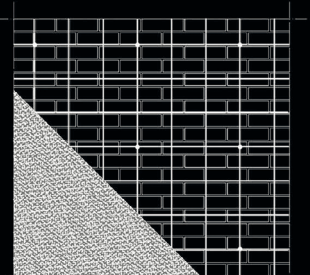
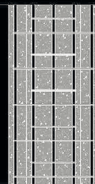
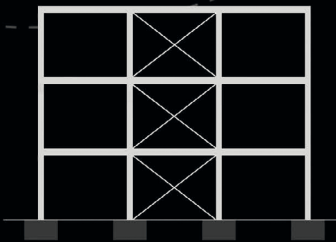
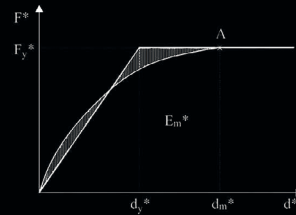
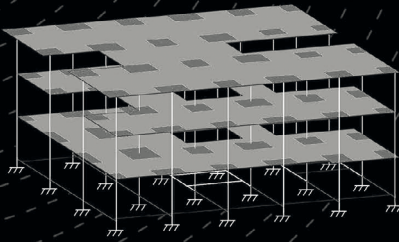
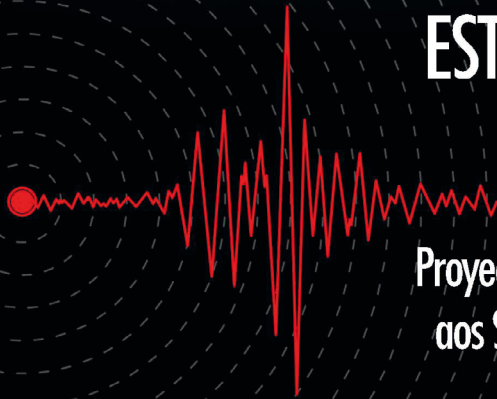


Beatriz Zapico Blanco
(coord.)

REHABILITACIÓN SÍSMICA ESTRUCTURAL DE COLEGIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA

Proyecto PERSISTAH (Projetos de Escolas Resilientes
aos SISMos no Território do Algarve e de Huelva)



REHABILITACIÓN SÍSMICA ESTRUCTURAL DE COLEGIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA

Beatriz Zapico Blanco (coord.)

REHABILITACIÓN SÍSMICA ESTRUCTURAL DE COLEGIOS DE EDUCACIÓN PRIMARIA

Proyecto PERSISTAH
(Projetos de Escolas Resilientes aos SÍSmos
no Território do Algarve e de Huelva)

Antonio Morales Esteban, Emilio Romero Sánchez,
Beatriz Zapico Blanco, María Victoria Requena García de la Cruz,
Jaime de Miguel Rodríguez y João Estêvão

UNIVERSIDAD DE SEVILLA
u eus
Editorial Universidad de Sevilla

Sevilla 2020

Colección Ediciones especiales

COMITÉ EDITORIAL

José Beltrán Fortes
(Director de la Editorial Universidad de Sevilla)
Araceli López Serena
(Subdirectora)

Concepción Barrero Rodríguez
Rafael Fernández Chacón
María Gracia García Martín
Ana Ilundáin Larrañeta
María del Pópulo Pablo-Romero Gil-Delgado
Manuel Padilla Cruz
Marta Palenque Sánchez
María Eugenia Petit-Breuilh Sepúlveda
José-Leonardo Ruiz Sánchez
Antonio Tejedor Cabrera

Reservados todos los derechos. Ni la totalidad ni parte de este libro puede reproducirse o transmitirse por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética o cualquier almacenamiento de información y sistema de recuperación, sin permiso escrito de la Editorial Universidad de Sevilla.

La presente obra se ha desarrollado en el marco del proyecto PERSISTAH, *Projetos de Escolas Resilientes aos Sismos no Território do Algarve e de Huelva* (0313_PERSISTAH_5_P), desarrollado conjuntamente por las universidades del Algarve y Sevilla y financiado por la Comisión Europea a través de la convocatoria EP - INTERREG V A España Portugal (POCTEP).



Diseño de cubierta: Emilio Romero Sánchez

Edición digital de la primera edición impresa de 2020

© Editorial Universidad de Sevilla 2020
c/ Porvenir, 27 - 41013 Sevilla
Tlf. 954 487 447; 954 487 451 - Fax 954 487 443
Correo electrónico: eus4@us.es
Web: <<https://editorial.us.es>>

© Beatriz Zapico Blanco (coord.) 2020

© Antonio Morales Esteban (Universidad de Sevilla), Emilio Romero Sánchez (Universidad de Sevilla), Beatriz Zapico Blanco (Universidad de Sevilla), María Victoria Requena García de la Cruz (Universidad de Sevilla), Jaime de Miguel Rodríguez (Universidad de Sevilla) y João Estêvão (Universidade do Algarve) 2020

ISBN-e: 978-84-472-3035-8
DOI: <http://dx.doi.org/10.12795/9788447230358>

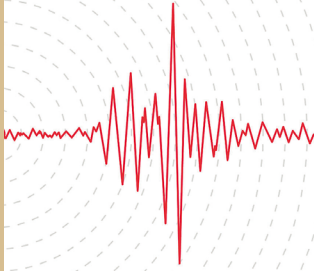
Maquetación y edición digital: Dosgraphic, S.L. (dosgraphic@dosgraphic.es)

Índice

Símbolos	11
Abreviaturas	13
Capítulo 1. Introducción	15
1.1. Objetivos del proyecto.....	17
1.2. La relevancia del proyecto.....	18
Capítulo 2. Peligrosidad sísmica de la región Algarve-Huelva	21
2.1. La región Algarve-Huelva.....	21
2.2. La influencia del suelo en la peligrosidad sísmica.....	24
2.3. La peligrosidad sísmica en España	24
2.3.1. Evolución temporal de la normativa sísmica en España.....	25
2.3.2. Normativa de aplicación en España.....	26
2.3.2.1. La norma de construcción sismorresistente (NCSE02)..	26
2.3.2.2. Actualización de los mapas de peligrosidad sísmica ...	32
2.3.3. Normativa recomendada: el Eurocódigo 8	34
2.3.3.1. Determinación del espectro de respuesta	35
2.3.3.2. Anexo Nacional español.....	37
2.4. La peligrosidad sísmica en Portugal.....	38
2.4.1. Normativa histórica sísmica: el Decreto Ley 235/83.....	38
2.4.1.1. Análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica.....	38
2.4.1.2. Determinación de la acción sísmica.....	39
2.4.2. Normativa de aplicación: el Eurocódigo 8.....	39
2.4.2.1. Construcción del espectro de respuesta	40
2.4.2.2. El Anexo Nacional portugués	40
2.5. Comparación de peligrosidad en la región Algarve-Huelva	42
Capítulo 3. Caracterización de los colegios	47
3.1. Fuentes de información.....	47
3.1.1. Creación de la base de datos	48
3.1.2. Creación de fichas características de los edificios	48
3.1.3. Cuestionarios enviados a colegios	51

3.2. Proceso de caracterización de los edificios escolares	53
3.2.1. Clasificación según el sistema estructural y el año de construcción.....	53
3.2.2. Clasificación según geometría y volumetría	54
3.2.2.1. Edificios tipo compacto	55
3.2.2.2. Edificios tipo lineal.....	58
3.2.2.3. Edificios tipo intersección.....	60
3.2.2.4. Edificios tipo prisma.....	64
3.2.2.6. Edificios tipo yuxtaposición.....	64
3.2.3. Polideportivos	65
3.3. Caracterización de los edificios de muros de carga	65
3.4. Caracterización de los edificios de pórticos de hormigón armado ...	71
3.4.1. Fecha de construcción y normativas.....	71
3.4.2. Superficie y altura.....	73
3.4.3. Forjados	73
3.4.4. Pilares y vigas	74
3.4.5. Cerramientos	75
3.4.6. Irregularidades.....	76
3.4.7. Subtipos	76
3.4.7.1. Planta cuadrada.....	76
3.4.7.2. Planta rectangular	77
3.4.7.3. Intersección.....	79
3.4.7.4. Irregulares	80
Capítulo 4. Análisis de la seguridad estructural	81
4.1. Método.....	81
4.2. Análisis de la capacidad.....	82
4.3. Punto de desempeño	84
4.3.1. Método N2.....	84
4.3.1.1. Implementación en el programa PERSISTAH.....	85
4.3.2. Método del espectro de capacidad-demanda	91
4.3.2.1. Implementación en el programa PERSISTAH.....	93
4.4. Análisis del daño estructural.....	93
Capítulo 5. Programa PERSISTAH.....	99
5.1. Módulo colegios	100
5.1.1. Menú: colegio	100
5.1.2. Menú: edificios del colegio	103
5.1.3. Asimilación de curvas de capacidad.....	104

5.2. Módulo acción sísmica	104
5.3. Módulo de daño.....	106
5.3.1. Funcionamiento	106
5.3.2. Obtención del <i>School-score</i>	108
Capítulo 6. Medidas para el refuerzo sísmico.....	109
6.1. Contexto internacional.....	110
6.1.1. ATC-40	110
6.1.2. FEMA 356	113
6.1.3. EC8	115
6.1.3.1. Edificios de mampostería	116
6.1.3.2. Edificios de hormigón armado.....	119
6.1.3.3. Otros edificios	120
6.2. Edificios de mampostería.....	125
6.2.1. Estado del Arte	126
6.2.1.1. Mallas metálicas	128
6.2.1.2. Bandas de chapa de acero.....	129
6.2.1.3. Inyecciones.....	131
6.2.1.4. Elementos de hormigón armado.....	132
6.2.1.5. Fibra de carbono reforzada con polímeros (CFRP) ..	133
6.2.1.6. Recercados.....	134
6.2.2. Soluciones de refuerzo consideradas.....	136
6.3. Edificios de hormigón armado	138
6.3.1. Estado del arte.....	139
6.3.1.1. Arriostramiento	139
6.3.1.2. Sistemas de disipación de energía	140
6.3.1.3. Muros pantalla	141
6.3.1.4. Camisas de confinamiento	142
6.3.2. Soluciones de refuerzo consideradas.....	143
6.4. Índice de refuerzo sísmico	145
Capítulo 7. Ejemplo de rehabilitación sísmica.....	147
Referencias.....	153
Listado de tablas	159
Listado de figuras.....	161

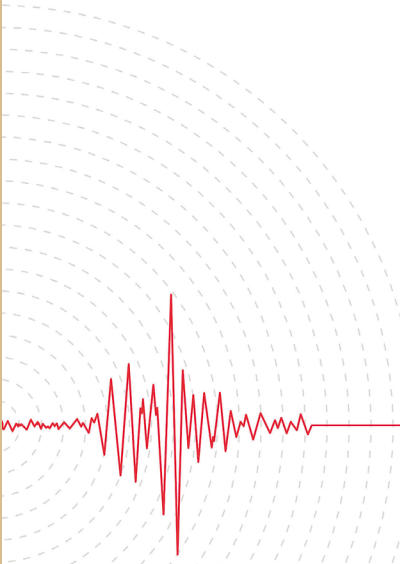


Símbolos

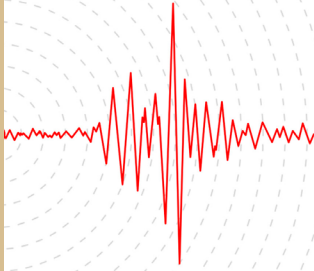
A	Coefficiente de dilatación térmica
A_I	Índice de impacto arquitectónico
a_b	Aceleración sísmica básica
a_{gR}	Aceleración pico de referencia
a_g	Aceleración del suelo en un terreno tipo A
a_r	Aceleración de referencia PGA ($T_R = 475$).
C	Coefficiente del terreno
C_I	Índice de coste
d	Desplazamiento equivalente sistema MDOF
d^*	Desplazamiento equivalente sistema SDOF
d_{D_i}	Desplazamiento medio para un estado de daño
d_{et}^*	Desplazamiento elástico SDOF
d_m^*	Desplazamiento formación mecanismo plástico
d_t	Desplazamiento objetivo sistema MDOF
d_t^*	Desplazamiento inelástico objetivo SDOF
$d_{t,D}^*$	Desplazamientos asociados a un estado límite de daño
d_u^*	Desplazamiento último sistema SDOF
d_y^*	Desplazamiento límite elástico SDOF
E	Módulo de deformación
E_b	Módulo de deformación del ladrillo
E_m^*	Energía de deformación para la formación del mecanismo plástico
E_I	Índice de eficiencia
F^*	Fuerza equivalente sistema SDOF
f_b	Resistencia a compresión del ladrillo
f_c^*	Resistencia característica del hormigón
F_i	Conjunto de fuerzas aplicadas MDOF
f_k	Resistencia característica a compresión de la fábrica
f_m	Resistencia del mortero
F_y	Límite elástico
F_u	Tensión de rotura mínima
F_y^*	Fuerza correspondiente al límite elástico SDOF

G	Módulo de cortante
K	Coefficiente de contribución
K_f	Constante en función del tipo de ladrillo y mortero (EC6)
k_m^*	Factor de rigidez curva bilineal
κ_ξ	Factor de modificación amortiguación
m^*	Masa equivalente sistema SDOF
m_i	Masas normalizadas de cada nivel MDOF
M_w	Parámetro magnitud momento
N	Nodo de libertad sistema MDOF
q	Factor de respuesta (Sistema estructura y ductilidad del mismo)
q_c	Resistencia en punta del penetrómetro estático
q_u	Resistencia compresión simple
R_i	Índice de refuerzo sísmico
S	Coefficiente de amplificación del terreno
$S_c(T)$	Espectro de respuesta elástica
T	Período de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad.
T^*	Período sistema equivalente SDOF
T_A, T_B	Períodos característicos del espectro de respuesta (NCSE02)
T_B	Límite inferior del período del tramo de aceleración espectral constante (EC8-1)
T_C	Límite superior del período del tramo de aceleración espectral constante (EC8-1)
T_D	Valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro (EC8-1)
T_r	Período de retorno
t_0	Resistencia al corte
U	Coefficiente Poisson
V	Cortante Basal sistema MDOF
v_s	Velocidad de propagación de las ondas transversales o de cizalla
v_l	Velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales
W	Densidad
α_1, α_2 y α_3	Factores de importancia índice de refuerzo sísmico
$\alpha(T)$	Valor del espectro normalizado de respuesta elástica
β_{D_i}	Desviación estándar del logaritmo del desplazamiento d_{D_i}
Γ	Factor de transformación MDOF-SDOF
η	Coefficiente de corrección del amortiguamiento
λ	Parámetro de carga fuerzas laterales MDOF
μ	Coefficiente de comportamiento por ductilidad
ξ_i	Amortiguación equivalente
ρ	Coefficiente adimensional de riesgo
Φ	Función de distribución acumulativa para la distribución normal
ϕ_i	Deformación de cada nivel MDOF
$\%S_c$	Porcentaje de aceleración espectral

Abreviaturas



CFRP	Fibra de carbono reforzada con polimeros
DL	Estado límite de limitación de daños
EC8	Eurocódigo 8
EC6	Eurocódigo 6
EC8-1	Eurocódigo 8, parte 1
EC8-3	Eurocódigo 8, parte 3
EMS	Escala Macrosísmica Europea
ERSTA	Estudio do Risco Sísmico e de Tsunamis do Algarve
FRP	Fibras de polímeros reforzados
HA	Hormigón armado
IGN	Instituto Geográfico Nacional
IGM	Instituto Geológico y Minero de España
LNEG	Laboratorio Nacional de energía y geología de Portugal
MDOF	Sistema de multiples grados de libertad
NC	Estado límite de proximidad al colapso
NCSE02	Normativa de Construcción Sismorresistente Española de 2002
OP	Estado límite operacional
PERSISTAH	Projetos de Escolas Resilientes aos SISmos no Território do Algarve e de Huelva
PNRRC	Plataformas Nacionales para la Reducción de Riesgo de Catástrofes
PGA	Aceleración pico
PSHA	Análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica
RSAEEP	Reglamento de Segurança e Acções para Estructuras de Edifícios e Pontes
SD	Estado límite de daños significativos
SIRCO	Simulador de Risco sísmiCO
SDOF	Sistema de un solo grado de libertad



Capítulo 1. Introducción

El presente documento tiene como objetivo la presentación del trabajo desarrollado en el proyecto europeo de investigación PERSISTAH (*Projetos de Escolas Resilientes aos SISMos no Território do Algarve e de Huelva*, en portugués), el cual se ha desarrollado de forma cooperativa por la Universidad de Sevilla (España) y la Universidad del Algarve (Portugal). Dicho proyecto de investigación se centra en el estudio y la valoración del riesgo sísmico de edificios de educación primaria en el territorio del Algarve (Portugal) y Huelva (España). Para ello se han tenido en cuenta los objetivos establecidos por las Plataformas Nacionales para la Reducción de Riesgo de Catástrofes (PNRRC) de las Comisiones Nacionales de Protección Civil de Portugal y de España.

Se presentará la metodología y la normativa sísmica aplicada en el análisis de la vulnerabilidad y el posterior refuerzo sísmico de los edificios escolares. Dicha metodología dará respuesta a los objetivos e ideas principales del proyecto. A continuación, se presenta la peligrosidad sísmica de la zona del Algarve y de Huelva, así como la acción sísmica utilizada en cada región para el análisis sísmico. Además, se muestra la caracterización y la clasificación tipológica de los edificios escolares realizada para su posterior análisis sísmico. Por último, se desarrollan las diferentes técnicas de refuerzo sísmico propuestas por las diferentes normativas, así como las diferentes técnicas estudiadas en el proyecto.

