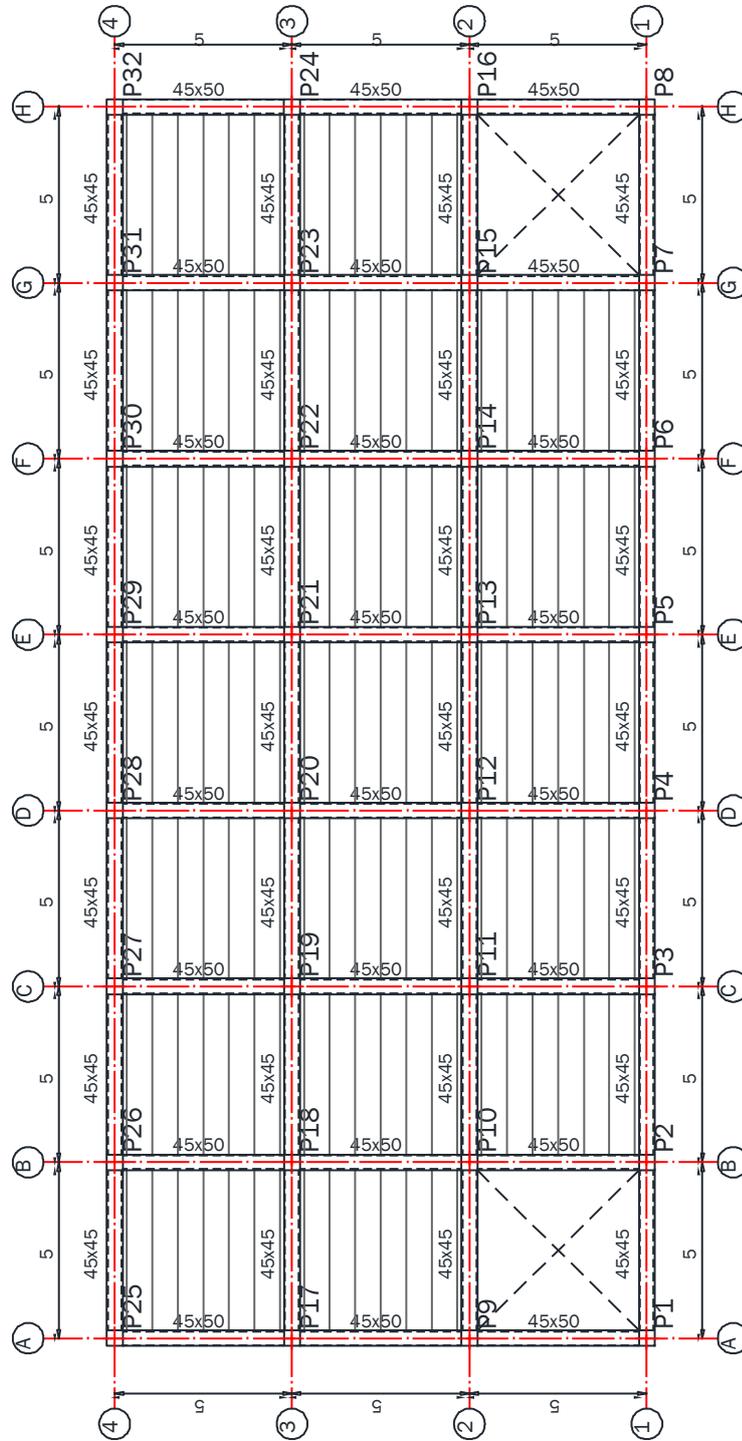


Figura A. 21: Prototipo P3R. Planta tipo.

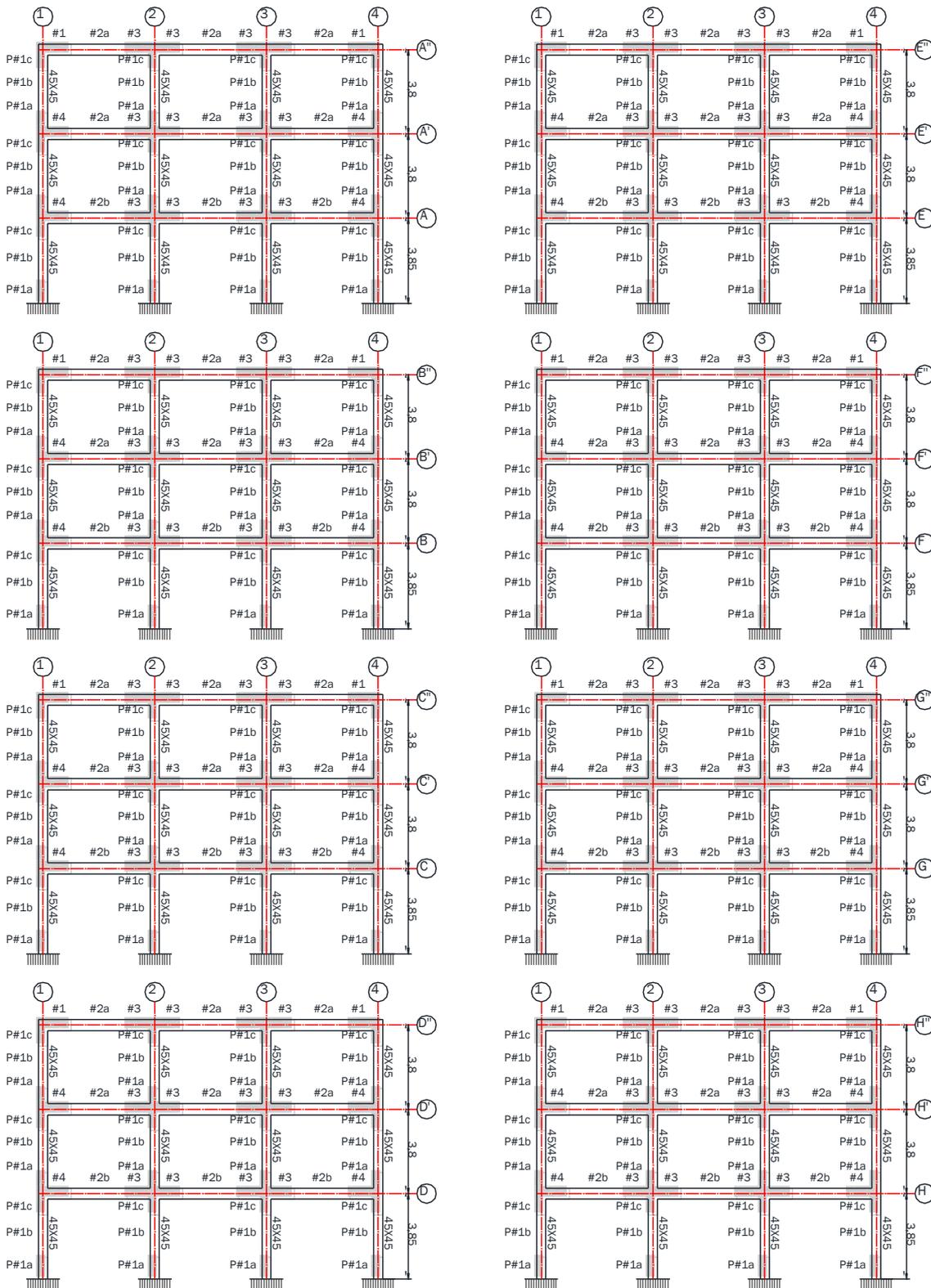


Figura A. 22: Prototipo P3R. Pórticos principales.