Los terremotos se encuentran entre los desastres naturales que causan un mayor número de víctimas y pérdidas económicas. En este contexto, numerosos estudios establecen la importancia del estudio del riesgo sísmico de los edificios, con objeto de estimar y valorar los posibles daños que puede provocar una acción sísmica, con la finalidad de minimizar las pérdidas humanas y los bienes materiales y económicos. Los terremotos han causado históricamente daños y pérdidas humanas destacadas en Europa. Además, los terremotos ocurridos en Europa a principios del siglo XX han costado alrededor de 29 mil millones de euros y han causado 19 000 bajas (Battarra *et al.*, 2018). El potencial destructivo de un terremoto depende del daño producido, de la preparación y de la resiliencia de la población.

La actividad sísmica en la península ibérica es moderada (Morales-Esteban *et al.*, 2014). Sin embargo, en el sur se concentra la mayor actividad, caracterizada por grandes terremotos ($M_w \geq 6$), con periodos de retorno largos (Morales-Esteban *et al.*, 2014), lo que hace que la población no tenga conciencia del peligro existente. Esta actividad es debida a la convergencia entre las placas tectónicas euroasiática y africana y a la proximidad de la falla Azores-Gibraltar (Morales-Esteban *et al.*, 2014). La región del Algarve-Huelva se sitúa al suroeste de la península ibérica. Dicha zona está cerca de las fallas de Marqués de Pombal, San Vicente y la Herradura, las cuales han originado algunos de los terremotos más importantes que han afectado a la península ibérica, como el terremoto-maremoto de Lisboa de 1755 ($M_w = 8,7-9,0$) y el terremoto de 1969 ($M_w = 8$). Asimismo, el primero es el evento sísmico documentado más grande que ha afectado a Europa, que causó la muerte de 100 000 personas. La intensidad sísmica máxima de esta región en base los terremotos pasados es alta en el Algarve (IX-X) y Huelva (VII-VIII) (Teves-Costa *et al.*, 2019). A pesar de que existe un riesgo sísmico importante, hay una falta de estudios sísmicos de la zona, ya que la mayoría de los estudios sísmicos de la península ibérica se concentran en el este y sureste.

La vulnerabilidad sísmica de los edificios de la región se ha evaluado mediante métodos de estimación, como han sido SIRCO (Simulador de Risco sísmiCO) (Fazendeiro Sá *et al.*, 2016) o ERSTA (Estudio do Risco Sísmico e de Tsunamis do Algarve) (Autoridade Nacional de Protecção Civi [ANPC], 2010). Estos concluyen que es posible reducir el riesgo sísmico mejorando la prevención y los planes de emergencia. En este sentido, análisis de vulnerabilidad rigurosos sobre los edificios existentes y la implementación de soluciones de refuerzo apropiadas pueden ayudar a reducir los niveles de daños físicos, de pérdidas humanas y el impacto económico de eventos sísmicos futuros.

El comportamiento sísmico de los edificios juega un papel clave en el potencial destructivo de un terremoto. La vulnerabilidad de los edificios existentes ha sido el foco de intereses europeos en los últimos años. Esto se debe a los daños producidos por terremotos recientes, como los terremotos de L'Aquila (Italia) de 2009, Lorca (España) de 2011 y Amatrice (Italy) de 2016 (Ruiz-Pinilla *et al.*, 2016; Del Gaudio *et al.*, 2017; Fiorentino *et al.*, 2018). Una gran parte de los edificios de estas ciudades sufrió daños graves durante estos terremotos. Por lo tanto, la mejora del rendimiento sísmico de los edificios se ha convertido en una preocupación importante (Mazzoni *et al.*, 2018), la cual se puede lograr mediante la implementación de técnicas de refuerzo sísmico.

Los edificios escolares se han elegido en el proyecto PERSISTAH como objeto de estudio por ser los edificios más vulnerables en caso de terremoto, debido a una serie de aspectos: la dificultad de evacuación del edificio en caso

de emergencia, su bajo ratio adulto/niño y su alta concentración de personas en un espacio reducido. En caso de terremoto no solo las construcciones serían dañadas, sino que afectarían notablemente a los niños. En este sentido, diversos estudios han demostrado el efecto psicológico grave en los niños que han sufrido los efectos de un sismo y las ventajas de la preparación (UNICEF, 2011). Asimismo, los colegios pueden ser utilizados como refugio tras una catástrofe, debido a su carácter público. Generalmente son edificios con tipologías simples y repetitivas, las cuales fueron diseñadas y calculadas con normativas antiguas, sin tener en cuenta la acción sísmica. El 50%, aproximadamente, fueron diseñados con hormigón armado de dos o tres plantas, con la existencia de elementos débiles sísmicamente como los pilares cortos. Este tipo de edificios fueron dañados considerablemente durante el terremoto de Lorca de 2011 (Ruiz-Pinilla *et al.*, 2016). Además, el área se caracteriza por la presencia de estratos blandos superficiales, que pueden amplificar los efectos de los terremotos. Todo ello hace imprescindible comprobar y garantizar su estabilidad estructural frente a un terremoto.

Es importante resaltar que en caso de terremoto ambas regiones se verían igualmente afectadas. Uno de los objetivos del proyecto es mejorar el conocimiento de la realidad de cada país, en particular sobre las normas sísmicas y las prácticas constructivas. En este sentido, la normativa sísmica, las técnicas constructivas, las políticas de protección civil y las estrategias para la reducción del riesgo sísmico de ambos países se han comparado. Además, se ha desarrollado una base de datos con fichas de información de cada colegio de primaria (142 en el Algarve y 138 en Huelva), teniendo en cuenta las especificaciones de cada región.

En el proyecto se han identificado las tipologías principales de los colegios de primaria. Luego, se ha desarrollado un inventario de las características constructivas y estructurales de cada edificio. Con dicha información se ha analizado la vulnerabilidad de cada colegio a través de un análisis estático no lineal o *pushover* con el que se ha obtenido la curva de capacidad. Finalmente se ha realizado una clasificación del comportamiento sísmico de cada colegio, a través del *School-Score* (un sistema de jerarquización del riesgo sísmico de los edificios escolares). El comportamiento sísmico se ha evaluado en función del peligro, de la vulnerabilidad y de la exposición de cada edificio.

1.1. OBJETIVOS DEL PROYECTO

El proyecto europeo PERSISTAH tiene como objetivo principal el estudio y la valoración de la vulnerabilidad sísmica de los colegios de educación primaria del Algarve (Portugal) y Huelva (España), cooperativamente. Para ello se han

tenido en cuenta los objetivos establecidos por las Plataformas Nacionales para la Reducción de Riesgo de Catástrofes (PNRRC) de las Comisiones Nacionales de Protección Civil de Portugal y de España.

El proyecto PERSISTAH se basa en las siguientes ideas y objetivos principales:

- Una parte significativa de las fuentes sísmicas conocidas en el entorno del Algarve y Huelva tendrían un impacto transfronterizo.
- El conocimiento del peligro existente y de la vulnerabilidad sísmica de los edificios es fundamental para una respuesta eficaz en caso de emergencia.
- Estudiar en las escuelas la aplicación de medidas de mitigación ante un evento sísmico posible.
- Un punto importante es el desarrollo de material educativo y la comunicación del riesgo sísmico a estudiantes y profesores.
- La realización de recomendaciones de rehabilitación orientadas a los técnicos vinculados a la construcción.
- Otro factor importante es la creación de vínculos de cooperación en cuanto a la labor de mitigación de riesgo entre estas dos regiones vecinas.

1.2. LA RELEVANCIA DEL PROYECTO

18

El proyecto de investigación PERSISTAH presenta una serie de aspectos esenciales, los cuales han sustentado su aportación en la formación de una sociedad más resiliente a los sismos. Dichos aspectos son los siguientes: las singularidades de la sismicidad de esta zona geográfica, el interés en la tipología de edificios escolares y el análisis de su vulnerabilidad sísmica, la elaboración de una metodología de refuerzo sísmico, la cual ha sido aplicada en dos colegios piloto de Huelva y el Algarve, la comunicación del riesgo sísmico a la comunidad escolar, y finalmente, la cooperación internacional para la reducción de riesgos.

En primer lugar, el análisis de la vulnerabilidad sísmica de los edificios escolares, los cuales son edificios muy vulnerables al sismo. Además, por su composición y su carácter público pueden ser adaptados como refugio tras una catástrofe. Estos juegan un papel fundamental en la vida de los niños, los cuales son los más vulnerables en este tipo de eventos. Tras una catástrofe ellos se sienten seguros con la vuelta a la escuela, lo que significa una vuelta a la normalidad.

Dicho análisis de la vulnerabilidad sísmica se ha realizado a través de una metodología de evaluación integrada. Esta metodología se basa en el análisis de la vulnerabilidad a través de la curva de capacidad del edificio, la cual se usa para obtener el punto de desempeño estructural del mismo. Con todo esto se obtienen las diferentes probabilidades de daño del edificio escolar.

Esta metodología ha sido implantada en un *software* nuevo (Estêvão, 2019; Estêvão, 2020), el cual tiene implementadas la adaptación de un conjunto de rutinas informáticas previamente desarrolladas en los programas *EC8spec* (Estêvão, 2016) y *SIMULSIS* (Estêvão y Oliveira, 2012). En este contexto, se creó una nueva base de datos de colegios con la colaboración de todos los miembros del equipo. La finalidad de este programa informático es la obtención del *School-score*, el cual depende de la probabilidad de daño y de otros parámetros, como la vulnerabilidad de los elementos no estructurales, el número de estudiantes, los aspectos que inciden en la evacuación, etc. Son aspectos esenciales a tener en cuenta en el estudio de la vulnerabilidad sísmica del edificio escolar. Un valor elevado de este parámetro indica que el colegio es más vulnerable a los terremotos. Se ha elaborado una lista con la clasificación de los colegios en función de este parámetro, y el cual se tendrá en consideración para futuras intervenciones de refuerzo sísmico en los edificios. Además, se han realizado una serie de actividades formativas a técnicos sobre los aspectos de la metodología aplicada y las particularidades del proyecto de rehabilitación sísmico, con el fin de reducir el riesgo estructural y no estructural de los edificios.

Otro de los factores fundamentales en este proyecto, es la importancia y la necesaria cooperación internacional entre países para la reducción del riesgo sísmico, ya que ambas regiones, las cuales presentan unas condiciones geográficas muy similares, serían afectadas por igual en caso de terremoto.

Por último, otro aspecto relevante del proyecto, es la formación y la comunicación del riesgo sísmico a la comunidad educativa. Los niños juegan un papel vital y son el futuro de nuestra sociedad. Un evento sísmico provoca en ellos un gran impacto psicológico y es fundamental la educación y la comunicación del peligro existente. Esta formación se ha llevado a cabo a través de una serie de actividades formativas realizadas en los colegios tanto para los maestros, como para los alumnos. En estas se trataron temas relacionados con la identificación de los riesgos, tanto dentro como fuera del propio edificio escolar, y se realizaron ejercicios de simulación. Esta acción es clave para incrementar la conciencia sobre el riesgo sísmico y para aprender a actuar en caso de terremoto. Además, se han desarrollado una serie de recursos pedagógicos para su uso por la comunidad educativa. Estos materiales presentan una serie de actividades prácticas para que los niños aprendan sobre estos aspectos de una forma divertida. Además, se presentan una serie de acciones fáciles para llevar a cabo antes y después de un evento sísmico.

Capítulo 2. Peligrosidad sísmica de la región Algarve-Huelva

En este capítulo se muestra la peligrosidad sísmica de la región Algarve-Huelva. En el apartado 2.1, se analiza la configuración de la región; en el apartado 2.2, se muestra la influencia del suelo en la peligrosidad sísmica, analizando las características geotécnicas de ambas zonas; en los apartados 2.3 y 2.4, se muestran los requerimientos establecidos en las normativas sísmicas de aplicación y recomendadas en España y Portugal respectivamente; por último, en el apartado 2.5, se realiza una comparación de la acción sísmica determinada según cada norma sísmica, incidiendo en el hecho de que en caso de terremoto, ambas zonas se verían afectadas por igual.

21

2.1. LA REGIÓN ALGARVE-HUELVA

La península ibérica se caracteriza por una actividad sísmica moderada con respecto a otras regiones del mundo (Carre y Zornoza, 2011). Sin embargo, en el sur de la Península se concentra una actividad sísmica considerable. Esto es debido a la convergencia entre las placas tectónicas euroasiática y africana, que se extiende a lo largo del Mediterráneo y el estrecho de Gibraltar hasta las islas Azores (figura 1).

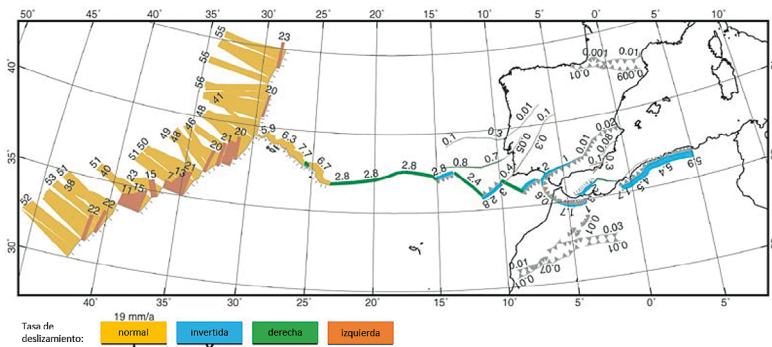


Figura 1. Convergencia entre las placas tectónicas euroasiática y africana.

Debido a esta convergencia, la península ibérica ha sufrido numerosos terremotos de magnitud elevada que tuvieron consecuencias desastrosas (tabla 1). Entre estos, destacan los terremotos de 1356 (Cabo de San Vicente. Intensidad VIII), el de 1722 (Golfo de Cádiz. $M_w = 6,5$), el de 1755 ($M_w = 8,5-9,0$) y el de 1969 ($M_w = 8$) (Sá *et al.*, 2018). El de 1755, es conocido como el famoso terremoto-maremoto de Lisboa, considerado como uno de los eventos sísmicos históricos más devastadores a nivel mundial. A nivel europeo, es el desastre natural más catastrófico.

Tabla 1. Terremotos históricos sentidos en la Península Ibérica (Silva y Rodríguez Pascua, 2014)

Año	Lugar	Mag.	Consecuencias
1356	Cabo de San Vicente	I.VIII	Graves daños en Andalucía occidental y el sur de Portugal. Graves daños en Lisboa
1522	Mar de Alborán	6,5	Dstrucción total de Almería y de localidades de Granada
1531	Lisboa	7,0	Alrededor de 30000 fallecidos en la ciudad de Lisboa
1680	Alahaurín el Grande (Málaga)	6,8	Varias localidades afectadas produciéndose daños leves
1722	Golfo de Cádiz	6,5	Graves daños humanos y materiales desde el cabo S. Vicente a Castro Marim. Causó un tsunami local en Tavira
1755	SW del Cabo de San Vicente	8,5	Dstrucción de la mayor parte de Lisboa. Tsunami de casi 15 m de altura. Entre 10000 y 90000 fallecidos por ambos desastres
1804	Mar de Alborán	6,7	Graves daños en Motril (España)
1829	Torreveja (Alicante)	6,6	Dstrucción de gran número de viviendas en diversas poblaciones de la comarca. Cerca de 400 fallecidos
1884	Arenas del Rey (Granada)	6,7	Casi un millar de fallecidos
1969	Cabo de San Vicente	8,0	Varias muertes y daños leves
2007	SW de Cabo San Vicente	6,1	Daños leves
2009	Isla Cristina (Huelva)	6,3	Daños leves. Grietas en edificios. Muros de fábrica desplomados
2011	Lorca (Murcia)	5,1	Daños considerables y víctimas. Derrumbes de edificaciones de gran importancia
2016	Mar de Alborán	6,3	Desprendimientos de fachadas, grietas y heridos leves. Pequeño maremoto en las Islas Baleares (España)

La región de mayor peligrosidad sísmica de la península se encuentra al sureste y comprende el Mar de Alborán y Murcia. Esta región se caracteriza por una frecuencia alta de terremotos de magnitud moderada a baja. Por ello, la mayoría de los estudios y análisis de peligrosidad sísmica y vulnerabilidad se concentran en esta zona. El evento sísmico más devastador sentido en la Península más recientemente fue el terremoto de Lorca (Murcia) de 2011. Pese a su magnitud moderada, su hipocentro se localizó a muy poca profundidad, a aproximadamente 1 km de la superficie y se registró una aceleración de 0,36 g. Esto supuso que sus efectos fueran devastadores, causando más de 300 heridos, víctimas mortales y hubo que realojar a más de 10 000 personas (Salgado-Gálvez *et al.*, 2016).

Sin embargo, la región de Algarve-Huelva, al suroeste peninsular, se caracteriza por terremotos de elevada magnitud ($M_w \geq 6$) y periodos de retorno largos (Morales-Esteban *et al.*, 2014). Esto es debido a la convergencia entre las placas tectónicas y a la proximidad a la falla Azores-Gibraltar. Además, estudios recientes (Gràcia *et al.*, 2010) han identificado fallas al suroeste del Algarve como la falla del Marqués de Pombal (figura 2) o la falla de San Vicente. Estas fallas produjeron algunos de los terremotos más dañinos en la Península Ibérica. Por tanto, la población de la región no es consciente de la peligrosidad sísmica de la zona. Además, las propiedades del suelo de la región elevan los valores de peligrosidad.