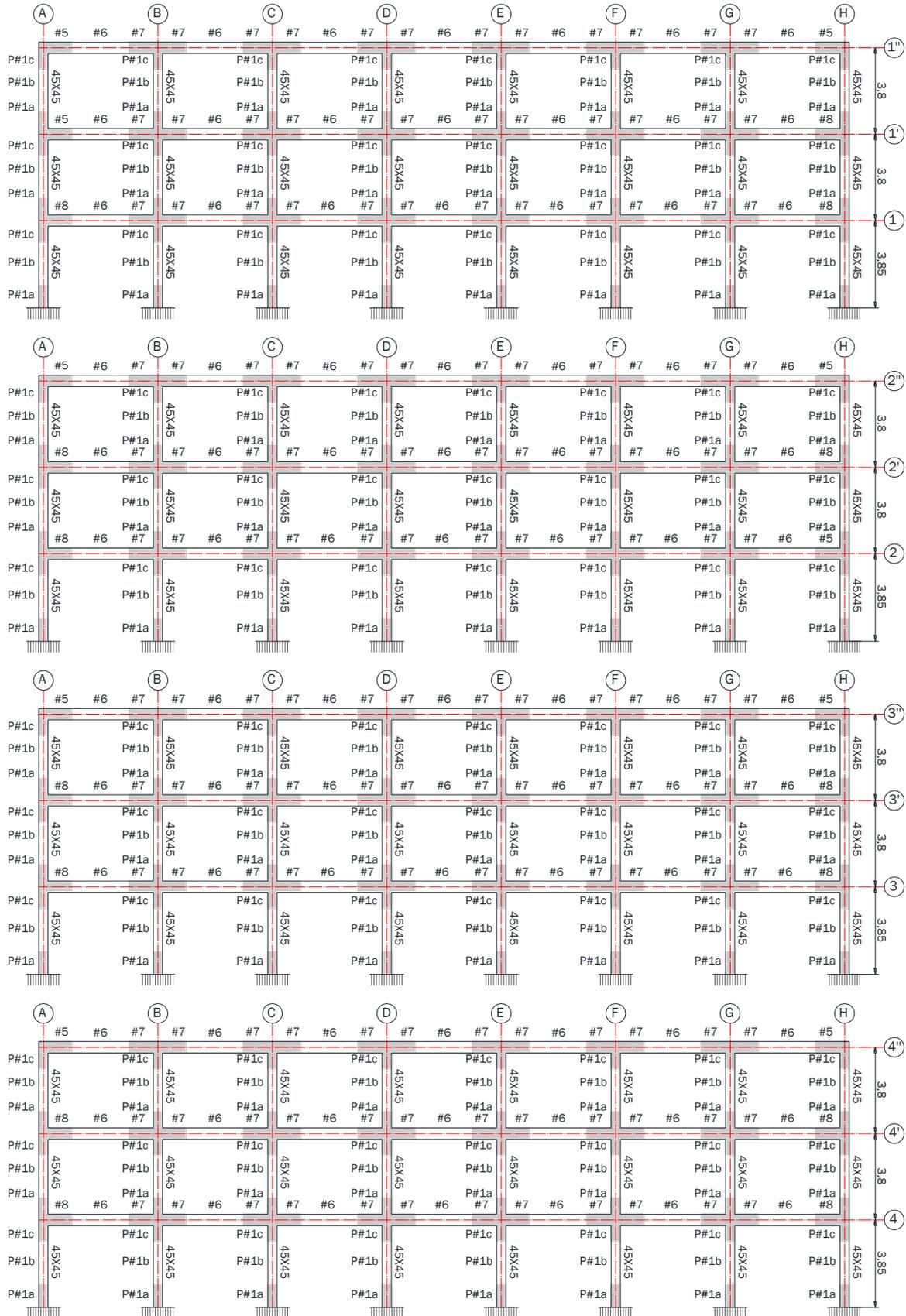


Figura A. 23: Prototipo P3R. Pórticos secundarios.

Armado de vigas del prototipo P3R							
Tipo de sección	Dimensiones		Barras			Estribos	
	Ancho (cm)	Canto (cm)	Armadura superior	Armadura inferior	Armadura de piel	Diámetro	Separación (cm)
#1	45	50	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	10
#2a	45	50	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	25
#2b	45	50	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	10
#3	45	50	5Ø20+3Ø16	5Ø20+2Ø16	2Ø10	Ø8	10
#4	45	50	5Ø20+3Ø16	5Ø20	2Ø10	Ø8	10
#5	45	45	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	10
#6	45	45	5Ø20	5Ø25	2Ø10	Ø8	22
#7	45	45	5Ø20+3Ø16	5Ø25+2Ø16	2Ø10	Ø8	10
#8	45	45	5Ø20+3Ø16	5Ø25	2Ø10	Ø8	10

Tabla A. 11: Prototipo P3R. Armado de vigas.

Armado de pilares del prototipo P3R						
Tipo de sección	Dimensiones (cm)	Barras			Estribos	
		Esquina	Cara (X)	Cara (Y)	Diámetro	Separación (cm)
P1a	45x45	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	6
P1b	45x45	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	15
P1c	45x45	4Ø25	6Ø20	6Ø20	Ø8	8

Tabla A. 12: Prototipo P3R. Armado de pilares.

Anexo 2. Programas de cálculo desarrollados

En este anexo se exponen los programas de cálculo que se han desarrollado en formato Matlab para esta tesis, con objeto de llevar a cabo la evaluación probabilística de las prestaciones sismorresistentes de los prototipos representativos de edificios sanitarios. Por medio de estos programas de cálculo se determinan las curvas de fragilidad, se cuantifican los niveles de daño que sufre el edificio en elementos estructurales y no estructurales, probabilidad de que ocurra un determinado nivel de daños, así como la cuantificación de los daños en términos de costes de reparación y la probabilidad de que se alcance un determinado umbral de costes de reparación.