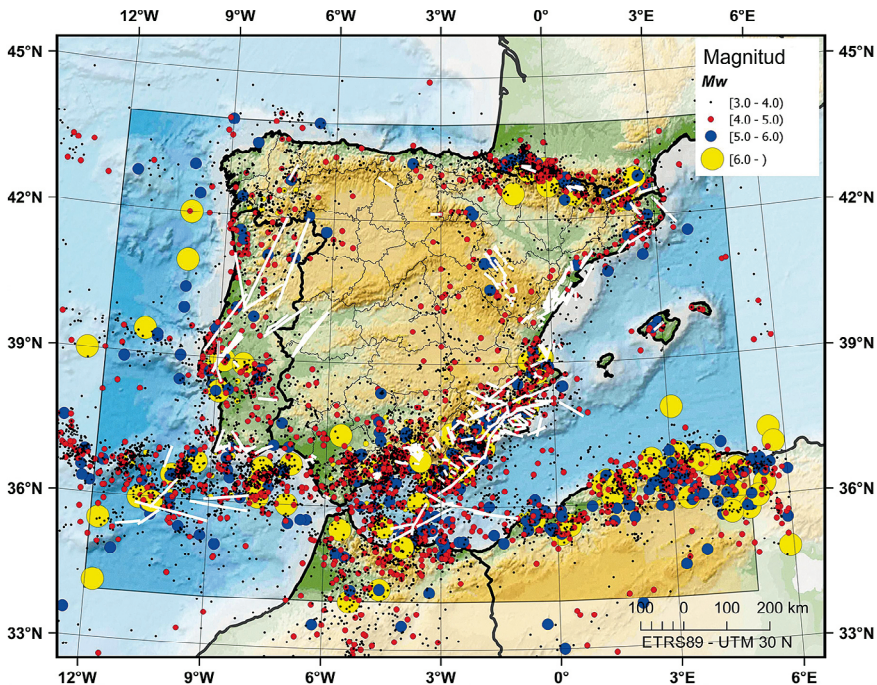


Figura 2. Mapa de fallas activas cuaternarias en la península ibérica con magnitud de los terremotos (elaboración propia).

2.2. LA INFLUENCIA DEL SUELO EN LA PELIGROSIDAD SÍSMICA

El territorio del Algarve y de Huelva se caracteriza por tener un perfil geológico similar, aunque con ciertos matices. Consultar el mapa geológico de España y Portugal del Instituto Geológico y Minero de España (IGM) y el Laboratorio Nacional de energía y geología de Portugal (LNEG) (<<http://info.igme.es/cartografiadigital/portada/>>). Huelva se encuentra sobre materiales terciarios y cuaternarios de la cuenca del Guadalquivir, con claras influencias marinas e importantes llanuras de inundación mareales que conforman, en algunos puntos de la provincia, extensas zonas de marisma (Meijninger, 2006). Los materiales geológicos principales que se pueden encontrar de menor a mayor profundidad son: depósitos fluviales, terrazas fluviales, arenas basales y margas arenosas, en mayor o menor grado. La bahía del Algarve está esencialmente constituida también por materiales terciarios, sobretodo materiales calcáreos, arcillas y arenas con algunas inclusiones magmáticas (Terrinha *et al.*, 2013).

La presencia de suelos blandos tiene un efecto multiplicador en la acción sísmica. Esto es debido a que ante un evento sísmico, un terreno de consistencia blanda no tiene capacidad para disipar las ondas sísmicas. Sin embargo, en el caso de los terrenos rocosos, al tener inercia, tienen la capacidad de absorber la energía liberada (Udías y Mézcua, 1986). En el Algarve existen suelos blandos en la costa (donde vive la mayor parte de la población y se ubican los edificios escolares), en algunos valles y en la proximidad de algunos ríos. En la provincia de Huelva los suelos blandos son muy abundantes especialmente en el sur: en las rías, en la marisma y cerca de la costa. Por tanto, la acción sísmica se amplifica por los efectos del suelo, a diferencia del sureste andaluz, cuyo perfil geológico se compone principalmente por roca.

Los efectos del terreno se consideran en las normativas sísmicas a través de un coeficiente de comportamiento de suelo. Este está tabulado para cada tipo de suelo, variando desde la roca hasta los suelos con muy baja consistencia como lodos o fangos.

2.3. LA PELIGROSIDAD SÍSMICA EN ESPAÑA

En esta sección, se analiza la evolución temporal de la normativa sísmica en España, los requerimientos de la normativa sísmica actualmente de aplicación y las actualizaciones propuestas en el documento elaborado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) sobre los valores de la peligrosidad sísmica. Por último, se analizarán los requerimientos establecidos en la normativa europea, de aplicación recomendada, relativos a la determinación de la acción sísmica.

2.3.1. Evolución temporal de la normativa sísmica en España

La primera normativa sísmica española (PGS-1) fue aprobada en 1969 (Ministerio de Planificación del Desarrollo, 1968). Esta norma clasificaba las construcciones por su grado de importancia, incluyendo a los colegios en el grupo I, edificaciones en general. Los grupos II y III englobaban edificios de importancia significativa como construcciones hidráulicas o centrales de energía. Para los edificios del grupo I, la aplicación de esta normativa era potestativa. En cualquier caso, el documento proponía distintas zonas sísmicas, valores de acción sísmica y un procedimiento de cálculo.

La siguiente normativa sísmica fue la PDS-1 aprobada en 1974 (Ministerio de Planificación del Desarrollo, 1974). Este código hacía una primera clasificación de los edificios según su tipología estructural para la estimación de daños. Además, establecía zonas sísmicas y un procedimiento de cálculo de los edificios similar al propuesto en la norma anterior.

En 1994 se aprobó una nueva norma sísmica denominada *Norma de Construcción Sismorresistente* (NCSE94) (Ministerio de Obras Públicas Transportes y Medio Ambiente, 1994). Este documento propuso mapas de peligrosidad sísmica nuevos, introdujo procedimientos de cálculo más complejos y requerimientos de carácter más restrictivo.

La normativa sísmica de aplicación actualmente en España es la *Normativa de Construcción Sismorresistente Española de 2002* (NCSE02) (Ministerio de Fomento, 2002). En esta normativa se establecen los criterios relativos a la acción sísmica a considerar en cualquier proyecto, reforma o conservación de edificios en España. Además, desde 2007 es de aplicación la NCSP-07, el documento homónimo de aplicación para el diseño y análisis sísmico de puentes. En 2012, se publicó una *Actualización de los mapas de peligrosidad sísmica en España*, elaborado por el IGN, cuyo empleo es recomendado (Ministerio de Fomento de España, 2012).

Por último, el Eurocódigo 8 (EC8) (AENOR, 1998) es una norma europea redactada por el Comité Europeo de Normalización (CEN), cuyo uso es recomendado en el territorio español. El objetivo de este documento es unificar criterios relativos al diseño sísmico de estructuras. El código se complementa con un Anexo Nacional elaborado por cada país, donde se recogen parámetros específicos nacionales que se deberán considerar al aplicar la norma en cada territorio.

A continuación, se analizan los distintos criterios establecidos por la norma NCSE02, la actualización de los mapas de peligrosidad sísmica y el EC8 para el caso de España, así como las consideraciones establecidas en su Anexo Nacional.

2.3.2. Normativa de aplicación en España

2.3.2.1. La norma de construcción sismorresistente (NCSE02)

2.3.2.1.a. Aceleración sísmica de cálculo

La peligrosidad sísmica en España se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la NCSE02 o del listado por municipios del Anejo 1 de dicho documento. Es importante indicar que la NCSE02 solo permite que los edificios se comporten en régimen elástico. Por lo tanto, no considera el comportamiento no lineal de los edificios a la hora de analizar el daño sísmico posible.

La aceleración sísmica de cálculo (a_c) se obtiene por medio de la Ec. (1) y se emplea para la determinación del espectro de respuesta elástico.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde:

- a_b es la aceleración sísmica básica definida en el mapa de peligrosidad en el Anejo 1.
- ρ es un coeficiente adimensional de riesgo con valor 1 para construcciones de importancia normal y 1,3 para construcciones de importancia especial.
- S es el coeficiente de amplificación del terreno que tiene en cuenta la diferencia de la aceleración sísmica en superficie respecto a la de suelo duro, es importante indicar que los valores de a_b se asocian a un terreno duro, aproximadamente, tipo II.

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{Para } 0,1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0,4 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{1,25} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{Para } 0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1,0$$

Siendo:

C coeficiente del terreno, dependiente de las características geotécnicas del terreno de cimentación. Su valor se resume en la tabla 2.

Tabla 2. Clasificación y coeficiente del terreno

Tipo terreno	v_s (m/s)	Coef. C	Descripción
I	>750	1,0	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso
II	>400 ≤750	1,3	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros
III	>200 ≤400	1,6	Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme
IV	≤200	2,0	Suelo granular suelo o suelo cohesivo blando

Para la clasificación de las distintas capas de terreno, se utiliza la velocidad de las ondas elásticas transversales o de cizalla (v_s). Cuando no se dispone de dicha velocidad, para la determinación de los espesores de cada capa pueden emplearse algunos de los siguientes procedimientos. En terrenos granulares, los ensayos de penetración estáticos o dinámicos; en los terrenos cohesivos, la resistencia a compresión simple y en todos ellos, la velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales.

La norma sísmica NCSE02 presenta una serie de valores geotécnicos característicos de cada tipo de terreno: la velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales (v_l); el número de golpes en el ensayo SPT normalizado al 60% de la energía de caída libre; resistencia en punta del penetrómetro estático (q_c) y resistencia compresión simple (q_u), los cuales se muestran en la tabla 3.

27

Tabla 3. Tipos de terreno. Valores geotécnicos característicos

Tipo terreno	v_l	Nº golpes SPT	q_c	q_u
I	>2000 m/s	>50	>20 MPa	—
II	Granulares	>40	>15 MPa	—
	Cohesivos	—	—	>500 kPa
III	Granulares	>15	>6 MPa	—
	Cohesivos	—	—	>200 kPa
IV	Capas de terreno no clasificable como I, II o III			

2.3.2.1.b. Análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica

La aceleración sísmica básica tiene dimensiones de aceleración, por lo que el valor de g se puede sustituir por $9,8 \text{ m/s}^2$. En la NCSE02, el cálculo de la peligrosidad sísmica se ha realizado en términos de intensidad de acuerdo a la Escala

Macrosísmica Europea (EMS) y a partir de los datos del catálogo sísmico del IGN. La determinación de la aceleración horizontal se ha realizado a partir de correlaciones. Los valores de aceleración básica son valores medios correspondientes a un periodo de retorno (P_R) de 500 años. Es importante destacar que el periodo de retorno no es un tiempo físico de recurrencia, sino que corresponde a una interpretación desde el punto de vista probabilístico. Se asocia con un fractil de probabilidad dado en la distribución de probabilidad de las aceleraciones potenciales máximas (anuales). Dicho valor corresponde, en el caso de esta norma, a una probabilidad de excedencia del 2 por mil ($1/P_R$) de que la aceleración sísmica potencial (anual) sea superada.

2.3.2.1.c. Construcción del espectro de respuesta

Esta norma define un espectro normalizado de respuesta elástica a nivel de superficie. Para el cálculo, este espectro se debe escalar a la aceleración sísmica básica y modificarse en función del amortiguamiento (si fuera distinto del 5%) y del comportamiento dúctil del edificio. El valor de la ordenada del espectro, $\alpha(T)$, representa el cociente entre la aceleración máxima absoluta de un oscilador elástico lineal (S_a) y la máxima aceleración aplicada en su base (a): esto es, cuando la base del oscilador sufre un terremoto de aceleración máxima a , la respuesta del oscilador tiene una aceleración máxima $S_a = a \cdot \alpha(T)$, siendo $\alpha(T)$ una función del período propio del oscilador T . El espectro se define por los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \quad \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \quad \alpha(T) = K \cdot C/T \end{aligned}$$

Siendo:

- $\alpha(T)$ Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
- T Período propio del oscilador en segundos.
- K Coeficiente de contribución. Este tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.
- C Coeficiente del terreno.
- T_A, T_B Períodos característicos del espectro de respuesta, de valor:

$$T_A = K \cdot C / 10 \text{ y } T_B = K \cdot C / 2,5.$$

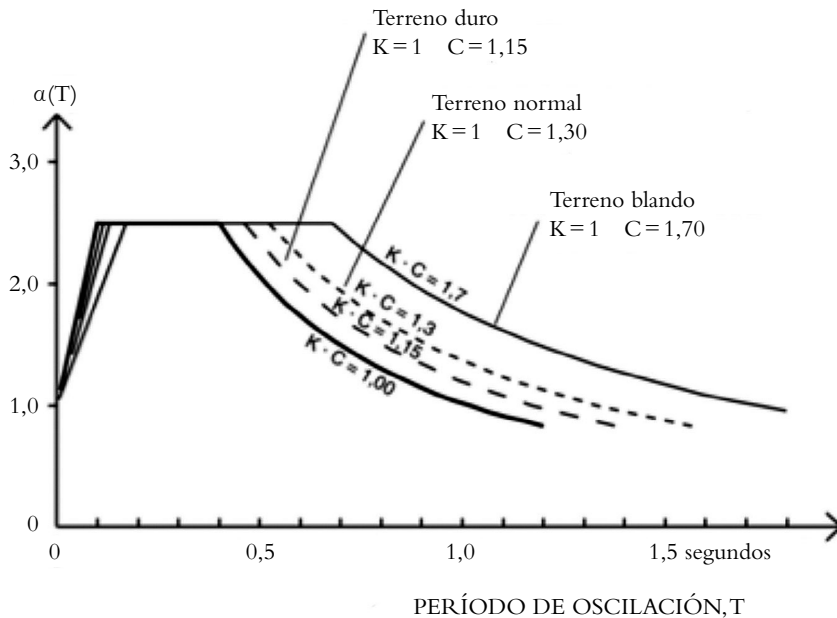


Figura 3. Espectro de respuesta elástica para diferentes valores de C y K (NCSE-02).

La consideración completa de todos los factores que influyen en la forma y en las ordenadas del espectro de respuesta es muy compleja. En esta Norma, se ha adoptado una formulación simplificada cuya precisión, en relación con los datos suficientes, se considera aceptable. El espectro se define en función del terreno de la cimentación y de las características diferenciadoras de la sismicidad de la zona de Azores-Gibraltar, cuya influencia se introduce mediante los coeficientes C y K , respectivamente.

Los coeficientes C y K afectan al tramo del espectro en el que la velocidad es constante (periodos altos) (figura 3); los suelos blandos y la mayor distancia epicentral amplifican la velocidad espectral de este tramo y desplazan hacia periodos mayores el valor T_B en el que este comienza.

El coeficiente K tiene en cuenta la distinta contribución de la sismicidad de la península y áreas adyacentes, y de la más cercana, correspondiente a la zona Azores-Gibraltar, a la peligrosidad sísmica en cada punto del territorio español. Los valores de K están comprendidos entre 1,0 –en los puntos en los que la peligrosidad sísmica procede de terremotos continentales o de áreas marítimas adyacentes– y, 1,5 en los puntos en los que la contribución a la peligrosidad procede totalmente de terremotos de la citada región de Azores-Gibraltar.

En la tabla 4 se recogen los valores de la aceleración sísmica básica a_b para los municipios de la provincia de Huelva establecidos en el Anejo 1 de la NCSE02. El coeficiente de contribución K varía entre 1,2 y 1,3.

Tabla 4. Valores de la aceleración sísmica básica a_b de los municipios de la provincia de Huelva

Municipio	a_b
Alájar	0,06
Aljaraque	0,10
El almentro	0,11
Almonaster la Real	0,07
Almonte	0,08
Alosno	0,09
Aracena	0,06
Aroche	0,07
Arroyomolinos de León	0,05
Ayamonte	0,14
Beas	0,09
Berrocal	0,07
Bollullos Par del Condado	0,08
Bonares	0,09
Cabezas Rubias	0,09
Cala	0,05
Calañas	0,08
El Campillo	0,07
Campofrío	0,06
Cañaverl de León	0,05
Cartaya	0,11
Castaño de Robledo	0,06
El Cerro de Andévalo	0,08
Corteconcepción	0,06
Cortegana	0,07
Cortelazor	0,06
Cumbres de Enmedio	0,06
Cumbre de San Bartolomé	0,06
Cumbres Mayores	0,06
Chucena	0,08
Encinasola	0,06
Escacena del Campo	0,08
Fuentehieridos	0,06

Municipio	a_b
Galaroza	0,06
Gibraleón	0,10
La Granada de Río-Tinto	0,06
El Granado	0,12
Hieguera de la Sierra	0,06
Hinojales	0,06
Hinojos	0,08
Huelva	0,10
Isla Cristina	0,13
Jabugo	0,06
Lepe	0,12
Linares de la Sierra	0,06
Lucena del Puerto	0,09
Manzanilla	0,08
Los Marines	0,06
Minas de Riotinto	0,07
Moguer	0,10
La Nava	0,06
Nerva	0,07
Niebla	0,09
La Palma del Condado	0,08
Palos de la Frontera	0,10
Paterna del Campo	0,08
Paymogo	0,11
Puebla de Guzmán	0,10
Puerto Moral	0,06
Punta Umbría	0,10
Rociana del Condado	0,09
Rosal de la Frontera	0,09
San Bartolomé de la Torre	0,10
San Juan del Puerto	0,09
Sanlúcar de Guadiana	0,13
San Silvestre de Guzmán	0,12

Tabla 4. Valores de la aceleración sísmica básica a_b de los municipios de la provincia de Huelva (cont.)