A.2.1. Programa “cdfRyO_conjuntas.m”

Asumiendo que los valores de los DP siguen una distribución logarítmico-normal, la respuesta estructural puede expresarse con las funciones de distribución acumulada (CDF) para la deriva entre plantas y para la aceleración de planta que muestran la probabilidad de no excedencia P de los parámetros de respuesta d_{ui} y a_i . Este programa de cálculo genera las curvas CDF a partir de las matrices de los parámetros de la demanda obtenidos del análisis no lineal

```

%=====
% PROGRAMA PARA CALCULAR LAS CDF LOGNORMALES AJUSTADAS A MATRIZEDP      %
%-----
% Los parámetros que necesita son:                                     %
%                               * matrizedp                             %
%-----
%=====

%=====
%=====
clear all;clc;
clear
%%tenemos 3 edp y hemos analizado 5 casos

%%partimos de una matriz de edp

matrizedpR= load('matrizedpRaro.txt');

matrizedpR(:,1)=matrizedpR(:,1);
matrizedpR(:,2)=matrizedpR(:,2);
matrizedpR(:,3)=matrizedpR(:,3);

dummyR=log (matrizedpR);
mediaR= mean (dummyR);
desvR = std (dummyR);

%=====
%(du1) Sismo Raro
%=====

ejeX1_R=[0:0.01:4]';
CDFu1_R = logncdf ( ejeX1_R, mediaR(1), desvR(1) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

%=====
%(ag) Sismo Raro
%=====

ejeX2_R=[0:0.01:2]';
CDFu2_R = logncdf ( ejeX2_R, mediaR(2), desvR(2) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

%=====
%(a1) Sismo Raro
%=====

ejeX3_R=[0:0.01:2]';
CDFu3_R = logncdf ( ejeX3_R, mediaR(3), desvR(3) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

%=====
%=====

```

```

%=====
%=====

%%tenemos 7 edp y hemos analizado 8 casos

%%partimos de una matriz de edp

matrizedp0= load('matrizedpOcasional.txt');

matrizedp0(:,1)=matrizedp0(:,1);
matrizedp0(:,2)=matrizedp0(:,2);
matrizedp0(:,3)=matrizedp0(:,3);

dummy0= log (matrizedp0);
media0=mean (dummy0);
desv0 = std (dummy0);

%=====
%(du1) Sismo Ocasional
%=====

ejeX1_O=[0:0.01:4]';
CDFu1_O = logncdf ( ejeX1_O, media0(1), desv0(1) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

%=====
%(ag) Sismo Ocasional
%=====

ejeX2_O=[0:0.01:2]';
CDFu2_O = logncdf ( ejeX2_O, media0(2), desv0(2) ) ;
%%Añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

%=====
%(a1) Sismo Ocasional
%=====

ejeX3_O=[0:0.01:2]';
CDFu3_O = logncdf ( ejeX3_O, media0(3), desv0(3) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

%=====
%-----
%-----
%-----

%Representación curvas cdf de Sismos Raro y Ocasional

%-----
%-----
%-----

```

```

%-----
%Representación cdf lognormal (du)
%-----

figure(1)
hold on
plot (ejeX1_R,CDFu1_R,'-', 'Color',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631],...
      'MarkerFaceColor',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631], 'MarkerSize',5, 'LineWidth',4);%Rojo

plot (ejeX1_O,CDFu1_O,'--', 'Color',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631],...
      'MarkerFaceColor',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631], 'MarkerSize',5, 'LineWidth',2);%Rojo

hold off
xlabel('$du [%]', 'Fontname','Arial','FontSize',12, 'fontweight', 'b')
ylabel('P(du<=$du)', 'Fontname','Arial','FontSize',12, 'fontweight', 'b')
set(gca, 'XTick',[0 1 2 3 4]);
set(gca, 'YTick',[0 0.25 0.5 0.75 1]);
set(gca, 'fontsize', 12); %Cambia el tamaño de la letra de los ejes x e y.
legend('du_1 RARE','du_1 OCCAS');
set(legend, 'Location','East');

%Para definir el tipo de línea y color del grid
%-----

%# capture handle to current figure and axis
hFig = gcf;
hAx1 = gca;

%# create a second transparent axis, as a copy of the first
hAx2 = copyobj(hAx1,hFig);
delete( get(hAx2, 'Children') )
set(hAx2, 'Color','none', 'Box','on', ...
      'XGrid','off', 'YGrid','off')

set(hAx1, 'XColor',[0.7 0.7 0.7], 'YColor',[0.7 0.7 0.7], ...%escala de
colores entre 0 y 1 (0->negro; 1->blanco)
      'XGrid','on', 'YGrid','on', 'GridLineStyle','-', ...
      'XTickLabel',[], 'YTickLabel',[]);
xlabel(hAx1, ''), ylabel(hAx1, ''), title(hAx1, '')

linkaxes([hAx1 hAx2], 'xy');

%close
%%cdfplot (matrizedp(:,1))

%-----
%Representación cdf lognormal (a)
%-----

figure(2)
hold on
plot (ejeX2_R,CDFu2_R,'-', 'Color',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631],...

```

```

    'MarkerFaceColor',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631],'MarkerSize',5,'LineWidth',4);%Rojo
plot (ejeX3_R,CDFu3_R,'-', 'Color',[0.00392156885936856 0.00392156885936856
0.00392156885936856],...
    'MarkerFaceColor',[0.00392156885936856 0.00392156885936856
0.00392156885936856],'MarkerSize',5,'LineWidth',4);%Negro

plot (ejeX2_O,CDFu2_O,'--','Color',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631],...
    'MarkerFaceColor',[0.968627452850342 0.0392156876623631
0.0392156876623631],'MarkerSize',5,'LineWidth',2);%Rojo
plot (ejeX3_O,CDFu3_O,'--','Color',[0.00392156885936856 0.00392156885936856
0.00392156885936856],...
    'MarkerFaceColor',[0.00392156885936856 0.00392156885936856
0.00392156885936856],'MarkerSize',5,'LineWidth',2);%Negro

hold off
xlabel('$a [g]','Fontname','Arial','FontSize',12,'fontweight','b')
ylabel('P(a<=$a)','Fontname','Arial','FontSize',12,'fontweight','b')
set(gca,'fontsize',12); %Cambia el tamaño de la letra de los ejes x e y.
set(gca,'XTick',[0 0.5 1 1.5 2]);
set(gca,'YTick',[0 0.25 0.5 0.75 1]);
legend('a_g RARE','a_l RARE',...
    'a_g OCCAS','a_l OCCAS');
set(legend,'Location','SouthEast');

%Para definir el tipo de línea y color del grid
%-----

%# capture handle to current figure and axis
hFig = gcf;
hAx1 = gca;

%# create a second transparent axis, as a copy of the first
hAx2 = copyobj(hAx1,hFig);
delete( get(hAx2,'Children') )
set(hAx2, 'Color','none', 'Box','on', ...
    'XGrid','off', 'YGrid','off')

set(hAx1, 'XColor',[0.7 0.7 0.7], 'YColor',[0.7 0.7 0.7], ...%escala de
colores entre 0 y 1 (0->negro; 1->blanco)
    'XGrid','on', 'YGrid','on', 'GridLineStyle','- ', ...
    'XTickLabel',[], 'YTickLabel',[]);
xlabel(hAx1, ''), ylabel(hAx1, ''), title(hAx1, '')

linkaxes([hAx1 hAx2], 'xy');

%close