Municipio	a_b	Municipio	a_b
Santa Ana la Real	0,06	Villalba del Alcor	0,08
Santa Bárbara de Casa	0,09	Villanueva de las Cruces	0,09
Santa Olalla del Cala	0,05	Villanueva de los Castillejos	0,11
Trigueros	0,09	Villarrasa	0,08
Valdelarco	0,06	Zalamea la Real	0,07
Valverde del Camino	0,08	Zufre	0,06
Villablanca	0,13		

2.3.2.1.d. Criterios constructivos

Esta Norma establece cuatro clases de comportamiento considerando la ductilidad: muy alta, alta, baja y muy baja. El coeficiente de comportamiento por ductilidad depende de la organización, del material y de los detalles constructivos. Se deben verificar las siguientes condiciones para adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad:

- Ductilidad muy alta ($\mu = 4$): las acciones horizontales deben ser resistidas por pórticos de nudos rígidos o mediante sistemas de rigidización especialmente diseñados para disipar energía. En estructuras de vigas de hormigón armado, estas deben ser de canto. Además, se deben cumplir los requisitos relativos al dimensionado y a los detalles constructivos.
- Ductilidad alta ($\mu = 3$): la resistencia a las acciones horizontales se consigue mediante pantallas no acopladas de hormigón armado o diagonales a tracción. En estructuras de vigas de hormigón armado, estas deben ser de canto. Además, se deben cumplir los requisitos relativos al dimensionado y a los detalles constructivos.
- Ductilidad baja ($\mu = 2$): se encuadran en este grupo las estructuras de tipo péndulo invertido, las de losas planas, forjados reticulares o unidireccionales con vigas planas.
- Ductilidad muy baja ($\mu = 1$): en este grupo se engloban las estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango plástico, en particular las construidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón.

2.3.2.2. Actualización de los mapas de peligrosidad sísmica

En 2012, se publicó la actualización de los mapas de peligrosidad sísmica elaborado por el IGN. El estudio recogió novedades en el conocimiento de la sismicidad de la península y avances de las técnicas para la elaboración de mapas nuevos de peligrosidad sísmica, junto con la información aportada por estudios recientes sobre la actividad de fallas. Asimismo, el estudio se adecuó a la normativa europea, llevándose a cabo una homogeneización con los países limítrofes.

2.3.2.2.a. Análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica

Para la proposición de nuevos mapas actualizados de peligrosidad sísmica, se llevó a cabo un análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica (PSHA, en inglés). Para este tipo de análisis, es necesario determinar el modelo probabilístico que se considerará. En este caso, se consideró un modelo poissoniano. Este modelo considera la probabilidad de ocurrencia de un evento en un marco temporal. Se trata de una distribución de valores medios.

Para la elaboración de la base de datos, se tomó el catálogo sísmico del IGN, aumentando el periodo considerado hasta 2011, eliminando los sismos de profundidad mayor a 65 km. Dado que la información de muchos terremotos ocurridos en el pasado no se expresa en los parámetros que actualmente se emplean para medir la gravedad de un terremoto, por ello, se realizó una homogeneización del catálogo en base al parámetro magnitud momento (M_w) empleando correlaciones de intensidad. Además, se emplearon leyes de atenuación que han sido probadas y válidas, y se realizó una nueva determinación de zonas sísmicas. En total, el catálogo consideró 6 999 eventos sísmicos.

2.3.2.2.b. Resultados obtenidos y relación con la norma NCSE02

Los resultados obtenidos de los mapas actualizados de peligrosidad sísmica de 2012 no son directamente comparables con los adoptados en la NCSE02. En esta norma, el mapa de peligrosidad sísmica define la peligrosidad sísmica del territorio, para un periodo de retorno de 500 años, a partir del valor de aceleración sísmica básica, a_b , y del coeficiente de contribución, K . Esta aceleración sísmica básica fue definida para un terreno de tipo II y, a partir de esta, se calcula la aceleración sísmica de cálculo, a_c , multiplicando a_b por el coeficiente de importancia, ρ , y el coeficiente de suelo, S .

El mapa nuevo de peligrosidad es en realidad una colección de mapas de distintos parámetros, aceleración pico (PGA) y aceleraciones espectrales calculados para varias probabilidades de superación o periodos de retorno. No se pueden comparar resultados obtenidos en PGA para un periodo de retorno de

475 años con la a_b obtenida en 2002. Además, el mapa obtenido en PGA para un periodo de retorno de 475 años se ha determinado para un tipo de suelo I, para así adecuarlo a la normativa europea.

Por tanto, para emplear el espectro de respuesta elástico de la NCSE02, se sustituirá la a_b por esta nueva aceleración en PGA y se modificará el coeficiente de suelo, S . Los ajustes consisten en lo siguiente:

$$\text{Para } \rho \cdot a_r \leq 0,1 \text{ g} \quad S = C$$

$$\text{Para } 0,7\text{g} < \rho \cdot a_r < 0,4 \quad S = 1 + 3,33 \cdot (1 - C) \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_r}{g} - 0,4\right)$$

$$\text{Para } 0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_r \quad S = 1,0$$

Siendo:

C el coeficiente de terreno, dependiente de las características geotécnicas del terreno de cimentación (NCSE-02 art. 2.4).

a_r la nueva aceleración de referencia PGA ($T_R = 475$).

Tabla 5. Valores PGA ($T_R = 475$) de los municipios de la provincia de Huelva

Municipio	PGA	Municipio	PGA
Alájar	0,06	Huelva	0,12
Aljaraque	0,12	Isla Cristina	0,13
El almento	0,09	Jabugo	0,06
Almonaster la Real	0,07	Lepe	0,12
Almonte	0,10	Linares de la Sierra	0,06
Alosno	0,08	Lucena del Puerto	0,10
Aracena	0,06	Manzanilla	0,09
Aroche	0,07	Los Marines	0,06
Arroyomolinos de León	0,06	Minas de Riotinto	0,07
Ayamonte	0,12	Moguer	0,11
Beas	0,09	La Nava	0,06
Berrocal	0,07	Nerva	0,07
Bollullos Par del Condado	0,10	Niebla	0,10
Bonares	0,10	La Palma del Condado	0,09
Cabezas Rubias	0,07	Palos de la Frontera	0,12
Cala	0,06	Paterna del Campo	0,09
Calañas	0,07	Paymogo	0,08

Tabla 5. Valores PGA ($T_R = 475$) de los municipios de la provincia de Huelva (cont.)

Municipio	PGA
El Campillo	0,07
Campofrío	0,07
Cañaveral de León	0,06
Cartaya	0,12
Castaño de Robledo	0,06
El Cerro de Andévalo	0,07
Corteconcepción	0,06
Cortegana	0,07
Cortelazor	0,06
Cumbres de Enmedio	0,06
Cumbre de San Bartolomé	0,06
Cumbres Mayores	0,06
Chucena	0,09
Encinasola	0,06
Escacena del Campo	0,09
Fuenteheridos	0,06
Galaroza	0,06
Gibraleón	0,10
La Granada de Río-Tinto	0,07
El Granada	0,09
Hieguera de la Sierra	0,06
Hinojales	0,06
Hinojos	0,10

Municipio	PGA
Puebla de Guzmán	0,08
Puerto Moral	0,06
Punta Umbría	0,13
Rociana del Condado	0,10
Rosal de la Frontera	0,07
San Bartolomé de la Torre	0,09
San Juan del Puerto	0,10
Sanlúcar de Gadiana	0,09
San Silvestre de Guzmán	0,10
Santa Ana la Real	0,07
Santa Bárbara de Casa	0,08
Santa Olalla del Cala	0,06
Trigueros	0,10
Valdelarco	0,06
Valverde del Camino	0,08
Villablanca	0,11
Villalba del Alcor	0,09
Villanueva de las Cruces	0,08
Villanueva de los Castillejos	0,09
Villarrasa	0,09
Zalamea la Real	0,07
Zufre	0,06

2.3.3. Normativa recomendada: el Eurocódigo 8

El Eurocódigo 8 (1998) surge como un intento por parte de la comunidad europea para homogeneizar criterios relativos al diseño sísmico de estructuras. Sin embargo, cada país elabora su Anexo Nacional donde especifica o matiza los criterios establecidos en el EC8. Se divide en 6 partes, siendo la parte 1 (EC8-1) (AENOR, 2018a) y la parte 3 (EC8-3) (AENOR, 2018b) las más importantes para este proyecto. En la parte 1 se incluyen las reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación. En la parte 3 se recoge el proceso de evaluación y adecuación sísmica de edificios existentes.

2.3.3.1. Determinación del espectro de respuesta

En la parte 1 se establece el proceso de determinación del espectro de respuesta elástico. En este caso, la peligrosidad sísmica se expresa por medio de la aceleración pico de referencia (a_{gR}) para el terreno tipo A y determinada según el Anexo Nacional. Esta es resultado del producto de la aceleración del suelo de diseño (a_g) por el coeficiente de importancia (γ_I) según la Ec. (2). En esta parte 1 se determina un coeficiente de importancia distinto según la edificación, siendo: 0,8 para estructuras de importancia moderada; 1,0 para estructuras de importancia normal; 1,2 para estructuras de mayor importancia; y 1,4 para estructuras de especial importancia. Sin embargo, esta prescripción debe ser contrastada con lo establecido en el Anexo Nacional de cada país.

$$a_{gR} = a_g \cdot \gamma_I \quad \text{Ec. (2)}$$

El espectro elástico de respuesta horizontal [$S_e(T)$] se define de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

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

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Donde:

$S_e(T)$ es el espectro de respuesta elástica.

T es el período de vibración de un sistema lineal con un grado de libertad.

a_g es el valor de cálculo de la aceleración del suelo en un terreno tipo A.

T_B es el límite inferior del período del tramo de aceleración espectral constante.

T_C es el límite superior del período del tramo de aceleración espectral constante.

T_D es el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro.

S es el factor del suelo.

η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento con valor de referencia $\eta = 1$, para un amortiguamiento viscoso del 5%.

Los valores de los periodos T_B , T_C y T_D así como el factor del suelo S dependen del tipo de suelo. En la tabla 6, se recogen los criterios para determinar el tipo de suelo. En este caso, el EC8-1 establece 5 tipos de suelo frente a los 4 que determina la NCSE02.

Tabla 6. Clasificación tipos de terreno

Tipo terreno	Descripción
A	Roca u otra formación geológica similar a roca, incluyendo como máximo 5 m del material más débil en la superficie
B	Depósitos de arena muy densa, grava o arcilla muy rígida, de al menos algunas decenas de metros espesor, caracterizados por un aumento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad
C	Depósitos de arena muy densa, grava o arcilla muy rígida, de al menos algunas decenas de metros de espesor, caracterizados por un aumento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad
D	Depósitos profundos de arena densa o de densidad de media a densa, grava o arcilla dura con espesor de algunas decenas a muchos centenares de metros
E	Un perfil de suelo constituido por una capa aluvial con valores de v_s (velocidad de ondas de corte) de tipo C o D y espesor variable entre 5 m y 20 m, que yace sobre un material más rígido con $v_s > 800$ m/s
S_1	Depósitos que contienen una capa de al menos 10 m de espesor, de arcillas/aluviones blandos con índice de plasticidad alto ($IP > 40$) y alto contenido en agua
S_2	Depósitos de suelos licuefactables, de arcillas sensibles o cualquier otro perfil de suelo incluido en los tipos A – E o S_1

Además, el EC8-1 se diferencia con la NCSE02 proponiendo 2 tipos de espectros elásticos de respuesta: 1 y 2 (figura 4). Según el EC8, el espectro de respuesta tipo 1 se emplea si los terremotos que más contribuyen en la peligrosidad sísmica son lejanos y de magnitud moderada-alta ($M_w > 5,5$). El espectro tipo 2 se emplea si los terremotos son cercanos de magnitud no mayor a $M_w < 5,5$. Los periodos y el coeficiente de suelo varían en función del tipo de espectro según la tabla 7.

Tabla 7. Valores de los periodos T_B , T_C y T_D y el coeficiente de suelo S según el tipo de espectro

Tipo Terreno	Acción Sísmica Tipo 1				Acción Sísmica Tipo 2			
	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,40	2,00	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,20	0,15	0,50	2,00	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,15	0,20	0,60	2,00	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,35	0,20	0,80	2,00	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,40	0,20	0,50	2,00	1,60	0,05	0,25	1,20

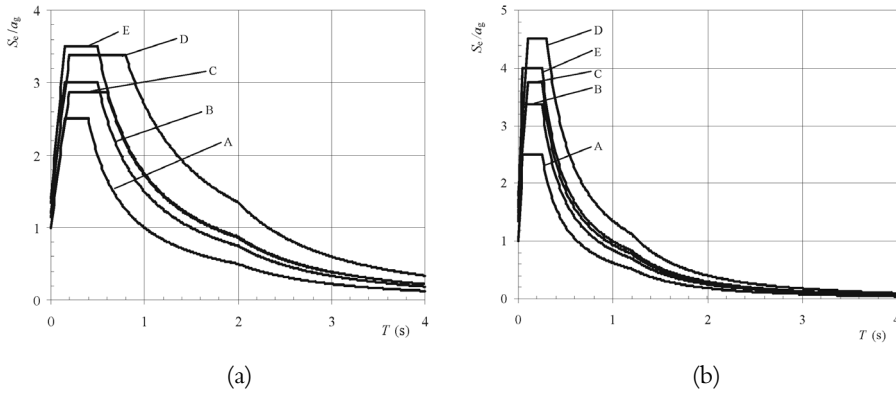


Figura 4. Espectro de respuesta elástica de tipo 1 (a) y 2 (b) para cada tipo de suelo.

El EC8-1 también propone el diseño de un espectro de respuesta elástico para considerar los efectos de las fuerzas verticales debidas a la acción sísmica.

En los análisis no lineales, el espectro de respuesta elástico se reduce por un coeficiente denominado como factor de respuesta (q) que considera el tipo de sistema estructural y el comportamiento por ductilidad del mismo. La determinación de este factor se especifica en el EC8-1 solo para el diseño de edificios nuevos. Sin embargo, este proceso no puede ser aplicado a edificios existentes, por lo que se emplean otras normativas como la americana.

2.3.3.2. Anexo Nacional español

Para el empleo del espectro de respuesta del EC8-1, el Anexo Nacional establece una serie de criterios relativos al valor de la aceleración sísmica y del coeficiente de importancia.

En el caso de emplear los valores de aceleración sísmica básica de la NCSE02, al estar expresada para un suelo de tipo II y un T_r de 500 años, mientras que la a_{gR} del EC8 lo está para un suelo tipo A y un T_r de 475 años, la a_b se debe multiplicar por un coeficiente reductor de 0,8, según la Ec. (3). Si se emplea la actualización de los valores de peligrosidad sísmica de 2012, no hay que realizar ningún cambio en la PGA, dado que está expresada para un tipo de terreno I y un periodo de retorno de 475 años.

$$a_{gR} = 0,8 \cdot a_b \quad \text{Ec. (3)}$$

Con respecto al coeficiente de importancia, el Anexo español propone una modificación con respecto a lo establecido en el EC8-1: el coeficiente de importancia mayor se aumenta de 1,2 a 1,3. Este cambio afecta a este proyecto, dado que los colegios se incluyen en esta categoría de importancia.

2.4. LA PELIGROSIDAD SÍSMICA EN PORTUGAL

En esta sección, se analiza la evolución temporal de la normativa sísmica en Portugal y los requerimientos de la normativa sísmica de aplicación en la actualidad.

38

2.4.1. Normativa histórica sísmica: el Decreto Ley 235/83

El primer código sísmico en Portugal fue el *Decreto n. 41 658* (RSCCS, 1958) (Nacional, 1958). El segundo código sísmico fue el Decreto 44041 (RSEP, 1961) (Nacional, 1961), que cambió la acción sísmica debido al terremoto en Agadir en 1960. El *Decreto Lei 235/83, Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes* (RSAEEP) publicado en 1983 (Imprensa Nacional-Casa da Moeda, 1983), fue el primer código sísmico que incluye principios modernos de análisis dinámico en el diseño de estructuras.

2.4.1.1. Análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica

El mapa de las seis zonas sísmicas consideradas en la RSAEEP (figura 5) fue influenciado por un estudio de peligrosidad sísmica, el cual recurrió a un modelo de Poisson y una distribución de extremos tipo III, por un período de recurrencia de 1000 años (Oliveira, 1977). En este estudio, se utilizaron tres fuentes de información: 1) un catálogo histórico desde el siglo X; 2) el catálogo instrumental portugués desde 1902 (los terremotos del catálogo español también se utilizaron para las zonas fronterizas); 3) las intensidades máximas observadas después de los terremotos de 1902 (Oliveira, 1977).

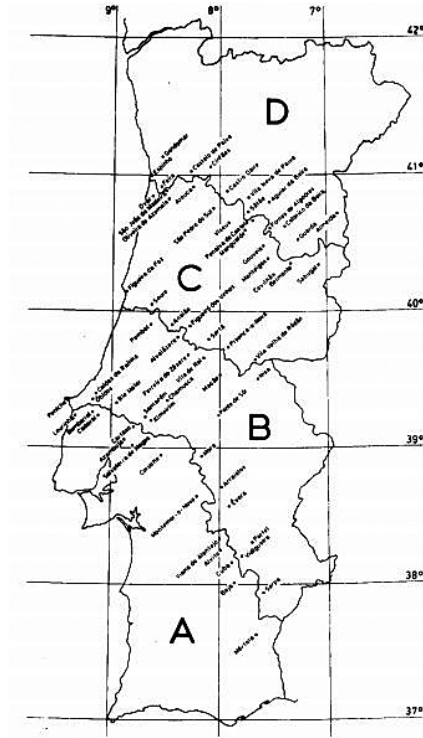


Figura 5. Zonificación sísmica de Portugal (Decreto Ley n°. 235/83).

39

En cuanto al tipo de terreno, se establecieron 3 tipos: tipo I, rocas; tipo II, suelos duros de consistencia media; y tipo III, suelos flojos.