```

A.2.2. Programa “curvas de fragilidad.m”

Este programa genera las curvas de fragilidad de los diferentes grupos de prestaciones que posteriormente se utilizarán para evaluar los niveles de daño que sufre el edificio a partir de los parámetros de la demanda (desplazamientos entre plantas y aceleraciones de planta).

```

% CURVAS DE FRAGILIDAD PARA PG 1 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% fragil (NUMERODECURVA,MEAN/STD,DS)      ////
%%%%%%%%% MODIFICADA CON MITRANI-REISER ET AL
%%%%%%%%%
http://www.csuchico.edu/structural/documents/conference_workshop/Pub_Conf_2
006_8NCEE_Mitrani-Reiser_Benchmark-2.pdf
%%% daños MODERATE, SIGNIFICANT, COLLAPSE (LIGHT NO ESTA)

% CURVAS DE FRAGILIDAD 1 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% R.C. STRUCTURE
%DS0-1
fragil(1,1,1)= -0.65;
fragil(1,2,1)= 0.025;
%DS1-2
fragil(1,1,2)= -0.25;
fragil(1,2,2)= 0.025;
%DS2-3
fragil(1,1,3)= 0.070;
fragil(1,2,3)= 0.025;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 2 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% EXTERIOR WALLS
%DS0-1
fragil(2,1,1)= -2.50;
fragil(2,2,1)= 0.65;
%DS1-2
fragil(2,1,2)= -1.05;
fragil(2,2,2)= 0.55;
%DS2-3
fragil(2,1,3)= -0.30;
fragil(2,2,3)= 0.45;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 3 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% PARTITIONS
%DS0-1
fragil(3,1,1)= log (0.2);
fragil(3,2,1)= 0.50;
%DS1-2
fragil(3,1,2)= log (0.65);
fragil(3,2,2)= 0.5;
%DS2-3
fragil(3,1,3)= log (1.2);
fragil(3,2,3)= 0.5;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 4 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% GLAZING
%DS0-1
fragil(4,1,1)= -2.37;
fragil(4,2,1)= 0.70;
%DS1-2
fragil(4,1,2)= -0.76;
fragil(4,2,2)= 0.70;
%DS2-3
fragil(4,1,3)= -0.07;
fragil(4,2,3)= 0.70;

%%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 5 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% STAIRS
%DS0-1
fragil(5,1,1)= -0.80;

```

```

fragil(5,2,1)= 0.60;
%DS1-2
fragil(5,1,2)= 0.65;
fragil(5,2,2)= 0.50;
%DS2-3
fragil(5,1,3)= 1.10;
fragil(5,2,3)= 0.40;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 6 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% SUSPENDING CEILINGS
%DS0-1
fragil(6,1,1)= -1.00;
fragil(6,2,1)= 0.46;
%DS1-2
fragil(6,1,2)= -0.60;
fragil(6,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(6,1,3)= -0.25;
fragil(6,2,3)= 0.5;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 7
% PARAPETS
%DS0-1
fragil(7,1,1)= -1.03;
fragil(7,2,1)= 0.46;
%DS1-2
fragil(7,1,2)= -.42;
fragil(7,2,2)= 0.61;
%DS2-3
fragil(7,1,3)= -0.14;
fragil(7,2,3)= 0.74;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 8
% DOORS
%DS0-1
fragil(8,1,1)= -0.85;
fragil(8,2,1)= 0.44;
%DS1-2
fragil(8,1,2)= -0.62;
fragil(8,2,2)= 0.56;
%DS2-3
fragil(8,1,3)= 0.25;
fragil(8,2,3)= 0.75;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 9
% ELEVATORS
%DS0-1
fragil(9,1,1)= -0.60;
fragil(9,2,1)= 0.40;
%DS1-2
fragil(9,1,2)= -0.60;
fragil(9,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(9,1,3)= -0.60;
fragil(9,2,3)= 0.40;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 10
% HVAC EQUIPMENT
%DS0-1
fragil(10,1,1)= 0.40;

```

```

fragil(10,2,1)= 0.40;
%DS1-2
fragil(10,1,2)= 0.85;
fragil(10,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(10,1,3)= 0.85;
fragil(10,2,3)= 0.40;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 11
% BOILER
%DS0-1
fragil(11,1,1)= -0.40;
fragil(11,2,1)= 0.55;
%DS1-2
fragil(11,1,2)= -0.23;
fragil(11,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(11,1,3)= -0.23;
fragil(11,2,3)= 0.45;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 12
% COOLING TOWER
%DS0-1
fragil(12,1,1)= -0.70;
fragil(12,2,1)= 0.53;
%DS1-2
fragil(12,1,2)= -0.70;
fragil(12,2,2)= 0.53;
%DS2-3
fragil(12,1,3)= -0.70;
fragil(12,2,3)= 0.53;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 13
% AIR CONDITIONER DUCT
%DS0-1
fragil(13,1,1)= 0.38;
fragil(13,2,1)= 0.45;
%DS1-2
fragil(13,1,2)= 0.78;
fragil(13,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(13,1,3)= 0.78;
fragil(13,2,3)= 0.45;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 14
% PIPING
%DS0-1
fragil(14,1,1)= 0.35;
fragil(14,2,1)= 0.30;
%DS1-2
fragil(14,1,2)= 1.00;
fragil(14,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(14,1,3)= 1.00;
fragil(14,2,3)= 0.45;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 15
% FIRE SPRINKLER SYSTEMS
%DS0-1
fragil(15,1,1)= -0.35;

```

```

fragil(15,2,1)= 0.55;
%DS1-2
fragil(15,1,2)= -0.06;
fragil(15,2,2)= 0.55;
%DS2-3
fragil(15,1,3)= -0.06;
fragil(15,2,3)= 0.55;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 16
% FIRE ALARM SYSTEMS
%DS0-1
fragil(16,1,1)= -0.58;
fragil(16,2,1)= 0.49;
%DS1-2
fragil(16,1,2)= 0.25;
fragil(16,2,2)= 0.75;
%DS2-3
fragil(16,1,3)= 0.25;
fragil(16,2,3)= 0.75;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 17
% EMERGENCY LIGHTING
%DS0-1
fragil(17,1,1)= -0.71;
fragil(17,2,1)= 0.32;
%DS1-2
fragil(17,1,2)= -0.62;
fragil(17,2,2)= 0.33;
%DS2-3
fragil(17,1,3)= -0.62;
fragil(17,2,3)= 0.33;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 18
% LIGHT FIXTURES
%DS0-1
fragil(18,1,1)= -0.78;
fragil(18,2,1)= 0.51;
%DS1-2
fragil(18,1,2)= -0.61;
fragil(18,2,2)= 0.53;
%DS2-3
fragil(18,1,3)= -0.41;
fragil(18,2,3)= 0.55;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 19
% SANITARY EQUIPMENT
%DS0-1
fragil(19,1,1)= -0.69;
fragil(19,2,1)= 0.44;
%DS1-2
fragil(19,1,2)= -0.53;
fragil(19,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(19,1,3)= -0.53;
fragil(19,2,3)= 0.40;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 20
% COMPUTER SYSTEMS
%DS0-1
fragil(20,1,1)= 0.01;

```

```

fragil(20,2,1)= 0.52;
%DS1-2
fragil(20,1,2)= 0.01;
fragil(20,2,2)= 0.52;
%DS2-3
fragil(20,1,3)= 0.01;
fragil(20,2,3)= 0.52;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 21
% DESKTOP EQUIPMENT
%DS0-1
fragil(21,1,1)= 0.02;
fragil(21,2,1)= 0.40;
%DS1-2
fragil(21,1,2)= 0.02;
fragil(21,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(21,1,3)= 0.02;
fragil(21,2,3)= 0.40;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 22
% FILE CABINETS
%DS0-1
fragil(22,1,1)= -0.80;
fragil(22,2,1)= 0.30;
%DS1-2
fragil(22,1,2)= 0.20;
fragil(22,2,2)= 0.20;
%DS2-3
fragil(22,1,3)= 0.20;
fragil(22,2,3)= 0.20;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 23
% BOOK SHELVES
%DS0-1
fragil(23,1,1)= -1.19;
fragil(23,2,1)= 0.39;
%DS1-2
fragil(23,1,2)= -0.88;
fragil(23,2,2)= 0.35;
%DS2-3
fragil(23,1,3)= -0.69;
fragil(23,2,3)= 0.43;

%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 24
% MEDICAL EQUIPMENT
%DS0-1
fragil(24,1,1)= -1.06;
fragil(24,2,1)= 0.46;
%DS1-2
fragil(24,1,2)= -0.95;
fragil(24,2,2)= 0.50;
%DS2-3
fragil(24,1,3)= -0.14;
fragil(24,2,3)= 0.74;

%% para imprimir un grupo de curvas

```

```

figure(1)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (1,1,1), fragil (1,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (1,1,2), fragil (1,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (1,1,3), fragil (1,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m','LineWidth',1)
plot (ejeX,tmp2,'r','LineWidth',1)
%text(0.20,0.85,'DS0','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(0.60,0.85,'DS1','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(0.85,0.85,'DS2','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(1.20,0.85,'DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11);
xlabel('EDP-du1,du2,du3 [%]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
%legend('Leve','Reparable','Reemplazo','p','t','e');
title('Curva de fragilidad # 1: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
%close

```

```

figure(2)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (2,1,1), fragil (2,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (2,1,2), fragil (2,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (2,1,3), fragil (2,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m','LineWidth',1)
plot (ejeX,tmp2,'r','LineWidth',1)
%text(2.05,0.85,'DS0','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(4.70,0.85,'DS1','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(6.20,0.85,'DS2','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(8.20,0.85,'DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11);
xlabel('EDP-du1,du2,du3 [%]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
%legend('Leve','Reparable');
title('Curva de fragilidad # 2: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(3)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (3,1,1), fragil (3,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (3,1,2), fragil (3,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (3,1,3), fragil (3,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0,'b')
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-du1,du2,du3 [%]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 3: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on

```

```

close

figure(4)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (4,1,1), fragil (4,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (4,1,2), fragil (4,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (4,1,3), fragil (4,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0,'b')
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-du1,du2,du3 [%]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 4: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(5)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (5,1,1), fragil (5,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (5,1,2), fragil (5,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (5,1,3), fragil (5,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-du1,du2,du3 [%]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 5: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(6)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (6,1,1), fragil (6,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (6,1,2), fragil (6,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (6,1,3), fragil (6,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0,'b')
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag,a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 6: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(7)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (7,1,1), fragil (7,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (7,1,2), fragil (7,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (7,1,3), fragil (7,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)

```

```

plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 7: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(8)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (8,1,1), fragil (8,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (8,1,2), fragil (8,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (8,1,3), fragil (8,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag,a1,a2 [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
%text(0.25,0.75,'DS0','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(0.42,0.75,'D1','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(0.65,0.75,'DS2','Fontname','Calibri','FontSize',11);
%text(1.25,0.75,'DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11);
title('Curva de fragilidad # 8: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(9)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (9,1,1), fragil (9,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (9,1,2), fragil (9,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (9,1,3), fragil (9,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag,a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 9: DS0,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(10)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (10,1,1), fragil (10,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (10,1,2), fragil (10,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (10,1,3), fragil (10,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)

```

```

title('Curva de fragilidad # 10: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(11)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (11,1,1), fragil (11,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (11,1,2), fragil (11,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (11,1,3), fragil (11,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 11: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(12)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (12,1,1), fragil (12,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (12,1,2), fragil (12,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (12,1,3), fragil (12,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 12: DS0,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(13)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (13,1,1), fragil (13,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (13,1,2), fragil (13,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (13,1,3), fragil (13,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 13: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(14)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (14,1,1), fragil (14,2,1));

```

```

tmp1= logncdf (ejeX,fragil (14,1,2), fragil (14,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (14,1,3), fragil (14,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 14: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(15)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (15,1,1), fragil (15,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (15,1,2), fragil (15,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (15,1,3), fragil (15,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 15: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(16)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (16,1,1), fragil (16,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (16,1,2), fragil (16,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (16,1,3), fragil (16,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 16: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

```

```

figure(17)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (17,1,1), fragil (17,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (17,1,2), fragil (17,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (17,1,3), fragil (17,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)

```

```

title('Curva de fragilidad # 17: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(18)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (18,1,1), fragil (18,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (18,1,2), fragil (18,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (18,1,3), fragil (18,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-a1,a2,ac [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 18: DS0, DS1, DS2,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(19)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (19,1,1), fragil (19,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (19,1,2), fragil (19,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (19,1,3), fragil (19,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag,a1,a2 [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 19: DS0, DS1,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(20)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (20,1,1), fragil (20,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (20,1,2), fragil (20,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (20,1,3), fragil (20,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag,a1,a2 [g]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(DS<=Dsi)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
title('Curva de fragilidad # 20: DS0,
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)
hold off
grid on
close

figure(21)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (21,1,1), fragil (21,2,1));

```

```

tmp1= logncdf (ejeX,fragil (21,1,2), fragil (21,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (21,1,3), fragil (21,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag [g]', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
ylabel('P(DS<=Dsi)', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
title('Curva de fragilidad # 21: DS0,
DS3', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
hold off
grid on
close

figure(22)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (22,1,1), fragil (22,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (22,1,2), fragil (22,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (22,1,3), fragil (22,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'b')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag [g]', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
ylabel('P(DS<=Dsi)', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
title('Curva de fragilidad # 22: DS0, DS1,
DS3', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
hold off
grid on
close

figure(23)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (23,1,1), fragil (23,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (23,1,2), fragil (23,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (23,1,3), fragil (23,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag [g]', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
ylabel('P(DS<=Dsi)', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
title('Curva de fragilidad # 23: DS0, DS1, DS2,
DS3', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
hold off
grid on
close

figure(24)
ejeX=[0:0.01:5]';
tmp0= logncdf (ejeX,fragil (24,1,1), fragil (24,2,1));
tmp1= logncdf (ejeX,fragil (24,1,2), fragil (24,2,2));
tmp2= logncdf (ejeX,fragil (24,1,3), fragil (24,2,3));
hold on
plot (ejeX,tmp0)
plot (ejeX,tmp1,'m')
plot (ejeX,tmp2,'r')
xlabel('EDP-ag, a1, a2 [g]', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)
ylabel('P(DS<=Dsi)', 'Fontname', 'Calibri', 'FontSize', 11)