2.4.1.2. Determinación de la acción sísmica

La acción sísmica se definió a través de las densidades espectrales de potencia de aceleración, para dos tipos de terremotos: 1) un terremoto de magnitud moderada a poca distancia del foco; 2) un terremoto de mayor magnitud a mayor distancia del foco. Los espectros de respuesta se pudieron determinar utilizando espectros de potencia, pero esto dificultó el proceso. La influencia de la sismicidad se considera a través del coeficiente α para cada acción sísmica.

2.4.2. Normativa de aplicación: el Eurocódigo 8

Desde diciembre de 2019, el Eurocódigo 8 es la normativa sísmica de aplicación en Portugal.

2.4.2.1. Construcción del espectro de respuesta

La determinación del espectro de respuesta se realiza de manera similar a lo especificado en el EC8-1. Sin embargo, el Anexo Nacional especifica los valores de los periodos T_B , T_C y T_D , del coeficiente del suelo S y del coeficiente de importancia.

2.4.2.2. El Anexo Nacional portugués

El Anexo Nacional portugués especifica los requerimientos establecidos en el EC8-1 para terremotos de dos tipos, como en el caso de RSAEEP, pero ahora el tipo 1 es el terremoto lejano y el tipo 2 es el terremoto cercano. Propone valores nuevos del coeficiente de importancia en función de la clase de importancia y para cada tipo de acción sísmica (tabla 8). En el caso de los colegios, la clase de importancia es la III, por tanto, corresponde un coeficiente de importancia, al considerar un espectro de respuesta tipo 1, de 1,45, valor superior al establecido por el Anexo Nacional español.

Tabla 8. Coeficientes de importancia (γ_i)

Clase de importancia	Acción sísmica 1	Acción sísmica tipo 2	
		Continente	Azores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

40

Además, propone una actualización de los valores de los periodos T_B , T_C y T_D y del coeficiente S del suelo para cada tipo de acción sísmica (tabla 9).

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max}$$

$$\text{Para } 1 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1)$$

$$\text{Para } 4 \text{ m/s}^2 \leq a_g \quad S = 1,0$$

Tabla 9. Valores de T_B , T_C y T_D y S para cada tipo de espectro de respuesta

Tipo Terreno	Acción Sísmica Tipo 1				Acción Sísmica Tipo 2			
	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0,10	0,60	2,00	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00	1,60	0,10	0,25	2,00
D	2,00	0,10	0,60	2,00	2,00	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00	1,80	0,10	0,25	2,00

En (Campos Costa *et al.*, 2008) se realizó una propuesta de actualización del Anexo Nacional en 2008. En este estudio, se propusieron zonas sísmicas nuevas (figura 6) y se realizó un análisis probabilístico nuevo de la peligrosidad sísmica considerando un enfoque de Cornell's.

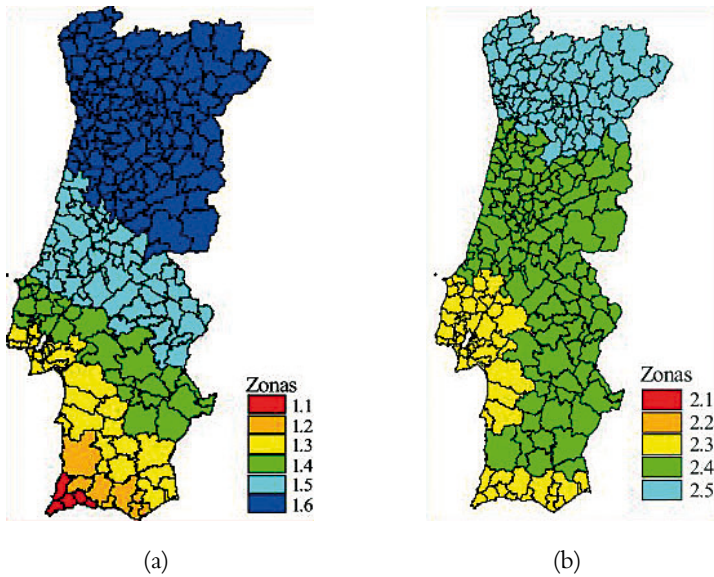


Figura 6. Zonificación sísmica anexo tipo 1 (a) y tipo 2 (b).

Tabla 10. Aceleración máxima de referencia a_{gR} (m/s^2) en varias zonas sísmicas

Aceleración Sísmica Tipo 1		Aceleración Sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	—	—

En este estudio, se propusieron nuevos valores de a_{gR} para cada zona sísmica y para cada tipo de espectro de respuesta según la tabla 10. Estos valores no tienen que ser modificados por coeficientes, dado que están expresados en suelo tipo I o A, para un periodo de retorno de 475 años.

2.5. COMPARACIÓN DE PELIGROSIDAD EN LA REGIÓN ALGARVE-HUELVA

Pese a que, en caso de terremoto, la zona del Algarve y la de Huelva se verían afectadas por igual, las normativas sísmicas de cada país difieren considerablemente (Estêvão *et al.*, 2019). La principal diferencia es el valor de la acción sísmica debido a los distintos enfoques considerados en los análisis probabilísticos de la peligrosidad sísmica. En cuanto a otros requerimientos, como la ductilidad o criterios constructivos, son muy similares.

Es importante indicar que, pese a que el EC8 surgió como una herramienta de homogeneización en cuanto al diseño sísmico a nivel europeo, los Anexos Nacionales sirven para que cada país especifique sus propios parámetros. Como en (García-Mayordomo *et al.*, 2004), las principales diferencias en los parámetros sísmicos y sus valores se establecen en la tabla 11.

En la NCSE02 y en la actualización de los valores de 2012, se consideró un análisis de la peligrosidad sísmica a partir de una distribución poissoniana, por lo que toma valores medios. Sin embargo, la normativa portuguesa y la actualización de los valores españolas de 2008, se consideró una distribución de Poisson y de Gumbel I, resultando una distribución de valores máximos. Debido a ello y a otros factores que influyen en los resultados (Estêvão y Oliveira, 2001), los valores de aceleración obtenidos para Portugal y España difieren en algunas localizaciones.

Tabla 11. Listado de los parámetros básicos para determinar la aceleración sísmica según cada código

Parámetro	Decreto Lei RSAEEP	EC8	NCSE02	Actualización de mapas española	Anexo español al EC8	Anexo portugués al EC8
Fecha	1983	1998	2002	2012	2010	2010
Escala sísmica	Magnitud	—	Intensidad	Magnitud	—	—
Estimación sísmica	Histórica Leyes de atenuación Gumbel III	—	Histórica	Histórica Leyes de atenuación	—	—
Funciones atenuación	Aceleración	—	Macrosísmica	Aceleración	—	—
Análisis peligrosidad	Gumbel I	—	Poissoniana	Poissoniana	—	—
Descriptor peligrosidad	PGA	$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_i$	$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$	PGA	$a_{gR} = 0.8 \cdot a_b$	a_{gR}
Factor de importancia	—	$\gamma_i = 1$	$\rho = 1$	$\rho = 1$	$\gamma_i = 1,3$	$\gamma_i - T_1 = 1,45$ $\gamma_i - T_2 = 1,25$
Tipo de espectro	Tipo 1 y 2	Tipo 1 y 2	Tipo 1	Tipo 1	Tipo 1 y 2	Tipo 1 y 2
Valores límite no colapso	$T_{NCR} = 1000$ años	$T_{NCR} = 475$ años $P_{NCR} = 10\%$	$T_{NCR} = 500$ años $P_{NCR} = 2\%$	$T_{NCR} = 475$ años $P_{NCR} = 10\%$	$T_{NCR} = 475$ años $P_{NCR} = 10\%$	$T_{NCR} = 475$ años $P_{NCR} = 10\%$
Valores límite daño severo	—	$T_{DLR} = 95$ años $P_{DLR} = 10\%$	$T_{DLR} = 95$ años $P_{DLR} = 10\%$	$T_{DLR} = 95$ años $P_{DLR} = 10\%$	$T_{DLR} = 95$ años $P_{DLR} = 10\%$	$T_{DLR} = 95$ años $P_{DLR} = 10\%$
Valor aceleración suelo (m/s^2)	—	—	Ayamonte $a_c = 1,597$ $a_g = 1,428$	Ayamonte $a_c = 1,763$ $a_g = 1,5$	—	Vila Real $a_{g-T1} = 2,2$ $a_{g-T2} = 2,1$

Con respecto al periodo de retorno, también se encuentran diferencias importantes. La NCSE02 consideró un valor de 500 años mientras que el EC8 y la actualización española y portuguesa consideraron 475 años. Esta diferencia es importante en el caso de la normativa portuguesa, dado que en el análisis de peligrosidad consideró un periodo de retorno de 1 000 años. Por tanto, la acción sísmica es considerablemente superior a la determinada en la NCSE02 o en la actualización de los valores española.

Otra cuestión importante es que las aceleraciones sísmicas se expresan para distintos tipos de suelo. La NCSE02 expresa la aceleración para un tipo de

terreno II, mientras que el resto considera un tipo de terreno I. Por lo tanto, al emplear el espectro de respuesta del EC8, la aceleración de la NCSE02 debe ser modificada por un coeficiente de reducción especificado en el Anexo Nacional español. Además, la NCSE02 solo considera un único espectro de respuesta. Sin embargo, el EC8 y la normativa portuguesa establecen dos tipos de acción sísmica.

En cuanto al factor de importancia, la norma española determina un factor de 1,0 para los colegios. Sin embargo, este valor difiere considerablemente al emplear el espectro de respuesta del EC8, siendo 1,3 y 1,45 según el Anexo Nacional español y portugués, respectivamente. Este aumento resulta en valores de a_g considerablemente superiores para el caso de Portugal.

En el marco del proyecto PERSISTAH, se ha llevado a cabo una comparación de la acción sísmica para dos municipios situados en la frontera española-portuguesa según cada norma sísmica. Los municipios seleccionados para el análisis fueron Vila Real de Santo António y Ayamonte (figura 7). Ambos están separados tan solo por el río Guadiana y se caracterizan por la presencia de suelos blandos de propiedades similares.

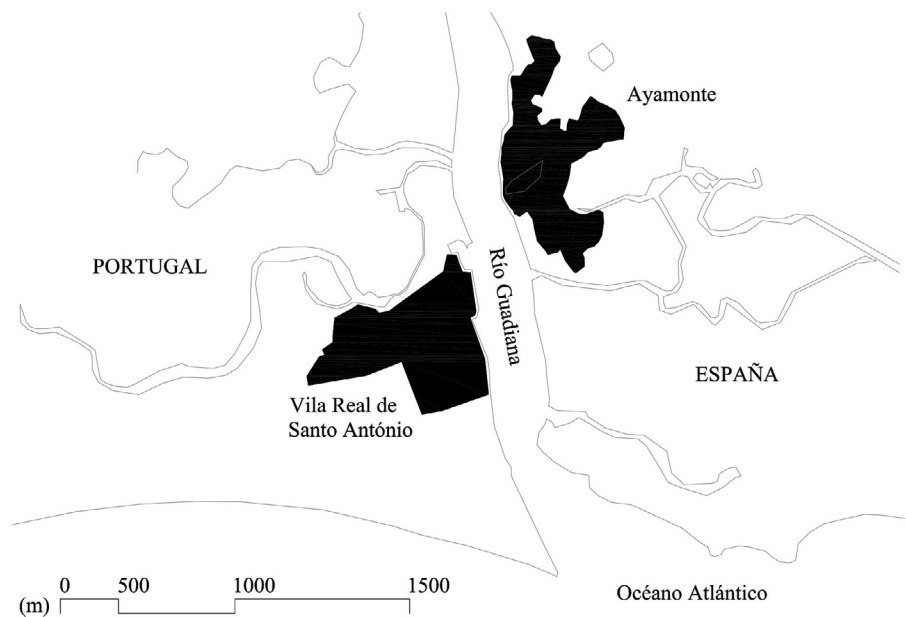


Figura 7. Municipios considerados en el estudio.

Para la determinación de los espectros de respuesta se han considerado (figura 8): las tablas de aceleraciones y frecuencia de la norma portuguesa RSAEEP para la zona sísmica correspondiente; el espectro de respuesta de la NCSE02

considerando la aceleración básica del Anejo 1 para Ayamonte y la PGA establecida en la actualización de los valores de peligrosidad sísmica de 2012 para Ayamonte; el espectro de respuesta del EC8 considerando las dos aceleraciones anteriores, así como la establecida en (Campos Costa *et al.*, 2008) para la zona sísmica correspondiente y considerando las prescripciones establecidas en cada Anexo Nacional. El tipo de suelo seleccionado ha sido tipo III o C en el caso de los códigos nacionales y los europeos, respectivamente.

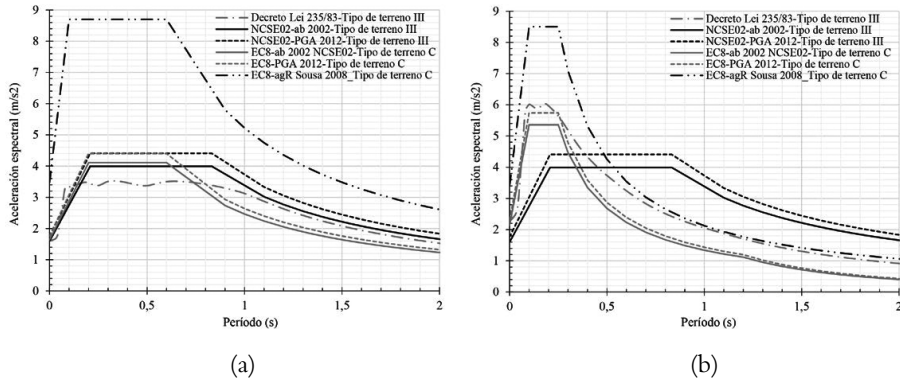


Figura 8. Comparación de los espectros de respuesta para cada código sísmico para un escenario de terremoto lejano (tipo 1) (a) y un terremoto cercano (tipo 2) (b).

De esta comparación, se comprueba que se encuentran diferencias considerables en cuanto al valor de la acción sísmica, difiriendo hasta en un 60%. En cualquier caso, según indica (Oliveira *et al.*, 2000), los análisis de peligrosidad sísmica considerados en los códigos están desactualizados. Es más, se debería incidir en el estudio sobre la definición de las aceleraciones del suelo empleando leyes de atenuación actuales y validadas, así como considerando distintos escenarios de riesgo sísmico.

Capítulo 3. Caracterización de los colegios

3.1. FUENTES DE INFORMACIÓN

En Huelva, se han identificado en total 138 colegios de educación primaria. Estos se componen de uno a seis edificios aislados. En total se han identificado 269 edificios. En la figura 9, se muestra el número de colegios según el número de edificios en los que se dividen. La mayoría de los colegios (30%) están compuestos por dos edificios. Una gran parte están compuestos por uno (24%) y tres (22%) edificios. El resto de colegios (24%) se componen de cuatro o más edificios.

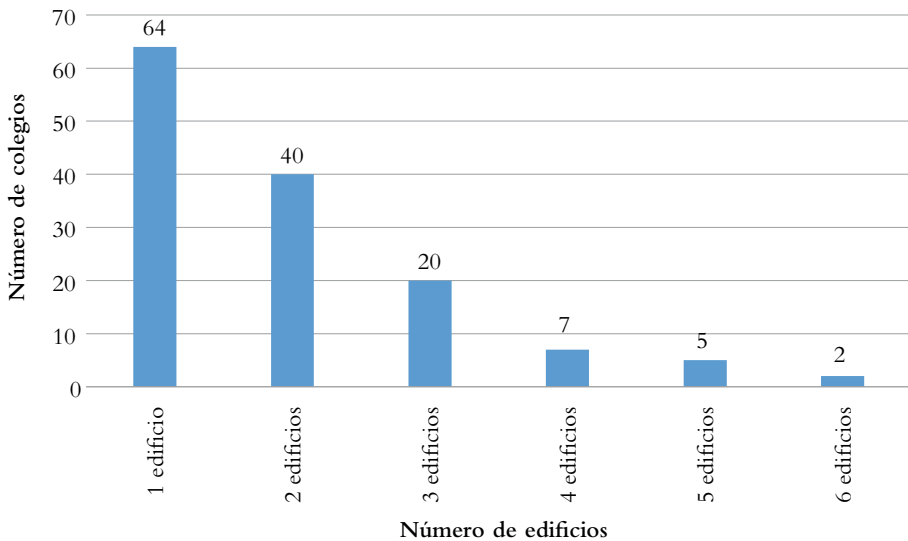


Figura 9. Colegios según el número de edificios en los que se dividen.

La caracterización de los edificios escolares se realiza a partir de la información disponible de cada colegio: proyectos originales, proyectos de reforma (ambos incluyendo memorias descriptivas y gráficas), imágenes aéreas, visitas *in situ*, encuestas, etc. Esta información se ha obtenido de: diferentes archivos municipales de Huelva, del Colegio de Arquitectos de Huelva y de la Consejería de Educación de la Junta de Andalucía.

A continuación, se expone el proceso seguido en el análisis y el tratamiento de la información obtenida de cada fuente.

3.1.1. Creación de la base de datos

A partir de la información obtenida, se ha realizado una base de datos implementada en el programa informático desarrollado en el marco del proyecto de investigación. Esta base de datos se divide en los siguientes apartados:

- Identificación del colegio.
- Caracterización general del campus escolar.
- Caracterización general.
- Tipo de construcción.
- Elementos para la evaluación sísmica.
- Existencia de daños y mantenimiento del edificio.
- Riesgos y características interiores.
- Envoltente y riesgos exteriores del edificio.

Para cada apartado, se incluyen diversas cuestiones recogidas en la tabla 12.