```

```
title('Curva de fragilidad # 24: DS0, DS1, DS2,  
DS3','Fontname','Calibri','FontSize',11)  
hold off  
grid on  
close
```

A.2.3. Programa “fragilidad.m”

Este programa genera las matrices de fragilidad a partir de los parámetros de la demanda (desplazamientos entre plantas y aceleraciones de planta) obtenidos de los análisis dinámicos no lineales. También utiliza como datos de partida las curvas de fragilidad.

En el programa se definen el número de grupos de prestaciones considerados y el número de estados de daño que se consideran. El programa enlaza el grupo de prestaciones con el correspondiente parámetro de la demanda al que es sensible y el daño que sufre un determinado grupo de prestaciones con la curva de fragilidad que ha de evaluarse.

```

=====
% PROGRAMA PARA OBTENER MATRIZ DE DAÑOS A PARTIR DE MATRIZ EDP
%-----
% Los parámetros que necesita son:
%          * matrizedp (ngm,nedp)
%          * curvas de fragilidad
% cada curva se define por su media, desviacion en cada nivel de daño
% Datos de salida
%          * matrizfragilidad(ngm, npg)
%-----
=====
clear

% CURVAS DE FRAGILIDAD 1 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% R.C. STRUCTURE
%DS0-1
fragil(1,1,1)= -0.55;
fragil(1,2,1)= 0.65;
%DS1-2
fragil(1,1,2)= 0.65;
fragil(1,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(1,1,3)= 1.25;
fragil(1,2,3)= 0.4;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 2 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% EXTERIOR WALLS
%DS0-1
fragil(2,1,1)= -1.75;
fragil(2,2,1)= 0.40;
%DS1-2
fragil(2,1,2)= -0.65;
fragil(2,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(2,1,3)= 0.1;
fragil(2,2,3)= 0.35;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 3 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% PARTITIONS
%DS0-1
fragil(3,1,1)= -0.95;
fragil(3,2,1)= 0.50;
%DS1-2
fragil(3,1,2)= -0.2;
fragil(3,2,2)= 0.35;
%DS2-3
fragil(3,1,3)= 0.55;
fragil(3,2,3)= 0.3;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 4 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% GLAZING
%DS0-1
fragil(4,1,1)= -2.37;
fragil(4,2,1)= 0.70;
%DS1-2
fragil(4,1,2)= -0.76;
fragil(4,2,2)= 0.70;
%DS2-3
fragil(4,1,3)= -0.07;
fragil(4,2,3)= 0.70;

```

```

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 5 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% STAIRS
%DS0-1
fragil(5,1,1)= -0.80;
fragil(5,2,1)= 0.60;
%DS1-2
fragil(5,1,2)= 0.65;
fragil(5,2,2)= 0.50;
%DS2-3
fragil(5,1,3)= 1.10;
fragil(5,2,3)= 0.40;

% CURVAS DE FRAGILIDAD 6 (niveles de daño DS0 DS1 DS2 DS3)
% SUSPENDING CEILINGS
%DS0-1
fragil(6,1,1)= -1.00;
fragil(6,2,1)= 0.46;
%DS1-2
fragil(6,1,2)= -0.60;
fragil(6,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(6,1,3)= -0.25;
fragil(6,2,3)= 0.5;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 7
% PARAPETS
%DS0-1
fragil(7,1,1)= -1.03;
fragil(7,2,1)= 0.46;
%DS1-2
fragil(7,1,2)= -.42;
fragil(7,2,2)= 0.61;
%DS2-3
fragil(7,1,3)= -0.14;
fragil(7,2,3)= 0.74;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 8
% DOORS
%DS0-1
fragil(8,1,1)= -0.85;
fragil(8,2,1)= 0.44;
%DS1-2
fragil(8,1,2)= -0.62;
fragil(8,2,2)= 0.56;
%DS2-3
fragil(8,1,3)= 0.25;
fragil(8,2,3)= 0.75;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 9
% ELEVATORS
%DS0-1
fragil(9,1,1)= -0.60;
fragil(9,2,1)= 0.40;
%DS1-2
fragil(9,1,2)= -0.60;
fragil(9,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(9,1,3)= -0.60;
fragil(9,2,3)= 0.40;

```

```

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 10
% HVAC EQUIPMENT
%DS0-1
fragil(10,1,1)= 0.40;
fragil(10,2,1)= 0.40;
%DS1-2
fragil(10,1,2)= 0.85;
fragil(10,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(10,1,3)= 0.85;
fragil(10,2,3)= 0.40;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 11
% BOILER
%DS0-1
fragil(11,1,1)= -0.40;
fragil(11,2,1)= 0.55;
%DS1-2
fragil(11,1,2)= -0.23;
fragil(11,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(11,1,3)= -0.23;
fragil(11,2,3)= 0.45;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 12
% COOLING TOWER
%DS0-1
fragil(12,1,1)= -0.70;
fragil(12,2,1)= 0.53;
%DS1-2
fragil(12,1,2)= -0.70;
fragil(12,2,2)= 0.53;
%DS2-3
fragil(12,1,3)= -0.70;
fragil(12,2,3)= 0.53;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 13
% AIR CONDITIONER DUCT
%DS0-1
fragil(13,1,1)= 0.38;
fragil(13,2,1)= 0.45;
%DS1-2
fragil(13,1,2)= 0.78;
fragil(13,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(13,1,3)= 0.78;
fragil(13,2,3)= 0.45;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 14
% PIPING
%DS0-1
fragil(14,1,1)= 0.35;
fragil(14,2,1)= 0.30;
%DS1-2
fragil(14,1,2)= 1.00;
fragil(14,2,2)= 0.45;
%DS2-3
fragil(14,1,3)= 1.00;
fragil(14,2,3)= 0.45;

```

```

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 15
% FIRE SPRINKLER SYSTEMS
%DS0-1
fragil(15,1,1)= -0.35;
fragil(15,2,1)= 0.55;
%DS1-2
fragil(15,1,2)= -0.06;
fragil(15,2,2)= 0.55;
%DS2-3
fragil(15,1,3)= -0.06;
fragil(15,2,3)= 0.55;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 16
% FIRE ALARM SYSTEMS
%DS0-1
fragil(16,1,1)= -0.58;
fragil(16,2,1)= 0.49;
%DS1-2
fragil(16,1,2)= 0.25;
fragil(16,2,2)= 0.75;
%DS2-3
fragil(16,1,3)= 0.25;
fragil(16,2,3)= 0.75;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 17
% EMERGENCY LIGHTING
%DS0-1
fragil(17,1,1)= -0.71;
fragil(17,2,1)= 0.32;
%DS1-2
fragil(17,1,2)= -0.62;
fragil(17,2,2)= 0.33;
%DS2-3
fragil(17,1,3)= -0.62;
fragil(17,2,3)= 0.33;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 18
% LIGHT FIXTURES
%DS0-1
fragil(18,1,1)= -0.78;
fragil(18,2,1)= 0.51;
%DS1-2
fragil(18,1,2)= -0.61;
fragil(18,2,2)= 0.53;
%DS2-3
fragil(18,1,3)= -0.41;
fragil(18,2,3)= 0.55;

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 19
% SANITARY EQUIPMENT
%DS0-1
fragil(19,1,1)= -0.69;
fragil(19,2,1)= 0.44;
%DS1-2
fragil(19,1,2)= -0.53;
fragil(19,2,2)= 0.40;
%DS2-3
fragil(19,1,3)= -0.53;
fragil(19,2,3)= 0.40;

```

```

%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 20
% COMPUTER SYSTEMS

```

```
%DS0-1
```

```
fragil(20,1,1)= 0.01;
```

```
fragil(20,2,1)= 0.52;
```

```
%DS1-2
```

```
fragil(20,1,2)= 0.01;
```

```
fragil(20,2,2)= 0.52;
```

```
%DS2-3
```

```
fragil(20,1,3)= 0.01;
```

```
fragil(20,2,3)= 0.52;
```

```
%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 21
```

```
% DESKTOP EQUIPMENT
```

```
%DS0-1
```

```
fragil(21,1,1)= 0.02;
```

```
fragil(21,2,1)= 0.40;
```

```
%DS1-2
```

```
fragil(21,1,2)= 0.02;
```

```
fragil(21,2,2)= 0.40;
```

```
%DS2-3
```

```
fragil(21,1,3)= 0.02;
```

```
fragil(21,2,3)= 0.40;
```

```
%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 22
```

```
% FILE CABINETS
```

```
%DS0-1
```

```
fragil(22,1,1)= -0.80;
```

```
fragil(22,2,1)= 0.30;
```

```
%DS1-2
```

```
fragil(22,1,2)= 0.20;
```

```
fragil(22,2,2)= 0.20;
```

```
%DS2-3
```

```
fragil(22,1,3)= 0.20;
```

```
fragil(22,2,3)= 0.20;
```

```
%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 23
```

```
% BOOK SHELVES
```

```
%DS0-1
```

```
fragil(23,1,1)= -1.19;
```

```
fragil(23,2,1)= 0.39;
```

```
%DS1-2
```

```
fragil(23,1,2)= -0.88;
```

```
fragil(23,2,2)= 0.35;
```

```
%DS2-3
```

```
fragil(23,1,3)= -0.69;
```

```
fragil(23,2,3)= 0.43;
```

```
%%%%%%%% CURVA DE FRAGILIDAD 24
```

```
% MEDICAL EQUIPMENT
```

```
%DS0-1
```

```
fragil(24,1,1)= -1.06;
```

```
fragil(24,2,1)= 0.46;
```

```
%DS1-2
```

```
fragil(24,1,2)= -0.95;
```

```
fragil(24,2,2)= 0.50;
```

```
%DS2-3
```

```
fragil(24,1,3)= -0.14;
```

```
fragil(24,2,3)= 0.74;
```

```

nedp=3; % numero de edp considerados
ngm=5; %numero de casos analizados (acelerog)

matrizedp= load('matrizedpRarolI.txt');
[ngm,nedp]= size (matrizedp) ;

matrizedp(:,1)=matrizedp(:,1);
matrizedp(:,2)=matrizedp(:,2);
matrizedp(:,3)=matrizedp(:,3);

%% INTRODUCCION DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD

npg=24; %numero de pg
ncurvas= 24 ; %curvas de fragilidad
nds=3; % DS0 DS1 DS2 DS3
%curvasfragilidad
%%

%%correspondencia PG / EDP
%% el PG 1 es sensible a EDP 3
selector(1)= 1;
selector(2)= 1;
selector(3)= 1;
selector(4)= 1;
selector(5)= 1;
selector(6)= 3;
selector(7)= 3;
selector(8)= 2;
selector(9)= 2;
selector(10)= 3;
selector(11)= 2;
selector(12)= 3;
selector(13)= 3;
selector(14)= 3;
selector(15)= 3;
selector(16)= 3;
selector(17)= 3;
selector(18)= 3;
selector(19)= 2;
selector(20)= 2;
selector(21)= 2;
selector(22)= 2;
selector(23)= 2;
selector(24)= 2;

%% el daño en el PG 1 se evalua con la curva de fragilidad 3
selector2(1)= 1;
selector2(2)= 2;
selector2(3)= 3;
selector2(4)= 4;
selector2(5)= 5;
selector2(6)= 6;
selector2(7)= 7;
selector2(8)= 8;
selector2(9)= 9;

```

```

selector2(10)= 10;
selector2(11)= 11;
selector2(12)= 12;
selector2(13)= 13;
selector2(14)= 14;
selector2(15)= 15;
selector2(16)= 16;
selector2(17)= 17;
selector2(18)= 18;
selector2(19)= 19;
selector2(20)= 20;
selector2(21)= 21;
selector2(22)= 22;
selector2(23)= 23;
selector2(24)= 24;

for k=1:npg
w= selector(k) ;
ww= selector2(k) ;
for i=1:ngm
for j=1:nedp
for m=1:nds

%% esto hay que reorganizarlo para equivalencias PG/EDP
dummy(m)= logncdf ( matrizedp (i,w), fragil(ww,1,m), fragil
(ww,2,m) ) ;
dummy(m)= logncdf ( matrizedp (i,w), fragil(ww,1,m), fragil
(ww,2,m) ) ;
dummy(m)= logncdf ( matrizedp (i,w), fragil(ww,1,m), fragil
(ww,2,m) ) ;

end

%% tomamos un valor aleatorio para ver en que DS estamos
dummyy=rand(1) ;
matrizfragilidad (i,k) = sum (dummyy<dummy) ;

end
end
end

matrizfragilidad
dlmwrite ( 'matrizfragilidadRarolI.txt', matrizfragilidad) ;
b=transpose(matrizfragilidad);

```

A.2.4. Programa “costes.m”