3.1.2. Creación de fichas características de los edificios

Las fichas características de los edificios se han podido elaborar para aquellos edificios de los que se dispone de información detallada. Estas fichas recogen información específica sobre las características estructurales y constructivas necesarias para el cálculo del comportamiento sísmico de los edificios. En la tabla 13, se muestran los apartados incluidos en una ficha ejemplo de un edificio. En total, se han cumplimentado 36 fichas características de edificios.

Tabla 12. Apartados incluidos en la base de datos

Identificación del colegio	Caracterización del campus escolar
Número del edificio	Área total del colegio
Referencia del edificio	Número de edificios
Referencia del registro de la propiedad	Área del terreno
Tipo de colegio	Porcentaje de terreno libre
Nombre del colegio	Morfología del terreno del colegio
País	¿Existe algún posible peligro de deslizamiento de tierra?
Provincia	¿Está cerca de un acantilado?
Municipio	Distancia a la línea de costa
Dirección	Capacidad para las labores de los bomberos
Coordenadas UTM	Distancia a la estación de bomberos cercana
Contacto: número de teléfono y email	
Designación del nivel de curso escolar	
Servicios	
Naturaleza institucional	
Número de estudiantes	
Imagen aérea del colegio	
Imagen de la fachada del colegio	
Caracterización general	Tipo de construcción
Distancia al hospital más cercano	Sistema estructural principal
Condiciones de evacuación y acceso y condiciones de evacuación para los servicios de emergencia	Distancia media entre los elementos estructurales verticales
Designación	Dimensión media de la sección de pilares
Uso principal	Dimensión media de la sección de los muros pantalla
Área total	Dimensión media de la sección de las vigas
Altura máxima del edificio	Grosor medio del muro de carga
Número de plantas	Sistema estructural horizontal
Longitud máxima del edificios	Rigidez del sistema estructural horizontal
Anchura máxima del edificio	Canto medio del forjado
Distancia media entre plantas	Tipo estructural de cubierta
Fecha de construcción	Nivel de deterioro
¿El colegio se ha reforzado?	Tipo de irregularidad del plano

Tabla 12. Apartados incluidos en la base de datos (cont.)

Caracterización general	Tipo de construcción
Fecha del último refuerzo	¿Hay alguna posibilidad de golpear entre diferentes edificios?
Tipo principal	Rigidez del sistema de planta
Subtipo	
Elementos para la evaluación sísmica	Existencia de daños y mantenimiento del edificio
¿La distancia entre plantas es uniforme?	¿Existe algún plan de mantenimiento?
¿Hay algún problema en el edificio?	Tiempo entre los trabajos de mantenimiento
¿Hay algún atrio (zonas sin muros dentro del edificio)?	¿Quién es el encargado de los trabajos de mantenimiento?
¿Hay alguna escalera o ascensor con muros pantalla?	¿Hay algún problema de cimentación?
¿Hay alguna excentricidad de masa?	¿Hay problema de deformación en las vigas?
¿Hay alguna planta débil?	¿Hay problema de deformación de planta?
¿Hay algún pilar corto?	¿Hay grietas en los muros?
Porcentaje medio de pilares cortos	¿Hay problemas de deformación de ventanas?
Perfil estratigráfico del suelo	¿Hay problemas de deformación de puertas?
Clasificación de la cimentación	¿Hay algún problema de infiltración de agua?
Riesgos y características interiores	Envolvente y riesgos exteriores
Tipo principal de muro no estructural	Ratio de huecos en fachada
Ratio de huecos en muros	Características de la configuración de cubierta
Falsos techo no estructural	Porcentaje de huecos en cubierta
Características del sistema de iluminación	Materiales no estructurales superficie de cubierta
Tipo de mobiliario	¿Hay algún elemento ornamental?
Tipo de tuberías de instalaciones	¿Hay algún paramento de albañilería?
¿Hay algún aire acondicionado en el falso techo?	¿Hay alguna chimenea de cocina?
Tipo de muro de fachada	¿Hay algún peligro de golpeo con un edificio alto adjunto?

Tabla 13. Ficha característica de un edificio para el cálculo del modelo estructural

COLEGIO	referencia	S050		nombre						
	dirección									
	fecha							nº edificios	1	
CARACTERIS.	ref. edificio	S050_1		fecha	1988	reforma	SI	sup. constr.	1432	
	alturas	sanit.	0,75	p.b.	3	p.1º	3	p.2ª	total 6,75	
	muro carga	pórtico HA		X	pórtico acero		f. reticular		losa	
	viguetas	horm.	X	acero		madera				
material	hormigón HA-175		acero		AEH-400		madera		control NORMAL	
SISTEMA ESTRUCTURAL	VERTICAL	pilares	separación	min	2,75	armadura		sanit.	4φ12	
			med							
			max	7,85	baja		4φ12		1ª	
			sección		sanit.	30x30	estribos		sanit.	φ6 a 15cm
					baja	30x30			baja	φ6 a 15cm
					1ª	30x30			1ª	φ6 a 15cm
			2ª							
	muro de carga (e)		pantallas		dimensión		armadura		cruces arrios. NO	
	HORIZ.: FORJ. SANITAR	forjado canto	22+3		peso		luz			
		vigas de carga	tipo	C1		luz		sección		40x50
			armadura	(montaje + refuerzo)		a.inf		6φ20		estribos
		vigas de atado	tipo	A1		luz		sección		30x40
armadura	(montaje + refuerzo)		a.inf		2φ14		estribos	φ6 a 20cm		
HORIZ.: FORIADO TIPO	forjado canto	26+4		peso		luz				
	vigas de carga	tipo	C1		luz		sección		60x30	
		armadura	(montaje + refuerzo)		a.sup		3φ12		a.inf	4φ20+2φ16
	vigas de atado	tipo	A1		luz		sección		30x30	
armadura		(montaje + refuerzo)		a.sup		2φ10		a.inf	2φ12	
CIMENTACIÓN	zapata	dim.			canto	profun.		armado		
	losa	canto								
	pilote	tipo	si		nº/encepado	2		diám.	φ40	
		dim. encepado	13x70x60		armadura. encepado		sup.4φ12/inf.4φ20		profun.	-
	riostra	dimensión			armadura		estribos			
	tensión adm.			coef. balasto				e. geotécnico		
	tipo hormigón			tipo acero				no		
SIST. CONSTRUCT.	cubierta	tipo	Inclinada		espesor		20-30 cm		peso -	
			HUECO CON MONTERA TRANSLUCIDIDAD Y ESTRU METÁLICA							
	cerramiento	tipo	E+L+AT+HS+E		espesor		25-26cm		peso -	
	pretil	tipo	NO		espesor				peso	
partición	tipo	E+HS+E		espesor				peso		
falso techo	tipo	NO		espesor				peso ENLUCIDO		

3.1.3. Cuestionarios enviados a colegios

Con el objetivo de complementar y verificar la información recabada de los documentos obtenidos, se ha enviado un cuestionario en línea a cada uno de los colegios, solicitando información sobre el estado actual de los edificios. La información proveniente de las encuestas permite incluir datos sobre

el mantenimiento, los posibles daños en el edificio, posibles reformas y ampliaciones, así como corroborar los datos técnicos ya existentes. El contenido de dicho cuestionario se encuentra en la tabla 14. Se ha obtenido información de 47 colegios, 33% del total.

Tabla 14. Cuestionario enviado a la dirección de los colegios

Datos identificativos del colegio	
Nombre del colegio	Servicios extra
Población	Número de alumnos
Niveles educativos	
Datos generales del colegio	
Pendiente del terreno	Distancia al hospital más cercano
¿Está cerca de un acantilado o barranco?	Condiciones de evacuación
Distancia a la línea de costa	¿El edificio tiene mantenimiento periódico?
Distancia a la estación de bomberos más cercana	¿Cada cuánto tiempo se realizan labores de mantenimiento?
Capacidad de maniobra de los bomberos	¿Quién se encarga del mantenimiento?
Edificio 1: datos técnicos	
Uso principal del edificio	¿Hay deformaciones en ventanas?
Número de plantas	¿Hay deformaciones en puertas?
Fecha de construcción del edificio	¿Hay humedades?
¿El edificio ha tenido alguna reforma estructural o ampliación?	¿Hay falso techo?
Tipo de estructura	Tipo de luminarias en aulas
Nivel de deterioro del edificio	Tipo de mobiliario en aulas
¿Existen juntas estructurales?	¿Cómo son las tuberías de las instalaciones?
¿Hay algún patio cubierto?	¿Existe instalación de aire acondicionado en el techo?
¿Hay pantallas de hormigón en escalera o ascensor?	Tipo de cubierta
¿Hay elementos de mucho peso en la cubierta?	¿Hay elementos ornamentales (tipo cornisas o escudos) que puedan desprenderse fácilmente?
¿Existen zonas abiertas en planta baja (sin cerramientos) y construida en la planta primera?	¿Hay chimeneas?
¿Hay problemas de cimentación?	¿Existen edificios altos colindantes con el edificio?
¿Hay fisuras y grietas?	¿Hay cocina?

3.2. PROCESO DE CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS ESCOLARES

El proceso de caracterización de los edificios escolares se ha realizado a partir de la información obtenida de las diversas fuentes de información. En esta clasificación, como se ha citado en el anterior apartado, se ha trabajado con una muestra de 269 edificios. En primer lugar, los edificios se han dividido de acuerdo a su sistema estructural y a la fecha de construcción. En segundo lugar, se ha realizado una clasificación según su geometría y su volumetría. Estas dos clasificaciones son necesarias y sirven como un primer acercamiento al análisis del volumen de datos tan grande del que se dispone. Una vez realizadas estas primeras divisiones, se ha realizado una última clasificación considerando el sistema estructural y la volumetría de los edificios. A continuación, se muestran los resultados obtenidos de la primera y de la segunda clasificación.

3.2.1. Clasificación según el sistema estructural y el año de construcción

Esta primera división se debe a que el tipo de estructura hace que se deban tomar diferentes consideraciones en el análisis de la vulnerabilidad sísmica. Además, las técnicas de refuerzo y las medidas de rehabilitación son específicas para cada sistema estructural. En la figura 10, se puede observar los grupos en los que se han dividido los edificios de acuerdo a su sistema estructural. La mayoría de edificios fueron construidos con pórticos de hormigón armado (82%). El siguiente sistema estructural que más se repite es de muros de carga de ladrillo (13%). Los edificios de estructura metálica representan el 4% del total. Es importante resaltar que tan solo para el 1% de los edificios no ha sido posible identificar el sistema estructural.

53

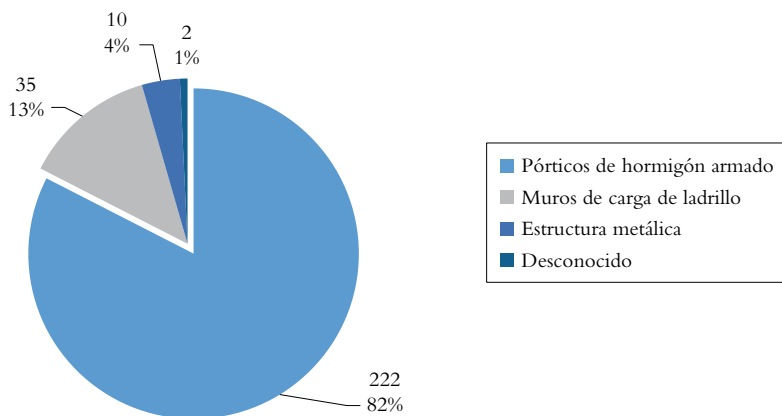


Figura 10. Clasificación de los colegios según su sistema estructural.

A partir de esta primera clasificación, la muestra se clasifica según la fecha de construcción (figura 11). El 31% de los edificios fueron construidos en la década de 1980. Las siguientes décadas durante las que más edificios se construyeron fueron los 70 (18%) seguida de los 90 (15%). Es importante resaltar la relación que existe entre la fecha de construcción y el sistema estructural. Los edificios construidos con muros de carga se realizaron entre 1948 y 1994, construyéndose la mayoría de los edificios antes de 1970. La construcción de edificios de pórticos de hormigón armado comienza en el año 1954 hasta 2015. La mayoría de los edificios que se construyeron durante los años 1970 hasta 1990 son de pórticos de hormigón armado.

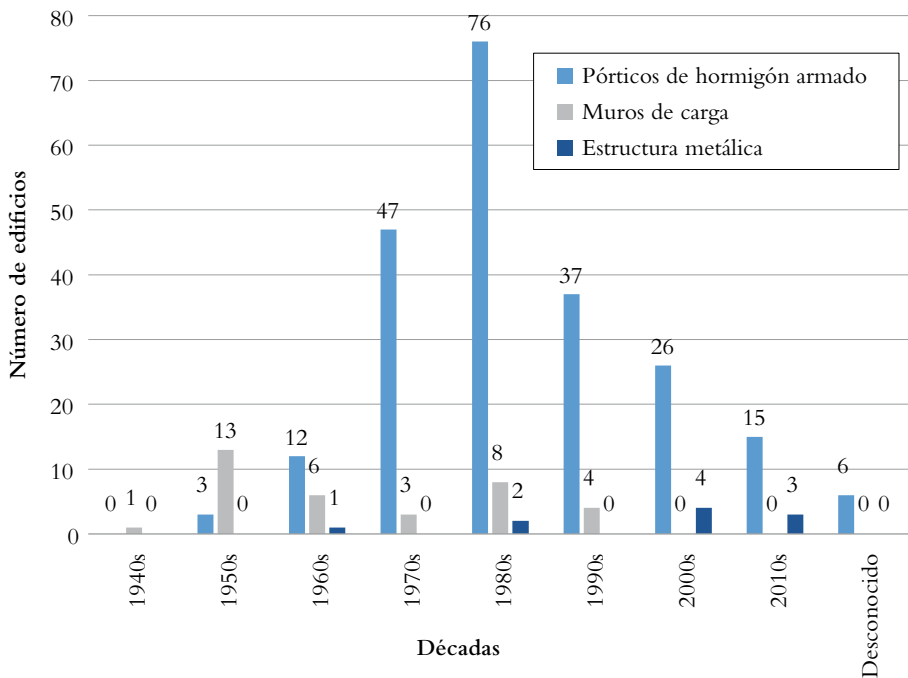


Figura 11. Clasificación de los edificios según la fecha de construcción y el sistema estructural (sin considerar los edificios para los que no se conoce el sistema estructural).

3.2.2. Clasificación según geometría y volumetría

Para la elaboración de esta clasificación, se ha analizado la volumetría y la planta de los edificios a partir de las imágenes aéreas y exteriores disponibles. Se han identificado una serie de tipos mostrados en la figura 12: compacto, lineal, prisma, intersección, yuxtaposición y polideportivo. Estos tipos se dividen, a su

vez, en varios subtipos con los que se comienza a trabajar en el cálculo de su comportamiento sísmico.

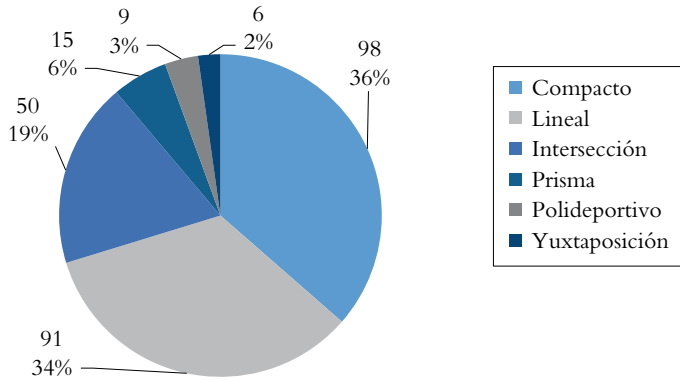


Figura 12. Clasificación de los edificios según sus características geométricas y volumétricas.

3.2.2.1. Edificios tipo compacto

Los edificios compactos se caracterizan por plantas más o menos de tipo cuadrado y son muy regulares en volumen. Las luces y los vanos, independientemente del tipo estructural, tienen dimensiones pequeñas (alrededor de los 5 m como máximo). Por tanto, se componen en su mayoría de edificios sin juntas estructurales (67%). Las fechas de construcción varían desde 1955 hasta 2015. El 91% de los edificios se componen de pórticos de hormigón armado y el 9% restante de muros de carga de fábrica de ladrillo. Además, esta tipología se subdivide en varios subtipos listados a continuación.

3.2.2.1.a. Sin patios

Número de edificios: 59.

Descripción: se trata de edificios de dimensiones y superficie construida no muy elevadas. La característica principal es que no tienen patios ni huecos en los forjados (salvo los huecos de escaleras). Se componen en su mayoría de una sola planta (72%) y no presentan juntas estructurales. La dimensión mayor alcanza los 35 m, aunque la



Figura 13. Clasificación volumétrica. Colegio S084. Edificio: 2. Tipo: Compacto. Subtipo: sin patios.

media es 23 m. La dimensión menor media es 16 m y la superficie construida ronda los 517 m². Además, son muy regulares en planta y altura, teniendo solo el 16% atrios o porches para el acceso al edificio. El 84% tienen cubierta inclinada, con tejas cerámicas (78%) o paneles metálicos (22%) de material de acabado. El resto se caracterizan por cubiertas planas con solería o grava.

3.2.2.1.b. Forma de H



Figura 14. Clasificación volumétrica. Colegio S006. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: forma de H.

Número de edificios: 15.

Descripción: se trata de edificios idénticos, que son un prototipo. La planta es rectangular de dimensiones alrededor de 48×25 m con retranqueos del borde de forjado en los extremos. El sistema estructural es de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales. Tienen tres plantas de altura y atrios de acceso al edificio en los vanos centrales. La fecha de construcción varía entre 1970 y 1988. La cubierta es inclinada acabada con tejas cerámicas.