Este programa genera las matrices de costes de reparación de los diferentes grupos de prestaciones a partir de los datos de las matrices de fragilidad y una matriz de costes unitarios de reparación.

```

=====
% PROGRAMA PARA MATRIZ DE COSTES A PARTIR DE MATRIZ DE DAÑOS
%-----
% Los parámetros que necesita son:
%          * matrizfragilidad(ngm, npg)
%          * matriz de costes unitarios unitcostmatrix(npg,nds)
% Datos de salida
%          * matrizcostes (ngm,npg)
%-----
=====
clear all;clc;

matrizfragilidad=load('matrizfragilidadRarolI.txt')
[ngm,npg]=size (matrizfragilidad);

%%INTRODUCIR DATOS DE COSTES DE REPARACION
npg=24; %numero de PG
%nds=4; % DS0 DS1 DS2 DS3
%% en esta matriz se introducen en cada fila, el gasto de repacion para
cada DS
% unitcostmatrix(npg,nds)
% el PG 1 cuesta 0 repararlo en DS0, 500 en DS1, 1000 en DS2, etc...
unitcostmatrix (1,:) = [ 0 66798.50 133597.00 175785.52];
unitcostmatrix (2,:) = [ 0 26719.40 53438.80 70314.21];
unitcostmatrix (3,:) = [ 0 11689.74 23379.47 30762.47];
unitcostmatrix (4,:) = [ 0 3339.92 6679.85 8789.28];
unitcostmatrix (5,:) = [ 0 8349.81 16699.62 21973.19];
unitcostmatrix (6,:) = [ 0 11689.74 23379.47 30762.47];
unitcostmatrix (7,:) = [ 0 1669.96 3339.92 4394.64];
unitcostmatrix (8,:) = [ 0 26719.40 53438.80 70314.21];
unitcostmatrix (9,:) = [ 0 39551.74 39551.74 39551.74];
unitcostmatrix (10,:) = [ 0 5844.87 15381.23 15381.23];
unitcostmatrix (11,:) = [ 0 4174.91 10986.00 10986.00];
unitcostmatrix (12,:) = [ 0 17578.55 17578.55 17578.55];
unitcostmatrix (13,:) = [ 0 23379.47 61524.93 61524.93];
unitcostmatrix (14,:) = [ 0 20039.55 52735.66 52735.66];
unitcostmatrix (15,:) = [ 0 13359.70 35157.10 35157.10];
unitcostmatrix (16,:) = [ 0 13359.70 35157.10 35157.10];
unitcostmatrix (17,:) = [ 0 3339.92 8789.28 8789.28];
unitcostmatrix (18,:) = [ 0 10019.77 20039.55 26367.83];
unitcostmatrix (19,:) = [ 0 11689.74 30762.47 30762.47];
unitcostmatrix (20,:) = [ 0 13183.91 13183.91 13183.91];
unitcostmatrix (21,:) = [ 0 2197.32 2197.32 2197.32];
unitcostmatrix (22,:) = [ 0 500.99 1318.39 1318.39];
unitcostmatrix (23,:) = [ 0 333.99 667.98 878.93];
unitcostmatrix (24,:) = [ 0 43419.02 86838.05 114260.59];

for i=1:ngm
    for j=1:npg
        matrizcostes (i,j) = unitcostmatrix(j, matrizfragilidad (i,j)
+ 1 ) ;
    end
end
matrizcostes
totalcost=sum (matrizcostes)

b=transpose(matrizcostes)

```

A.2.5. Programa “CDFcostesconjuntas.m”

Este programa genera las curvas CDF de costes que expresan la probabilidad de que los costes de reparación no excedan de un cierto límite. Emplea como datos de partida las matrices de costes de los diferentes prototipos para cada una de las intensidades de sismo analizadas (raro y ocasional).

```

%=====
% PROGRAMA PARA CALCULAR LAS CDF LOGNORMALES AJUSTADAS A MATRIZEDP
%-----
% Los parámetros que necesita son:
%          * matrizcostes
%
%-----
%=====

%=====
%(dul) Sismo Raro
%=====

clear
%%tenemos 7 edp y hemos analizado 8 casos

%%partimos de una matriz de edp

matrizcost= load('totalcostRaro_1I.txt');
matrizcost= 100 * matrizcost/ 829176.99

dummy= log (matrizcost);
media=mean (dummy);
desv = std (dummy);

ejeX1_R1=[0:1:120]';
CDFul_R1 = logncdf ( ejeX1_R1, media(1), desv(1) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

matrizcost= load('totalcostRaro_1R.txt');
matrizcost= 100 * matrizcost/ 829176.99

dummy= log (matrizcost);
media=mean (dummy);
desv = std (dummy);

ejeX1_R2 = [0:1:120]';
CDFul_R2 = logncdf ( ejeX1_R2, media(1), desv(1) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

matrizcost= load('totalcostRaro_2I.txt');
matrizcost= 100 * matrizcost/ 1467649.55

dummy= log (matrizcost);
media=mean (dummy);
desv = std (dummy);

ejeX1_R3=[0:1:120]';
CDFul_R3 = logncdf ( ejeX1_R3, media(1), desv(1) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

matrizcost= load('totalcostRaro_2R.txt');
matrizcost= 100 * matrizcost/ 1467649.55

dummy= log (matrizcost);
media=mean (dummy);

```

```

desv = std (dummy);

ejeX1_R4=[0:1:120]';
CDFul_R4 = logncdf ( ejeX1_R4, media(1), desv(1) ) ;
%%añadir más, cambiar el rango de ejeX si hace falta

matrizcost= load('totalcostRaro_3I.txt');
matrizcost= 100 * matrizcost/ 2093352.66

dummy= log (matrizcost);
media=mean (dummy);
desv = std (dummy);

ejeX1_R5=[0:1:120]';
CDFul_R5 = logncdf ( ejeX1_R5, media(1), desv(1) ) ;

matrizcost= load('totalcostRaro_3R.txt');
matrizcost= 100 * matrizcost/ 2093352.66

dummy= log (matrizcost);
media=mean (dummy);
desv = std (dummy);

ejeX1_R6=[0:1:120]';
CDFul_R6 = logncdf ( ejeX1_R6, media(1), desv(1) ) ;

%-----
%Representación cdf lognormal (dul)
%-----

figure(1)
hold on
plot (ejeX1_R1,CDFul_R1, '-rx', 'LineWidth',2);
plot (ejeX1_R2,CDFul_R2, '-bx', 'LineWidth',1);
plot (ejeX1_R3,CDFul_R3, '-rx', 'LineWidth',2);
plot (ejeX1_R4,CDFul_R4, '-bx', 'LineWidth',1);
plot (ejeX1_R5,CDFul_R5, '-rx', 'LineWidth',2);
plot (ejeX1_R6,CDFul_R6, '-bx', 'LineWidth',1);
hold off
title('CDF Sismo Raro','Fontname','Calibri','FontSize',11)
xlabel('$costes [€]','Fontname','Calibri','FontSize',11)
ylabel('P(costes<=$costes)','Fontname','Calibri','FontSize',11)
legend('3P3Vx10','3P3Vx13','3P3Vx14','3P3Vx15');
%legend('Sismo "Ocasional" (media = -4.77, desv = 0.38)');
set(legend,'Location','SouthEast');
grid on

```