56

3.2.2.1.c. Compacto



Figura 15. Clasificación volumétrica. Colegio S050. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: compacto.

Número de edificios: 12.

Descripción: se trata de edificios de dimensiones mayores en planta y superficie con respecto al subtipo “sin patios”. El 50% es de una planta y el resto de dos. Las dimensiones oscilan entre 30-50 m de largo y 20-30 m de ancho. La superficie construida media es 1352 m². El 33% tiene atrios y la mayoría no presenta retranqueos del forjado. El 60% tiene cubierta plana acabada con solería o grava, siendo el resto de cubierta a dos aguas con teja cerámica. Todos son de pórticos

de hormigón armado y la mayoría (60%) no presenta juntas estructurales. Las fechas de construcción varían desde 1958 y 2015.

3.2.2.1.d. Con patios

Número de edificios: 59.

Descripción: estos edificios son los de mayores dimensiones, y de mayor irregularidad y complejidad. El sistema estructural es de pórticos de hormigón armado, con juntas estructurales en la mayoría de los casos analizados (70%) y de dos plantas (80%). El largo varía entre los 25–60 m y el ancho entre 20–30 m. El valor medio de la superficie construida es de 1 642 m². El 60% tiene cubierta inclinada con teja cerámica y el resto cubierta plana con grava o solería. Las fechas de construcción oscilan entre 1979 y 2010.



Figura 16. Clasificación volumétrica. Colegio S026. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: con patios.

3.2.2.1.e. Simétricos

Número de edificios: 8.

Descripción: se trata de edificios idénticos que representan un prototipo. Son simétricos en planta y en volumen, aunque el perímetro es muy irregular con varios salientes y entrantes. Tienen dos patios en su parte central y presentan atrios a lo largo de los vanos extremos. Tienen dos plantas y sus dimensiones son 60×35 m con superficie construida de alrededor de 2 100 m². La cubierta es inclinada con paneles metálicos. La estructura es de pórticos de hormigón armado.



Figura 17. Clasificación volumétrica. Colegio S076. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: simétrico.

3.2.2.2. Edificios tipo lineal

Los edificios lineales se caracterizan por su planta rectangular con una dimensión claramente predominante (relación mínima 3:1). El 24% de los edificios de este grupo se construyeron con muros de carga y el 72% con pórticos de hormigón armado. Los edificios lineales se dividen los siguientes subtipos.

3.2.2.2.a. Pequeños



Figura 18. Clasificación volumétrica. Colegio S109. Edificio: 2. Tipo: lineal. Sub-tipo: pequeño.

Número de edificios: 25.

Descripción: se trata de edificios de dimensiones medias de 29 m y 10 m de largo y de ancho, respectivamente. El 92% son de una planta y la superficie construida varía entre los 125-600 m². El 84% presentan cubiertas inclinadas con teja cerámica o paneles metálicos. El resto tiene cubierta plana con acabado de grava o solería. Las fechas de construcción oscilan entre 1950 y 2014. El 52% es de pórticos de hormigón armado y el 40% es de muros de carga de fábrica de ladrillo. No presentan juntas estructurales.

58

3.2.2.2.b. Medianos



Figura 19. Clasificación volumétrica. Colegio S096. Edificio: 2. Tipo: lineal. Sub-tipo: mediano.

Número de edificios: 13.

Descripción: son edificios de mayores dimensiones que los anteriores (de hasta 85 m de largo y 30 m de ancho), de dos plantas y de superficie construida media de 919 m². La mayoría tiene cubierta inclinada (76%) con teja cerámica. Las fechas de construcción oscilan entre 1955 y 1988. El 50% es de muros de carga y el resto de pórticos de hormigón armado. El 70% no presenta juntas estructurales.

3.2.2.2.c. Largos

Número de edificios: 17.

Descripción: estos edificios tienen mayores dimensiones, sobre todo, la dimensión mayor (hasta los 93 m). La dimensión menor media es 19 m. Todos tienen dos plantas de altura y la superficie construida media es de 2300 m². El 47% de los edificios presenta atrios y retranqueos del forjado. Se componen de cubiertas inclinadas (70%) y cubiertas planas (30%). Las fechas de construcción oscila entre 1960 y 2010. Todos los edificios son de pórticos de hormigón armado y presentan juntas estructurales.



Figura 20. Clasificación volumétrica. Colegio S039. Edificio: 1. Tipo: lineal. Sub-tipo: largo.

3.2.2.2.d. Forma de L

Número de edificios: 18.

Descripción: se caracterizan por la forma en L de su planta. Tienen dos brazos ortogonales cuyas dimensiones medias son 57 × 25 m. En la intersección de ambos brazos se disponen los núcleos de comunicación vertical. El 66% de los edificios son de una planta, siendo el resto de dos y tres plantas. Presentan irregularidades como atrios o retranqueos de los bordes de forjado. Tienen cubiertas inclinadas (50%) y planas (50%). Las fechas de construcción van desde 1955 hasta 2005. El 77% se compone de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales, el resto es de muros de carga.



Figura 21. Clasificación volumétrica. Colegio S057. Edificio: 1. Tipo: lineal. Sub-tipo: forma de L.

3.2.2.2.e. Varios

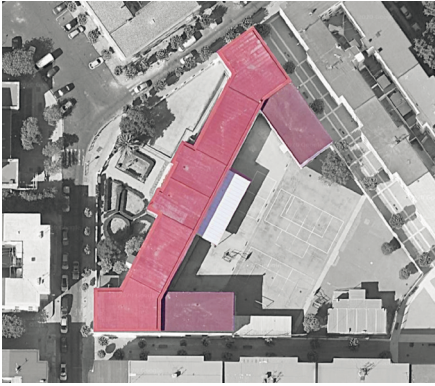


Figura 22. Clasificación volumétrica. Colegio S067. Edificio: 1. Tipo: lineal. Sub-tipo: varios.

Número de edificios: 10.

Descripción: estos edificios se componen de más de dos brazos ortogonales de dimensiones hasta los 100 m de largo y 30 m de ancho. Tienen dos plantas y la superficie construida oscila entre los 1600 y los 4700 m². Presentan atrios de acceso al edificio, pero no tienen retranqueos del borde de forjado. El 60% tiene cubierta plana con solería y el resto inclinada con tejas cerámicas de acabado. Las fechas de construcción oscilan entre 1954 y 2009. Todos son de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales.

3.2.2.3. Edificios tipo intersección

Los edificios intersección son irregulares comparados con los otros dos tipos anteriores. El 86% de los edificios son de pórticos de hormigón armado y el 11% de muros de carga de fábrica de ladrillo. Se componen de varios volúmenes que se interseccionan de diversas formas de acuerdo a los siguientes subtipos.

60

3.2.2.3.a. Volúmenes



Figura 23. Clasificación volumétrica. Colegio S112. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: volúmenes.

Número de edificios: 18.

Descripción: se trata de edificios compuestos por varios volúmenes distintos entre sí, pero con ángulos normalmente rectos, lo que genera en la planta una regularidad. Son edificios heterogéneos comparados con los dos grupos anteriores, que en el 40% de los casos presentan irregularidades tales como porches, atrios o retranqueos del borde del forjado. Tienen dimensiones más variables que oscilan entre los 30-94 m de largo, 15-58 m de ancho y 390-3240 m² de superficie

construida. El número de plantas llega hasta tres, pero el 60% de los edificios tienen dos. Presentan cubierta inclinada o plana en el 60 y 40%, respectivamente. Las fechas de construcción varían entre 1960 y 2012. La mayoría son de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales en el 55% de los casos.

3.2.2.3.b. Irregulares

Número de edificios: 9.

Descripción: son los edificios más irregulares en planta y alzado que se han identificado en el proyecto. Están compuestos por varios bloques que se interseccionan entre sí con ángulos distintos a 90° . La superficie construida media oscila entre los 130 y los 3 300 m². El 80% tiene dos plantas de altura. El largo varía entre los 30-90 m y el ancho entre los 17-50 m. Presentan irregularidades y cubierta inclinada con teja cerámica o plana con solería en el 50% de los casos, respectivamente. Su sistema estructural es de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales y fueron construidos entre los años 1974 y 2007.



Figura 24. Clasificación volumétrica. Colegio S071. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: irregular.

3.2.2.3.c. Fusión

Número de edificios: 8.

Descripción: se trata de edificios compuestos de la fusión entre dos volúmenes iguales. Son edificios pequeños de superficie construida media de 714 m² y en el 63% de los casos, de dos plantas de altura. El 88% de los edificios son de pórticos de hormigón armado y no presentan juntas estructurales. Presentan irregularidades y cubierta a dos aguas con teja cerámica de material de acabado.

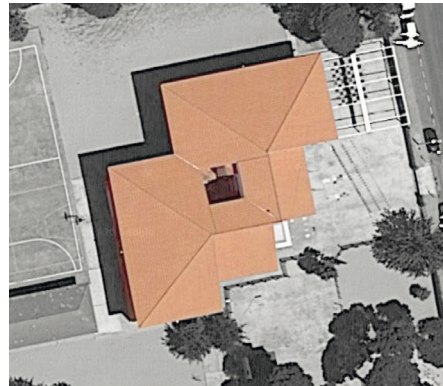


Figura 25. Clasificación volumétrica. Colegio S109. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: fusión.

3.2.2.3.d. Forma en E

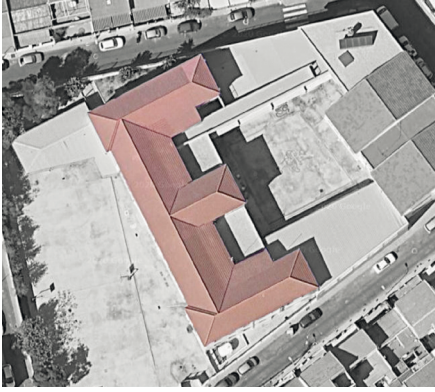


Figura 26. Clasificación volumétrica. Colegio S058. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: forma de E.

Número de edificios: 6.

Descripción: este subtipo se caracteriza por su planta en forma de letra “E”. Tienen un bloque principal al que se le anexionan otros tres bloques lineales. El 60% de los edificios son de muros de carga de fábrica de ladrillo. El resto son de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales. El largo oscila entre los 30 y los 70 m y el ancho entre los 20 y los 50 m. El número de plantas llega hasta las 3 en algunos edificios de muros de carga. El valor medio de la superficie construida es de 1 667 m². Presentan irregularidades y cubierta inclinada con teja cerámica.

3.2.2.3.e. Nexo



Figura 27. Clasificación volumétrica. Colegio S117. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: nexo.

Número de edificios: 5.

Descripción: son edificios compuestos por varios bloques iguales unidos por otros volúmenes de menores dimensiones. Esto genera irregularidades en planta con retranqueos del forjado. Son edificios de grandes dimensiones, con superficie construida media de 620 m², dos plantas, irregularidades y cubierta inclinada con teja cerámica. El largo oscila entre los 20-50 m y el ancho entre los 20-25 m. Se construyeron entre 1970 y 1988 con pórticos de hormigón armado (80%) o estructura metálica (resto) y presentan juntas estructurales.

3.2.2.3.f. Múltiple

Número de edificios: 4.

Descripción: se trata de un mismo prototipo de edificio simétrico, con planta con varios salientes y entrantes, todos ortogonales, y con patios e irregularidades como atrios y porches de acceso al edificio. Todos los edificios son de pórticos de hormigón armado con juntas estructurales y dos plantas. La superficie construida media es de 3600 m² repartida en dos plantas de altura. La dimensión mayor es 60 m y la menor 30 m. Tienen cubierta inclinada con teja cerámica de material de acabado. Se construyeron entre los años 1968 y 1983.



Figura 28. Clasificación volumétrica. Colegio S108. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: múltiple.

3.2.2.3.g. Aspa

Número de edificios: 2.

Descripción: estos edificios son idénticos entre sí y han sido identificados como un prototipo. Su característica principal es la planta en forma de aspa. Son de pórticos de hormigón armado con varios bloques estructurales y dos plantas. La superficie construida es 3000 m² con brazos de largo 40 m y de ancho 20 m. Tienen atrio y cubierta plana con acabado de grava. Se construyeron entre 1969 y 1977.



Figura 29. Clasificación volumétrica. Colegio S077. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: aspa.

3.2.2.4. Edificios tipo prisma



Figura 30. Clasificación volumétrica.
Colegio S013. Edificio: 1. Tipo: prisma.

entre los 25-50 m de largo y los 17-20 m de ancho. Tienen dos plantas de altura e irregularidades como atrios o retranqueos del forjado. Tienen cubierta inclinada con teja cerámica.

Número de edificios: 15.

Descripción: representan un prototipo idéntico compuesto por un bloque rectangular que en el 46% de los casos tiene un edificio anexionado de pequeñas dimensiones (y que pertenece, en la mayoría de los casos, al grupo de los edificios compactos). El prototipo está construido con pórticos de hormigón armado y presenta juntas estructurales. Las fechas de construcción varían entre 1970 y 1989. La superficie construida media es de 1 477 m² y las dimensiones varían entre

3.2.2.5. Edificios tipo yuxtaposición



Figura 31. Clasificación volumétrica.
Colegio S020. Tipo: yuxtaposición.

Número de edificios: 6.

Descripción: se caracterizan por servir de unión entre edificios que pertenecen a otros grupos y que han sido construidos recientemente: desde 1990 hasta 2011. Tienen cubierta plana con grava o solería como materiales de acabado y sus dimensiones no son muy grandes: 400 m² de superficie construida media, 22 m de largo y 15 m de ancho. No tienen irregularidades y fueron construidos con pórticos de hormigón armado sin juntas estructurales.

3.2.3. Polideportivos

Número de edificios: 9.

Descripción: representan edificios de uso deportivo construidos en su mayoría (66%) con estructura metálica con cerchas y con acabado con paneles metálicos. Las fechas de construcción son recientes, desde 2004 hasta 2012. Tienen una planta de altura y la superficie construida varía entre los 550 m² hasta los 1 200 m².

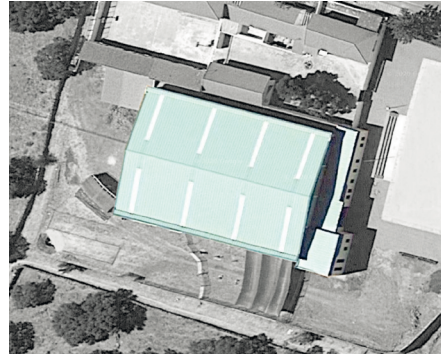


Figura 32. Clasificación volumétrica.
Colegio S025. Tipo: polideportivo.

3.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS DE MUROS DE CARGA

En total, se han identificado 35 edificios cuyo sistema estructural es de muros de carga de ladrillo. Estos corresponden al 13% del total de los considerados en el proyecto. El 45% son los edificios principales de los colegios (de acceso o uso principal), mientras que el 37% son edificios secundarios de aulas. El uso principal del 82% es aulas, mientras que el uso del porcentaje restante no se ha podido identificar. A partir de los cuestionarios en línea enviados a los colegios, se ha podido obtener el nivel de deterioro de los edificios en el 31% de los casos: bajo (8%), medio (5%) y alto (17%). El año de construcción de estos edificios varía desde la década de los años 40 hasta los 90. Sin embargo, la mayor parte se construyeron durante la década de los 50 (ver figura 11). La información contenida en la documentación de los proyectos es, en general, muy escueta. Sin embargo, se han podido identificar una serie de características comunes de los edificios que han sido resumidas en la tabla 15.

Se han identificado 18 edificios de una sola planta y 16 de dos. Las dimensiones de los edificios de una planta oscilan entre los 15–45 m de largo y los 6–25 m de ancho. La superficie constructiva varía entre los 120–1 500 m², siendo el valor medio 430 m². En cuanto a los edificios de dos plantas, las dimensiones varían entre los 22–85 m de largo y entre los 15–35 m de ancho. La superficie constructiva de estos edificios oscila entre los 450–2 900 m², siendo el valor medio 1 200 m². Los edificios de una planta presentan en el 63% de los casos. El 74% de los edificios tienen atrios de acceso. Esto genera una irregularidad en planta y volumen. En el caso de los de dos plantas, no se ha podido

Tabla 15. Características comunes de los edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo

Muros	Tipo	De fábrica de ladrillo resistente sin reforzar
	Material	Ladrillo cerámico perforado. Llagas y tendeles de mortero de cemento de 1 cm de espesor
	Espesor	Varía de 25 a 40 cm (figura 33)
	Traba	Los muros están trabados entre sí, por lo que no presentan problemas en sus conexiones
Forjados	Funcionamiento	Unidireccionales
	Espesor	Varía de 25 a 30 cm (figura 34)
	Materiales	Bovedillas cerámicas y viguetas armadas o pretensadas con capa de compresión
	Tipo	Forjado sanitario en planta baja: viguetas pretensadas y bovedillas cerámicas. Forjado tipo en resto de plantas: viguetas armadas y bovedillas cerámicas
	Otras cuestiones	Presentan comportamiento de diafragma rígido Vigas de coronación planas de 20 a 30 cm de ancho
Cubierta	Forma	Principalmente cubierta inclinada
	Material	Teja cerámica
Geometría	Luces	Varían entre 4 m y 7,2 m
	Número de plantas	De una a dos plantas
	Altura de las plantas	Altura planta baja: entre 0,55 m y 1 m, debido a la presencia del forjado sanitario. Altura plantas tipo: entre 3 m y 3,30 m
	Juntas estructurales	No, un solo bloque estructural
	Ratio de huecos	Por su función, presentan huecos grandes en buena parte de sus muros

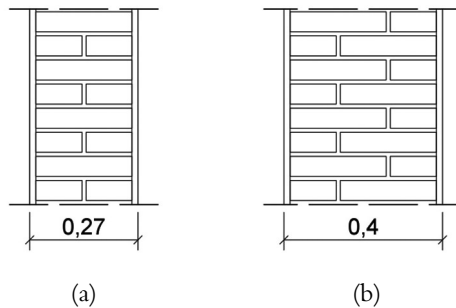


Figura 33. Sección tipo de fábrica de un pie (a) y un pie y medio (b) de ladrillo.

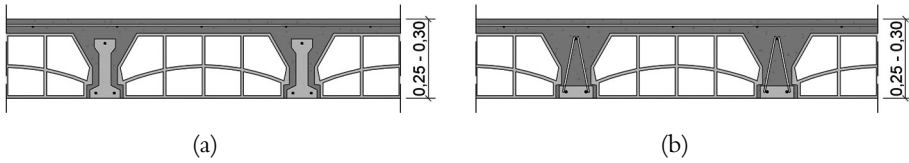


Figura 34. Sección tipo forjado unidireccional sanitario (a) y planta tipo (b).

obtener información para el 37%, por lo que no se pueden obtener conclusiones indicativas.

En cuanto al tipo de cubierta, 32 edificios fueron construidos con cubierta inclinada. 30 edificios son de teja cerámica y dos, de paneles metálicos. Por otro lado, tres de los edificios se construyeron con cubierta plana. Los materiales de acabado son grava, en dos casos, y solería, en uno.

Por su función docente, a las aulas se accede a través de un pasillo dispuesto en paralelo a la fachada principal del edificio. En estos casos, es también habitual que el muro que separa el pasillo de las aulas sea portante. Asimismo, los tabiques que separan aulas entre sí, normalmente perpendiculares a la dirección más larga del edificio suelen ser ciegos. Además, por su función, presentan un porcentaje alto de huecos en los muros. Estos afectan significativamente a la respuesta sísmica de la estructura, produciendo una concentración de esfuerzos y deformaciones cortantes. Además, se ha demostrado que este efecto es menor cuando se constata la presencia de muros de carga internos portantes. En estos casos, el recorrido de la carga implicará a estos muros de carga internos y el papel de la fachada es mucho menor. Por este motivo, es de vital importancia tener en cuenta dichos muros en la valoración sísmica, cerciorándose de si son efectivamente muros portantes o simples divisiones interiores.

La primera normativa relativa a la construcción de muros resistentes de fábrica de ladrillo en España fue la MV-201 (Ministerio de la Vivienda de España, 1972) publicada en 1972. Esta normativa no era muy restrictiva y, en la mayoría de los casos, no fue considerada por los proyectistas durante el diseño y la construcción de los edificios (Andrade, 1993). Las resistencias mínimas establecidas para los materiales constructivos fueron las siguientes: para los ladrillos, 100 kg/cm^2 ; y, para el mortero, 5 kg/cm^2 , el M-5 según la designación española. También se indica un tipo de cemento mínimo a emplear, el P-250 (cemento Portland con resistencia a compresión de 250 kp/cm^2). Las dimensiones de los ladrillos, así como el área y posición de los huecos también se limitaron. En el caso de ladrillos perforados, las dimensiones fueron $24 \times 11,5 \times 5,3$ con un área de huecos menor a los $2,5 \text{ cm}^2$. Además, se estableció para un clima marítimo, una separación entre juntas estructurales

de 60 m. La resistencia característica a compresión de la fábrica se limitó a partir de la resistencia del ladrillo, la plasticidad del mortero y el espesor de las juntas. Para el cálculo, se indicó un coeficiente reductor de la resistencia de la fábrica de 2,5.

La siguiente normativa fue la NBE FL-90 (Ministerio de Obras Públicas Transportes y Medio Ambiente, 1990) publicada en 1990. Esta se trataba más bien de una revisión de la normativa anterior, mejorando las prescripciones relativas al control de calidad, pero sin aportar nuevos requerimientos (Andrade, 1993).

En este trabajo, las propiedades mecánicas de la fábrica de ladrillo se han obtenido a partir del análisis de la normativa de aplicación, de bibliografía y de la documentación de proyecto disponible. La resistencia característica a compresión de la fábrica (f_k) se ha determinado a partir de la relación establecida en el Eurocódigo 6 (EC6) (AENOR, 2013).

$$f_k = K_f \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad \text{Ec. (4)}$$

La resistencia a compresión del ladrillo (f_b) se ha determinado a partir de la normativa de aplicación en el año de construcción. En la documentación de proyecto, se ha identificado en todos los casos una resistencia del ladrillo de valor 15 N/mm². Sin embargo, la norma MV-201 establece un valor mínimo de 10 N/mm², que se deberá tener en cuenta en el análisis de la vulnerabilidad. La resistencia del mortero (f_m) establecida en la documentación disponible es 4 N/mm². Sin embargo, el valor mínimo es 5 N/mm² según la norma MV-201. K_f es una constante que depende del tipo de ladrillo y mortero determinados. Según el EC6, α vale 0,65 y β 0,25.

El módulo de deformación de la fábrica es otro de los parámetros implicados en el análisis del comportamiento sísmico de los edificios de muros de carga. La relación del EC6 se emplea para edificios recientes. Sin embargo, los módulos de deformación obtenidos a partir de esta relación son excesivos para edificios antiguos construidos durante los años 1970 y 1980 (Martínez *et al.*, 2001). Por ello, se ha empleado la relación recomendada en el código francés UIC Code 778-3 (Martín-Caro Álamo, 2001). Este proceso es más real y depende del módulo elástico del ladrillo (E_b).

$$E = 0,35 \cdot E_b \cdot f_m^\beta \quad \text{Ec. (5)}$$

En el código francés, el E_b determinado para un ladrillo medio-duro es 10 000 MPa. Además, este valor es similar a los valores establecidos en el código de referencia italiano NTC 2008 (NTC 2008. Decreto Ministeriale 14/1/2008).

Norme tecniche per le costruzioni. Ministry of Infrastructures and Transportations. G.U. S. O. n. 30 on 4/2/2008; 2008 [in Italian]., n.d.). Por tanto, los valores determinados en el cálculo de la resistencia de la fábrica son los establecidos en la tabla 16.

Tabla 16. Parámetros mecánicos de la fábrica de ladrillo

Parámetro estructural	Valor mínimo	Valor máximo	Valor más probable
Resistencia a compresión del ladrillo (f_b)	10	30	15
Resistencia a compresión del mortero (f_m)	5	16	4
Constante K	0,40	0,55	0,45
Resistencia a la compresión de la fábrica (f_k)	2,52	7,71	5 MPa
Resistencia al corte (t_0)	—	—	0,24 MPa
Módulo de deformación (E)	2800	3500	3500 MPa
Módulo de cortante (G)	—	—	875 MPa
Densidad (W)	—	—	18 kN/m ³

En la tabla 17, se han clasificado los edificios según sus características en cinco tipologías. Se han analizado parámetros como el número de plantas, las dimensiones, la superficie construida o la presencia de irregularidades. Además, se han establecido las fechas durante las que se construyeron, pese a que este dato se ha concluido que no es identificativo.

Cada tipología identificada presentará el mismo comportamiento sísmico, compartiendo las deficiencias principales, y se podrán intervenir de modo muy similar. Las características de cada una de ellas son las siguientes:

- Lineal pequeño: agrupa los edificios de proporción rectangular de una planta con una superficie construida inferior a los 600 m² con una longitud máxima de 37 m. Presentan cubierta inclinada con tejas cerámicas. Se espera que la vulnerabilidad de estos edificios no sea de las más altas dentro del grupo de los edificios de muros de carga. El porcentaje de huecos es bajo-medio en la dirección mayor y muy bajo-bajo en la menor.
- Lineal mediano: engloba edificios también de proporción rectangular, pero de mayores dimensiones, hasta 85 m de largo. En este caso, se observan dos plantas de altura y una superficie construida máxima de 1570 m². El tipo de cubierta sigue siendo mayoritariamente inclinada con teja cerámica. Generalmente, estos edificios son más vulnerables que el grupo anterior. La ratio entre huecos es medio-alto y muy bajo en la dirección mayor y menor, respectivamente.

Tabla 17. Clasificación de las tipologías de vulnerabilidad para edificios de muros de carga

Tipo		Lineal			Compacto	Intersección
Subtipo		Pequeño	Mediano	Forma de L	Sin patios	Forma de E
Nº de plantas	1 planta (1P)	9	1	1	5	2
	2 plantas (2P)	1	6	2	4	4
Dimensiones	Largo (m)	20-37	25-85	44-76	16-26 (1P) 22-36 (2P)	34-43 (1P) 33-47 (2P)
	Ancho (m)	6-25	15-35	17-56	7-24 (1P) 13-26 (2P)	20-30 (1P) 21-27 (2P)
Superficie construida (m ²)		125-610	500-1570	795 (1P) 2900 (2P)	120-624 (1P) 450-1200 (2P)	400-900 (1P) 1260-1400 (2P)
Fecha de construcción		1950-1994	1955-1970	1955-1969	1955-1986	1955-1980
Atrio	Sí, en centro	3	1	1	1	2
	No	1	2	1	4	1
	Sin datos	6	4	1	4	3
Tipo de cubierta	Inclinada	10	5	2	9	6
	Plana	—	2	1	—	—
Acabado cubierta	Teja cerámica	10	5	2	7	6
	Paneles metálicos	—	1	—	2	—
	Grava	—	—	1	—	—
	Solería	—	1	—	—	—
% huecos	En X	Medio (4) Bajo (3)	Alto (3) Medio (2) Bajo (1)	Muy alto (3)	Alto (2) Medio (1) Bajo (1) Muy bajo (2)	Medio (1) Bajo (2)
	En Y	Medio (1) Bajo (2) Muy bajo (5)	Bajo (1) Muy bajo (4)	Alto (1) Medio (1) Bajo (1)	Bajo (2) Muy bajo (5)	Medio (1) Bajo (3)

- Lineal en forma de “L”: la irregularidad en planta de este tipo de edificios, les confiere mayor vulnerabilidad sísmica debida a los efectos torsionales. Los edificios existentes son comparables a dos edificios lineales medianos o pequeños combinados. Sin embargo, al no disponer de juntas estructurales, funcionan conjuntamente. El porcentaje de huecos es muy alto y medio-alto en la dirección mayor y menor, respectivamente.
- Compacto sin patios: los edificios de esta categoría de una sola planta se pueden comparar con los lineales pequeños y los de dos plantas

con los lineales medianos. Sin embargo, su mayor regularidad y planta cuadrada, los hace menos vulnerables. Los edificios de una planta tienen menos de 625 m² de superficie construida y 26 m de largo. Los edificios de dos plantas tienen hasta 1 200 m² de superficie y 36 m de largo. Todos tienen cubierta inclinada con teja cerámica. La ratio entre huecos es muy bajo-alto y muy bajo-bajo en la dirección mayor y menor, respectivamente.

- Intersección en forma de “E”: estos edificios presentan una planta en forma de peine con dimensiones similares, tanto en largo (hasta 47 m) como en ancho (hasta 30 m), independientemente del número de plantas. Todos tienen cubierta inclinada con tejas cerámicas. Su forma poco compacta acentúa su vulnerabilidad. La ratio de huecos es bajo-medio en ambas direcciones.

3.4. CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO

En total, se han identificado 222 edificios cuyo sistema estructural es de pórticos de hormigón armado. El análisis de la configuración de los edificios da lugar a las siguientes conclusiones según cada aspecto considerado.

71

3.4.1. Fecha de construcción y normativas

La fecha de construcción de estos edificios varía entre los años 50 y la actualidad, concentrándose la gran mayoría entre los años 70 y 80. Los requerimientos estructurales y constructivos de los edificios de hormigón armado en España han evolucionado considerablemente con el paso del tiempo. Estos cambios se han recogido en la tabla 18.

En la tabla 19, se recogen los valores obtenidos de las propiedades mecánicas del hormigón armado identificados en la documentación. Es importante indicar que no se dispone de información proyectual de varios edificios de este grupo. Por lo tanto, en la evaluación de su respuesta sísmica y vulnerabilidad, se han considerado los valores necesarios para el cálculo establecidos en la normativa de acuerdo a su fecha de construcción.

Tabla 18. Evolución de las propiedades mecánicas y criterios constructivos para edificios de hormigón armado según normativa

	Normativa	EH-68	EH-73	EH-80	EH-88	EH-91	EH-98	EHE-08
	Fecha	1968	1973	1980	1988	1991	1998	2008
Hormigón	f_{ckmin} (N/mm ²)	12	12,5	15	15	15	20	25
	E (N/mm ²)	No	No	$\sqrt{1900 f_{ck}}$	$\sqrt{1900 f_{ck}}$	$\sqrt{1900 f_{ck}}$	$\sqrt[3]{1000 f_{cm}}$	$\sqrt[3]{8500 f_{cm}}$
Acero	f_y (N/mm ²)	230	220	410 (AEH-400)	410 (AEH-400)	410 (AEH-400)	400 (B400S)	400 (B400S)
	Diámetro (Φ_{min}) (mm)	5	6	4	No	4	6	6
	Tipos barras	Lisas	Lisas y corrugadas	Lisas y corrugadas	Lisas y corrugadas	Lisas y corrugadas	Corrugadas	Corrugadas
	Disposición	No	No	En patilla	En patilla	En patilla	En patilla	En patilla
Otros	Acciones	No	No	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
	Recub.	No	No	No	Sí	Sí	Sí	Sí
	Coefficiente seguridad A: acero H: hormigón	No	No	A:1,15 H: 1,5	A: 1,15 H: 1,5	A: 1,15 H: 1,5	A: 1,15 H: 1,5	A: 1,15 H: 1,5

Tabla 19. Propiedades mecánicas de los edificios de pórticos de hormigón armado, según documentación proyectual disponible

Parámetro	Unidades	Hormigón (HA-175)	Acero (AEH-400)
Peso por volumen (W/V)	kN/m ³	24,51	76,47
Módulo de deformación (E_c)	kN/m ²	Según normativa	210
Coefficiente Poisson (U)		0,2	0,3
Coef. Dilatación térmica (A)	1/C	10E-05	1,2E-05
Resistencia carac. hormigón (f_c)	MPa	17,5	
Límite elástico (F_y)	kN/m ²		420
Tensión de rotura mínima (F_u)	kN/m ²		$F_y \cdot 1,10$

3.4.2. Superficie y altura

La superficie en planta de estos edificios varía entre 125 m² y 4700 m². El 56% (125) tienen dos plantas, y el resto (80), tienen solo una. Estos últimos son los edificios de menor superficie construida. Tan solo 20 edificios tienen tres plantas de altura, con un área que oscila entre los 2000 y los 3000 m². De estos, 13 de ellos comparten forma geométrica (forma de “H”) y presentan varias características comunes.

Gran parte de los edificios están compuestos por un forjado sanitario. Este se eleva por encima de la rasante, de 0,35 m a 0,8 m, dando lugar a la generación de pilares cortos. Esta es una de las vulnerabilidades sísmicas típicas en edificios de pórticos de hormigón armado. Los esfuerzos cortantes se concentran en estos pilares cortos dando lugar a un empeoramiento del comportamiento sísmico del edificio. La altura de las plantas tipo oscila entre los 3 m y los 3,45 m.

3.4.3. Forjados

El forjado de prácticamente todos los edificios observados es unidireccional, observándose en algunos (pocos) casos un forjado bidireccional o reticular. Estos son empleados para soportar luces más elevadas. En ambos casos, y dadas las técnicas constructivas empleadas, estos forjados se pueden considerar como un diafragma rígido a efectos de cálculo. El espesor de ambos tipos oscila entre 0,25 y 0,3 m. Las características de los forjados son las siguientes (figura 35):

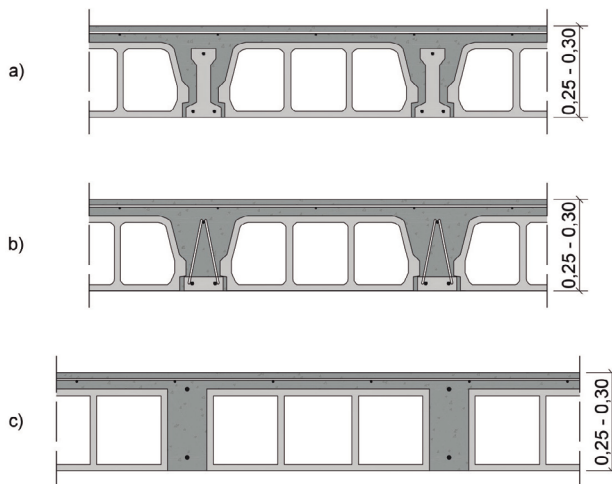


Figura 35. Sección tipo de forjado sanitario (a), forjado unidireccional (b) y bidireccional (c).

- Forjado en plantas tipo: unidireccional de hormigón con viguetas armadas, bovedillas cerámicas o de hormigón aligerado y capa de compresión en las plantas tipo; o bidireccional con casetones perdidos de hormigón aligerado o cerámico.
- Forjado sanitario en planta baja: unidireccional de hormigón con viguetas pretensadas, bovedillas cerámicas o de hormigón aligerado y capa de compresión en planta baja.

3.4.4. Pilares y vigas

En todos los casos, la estructura carece de sistemas de arriostramiento o muros pantalla, por lo que las cargas horizontales son soportadas por los nudos entre vigas y pilares, que transmiten los esfuerzos cortantes y los momentos.

Los edificios con forjados unidireccionales se construyeron indiferentemente con vigas planas o de canto. Se ha podido comprobar que las dimensiones de estas vigas varían considerablemente siendo el mismo tipo. En el caso de los pórticos de atado, las vigas son normalmente planas de ancho igual al pilar. En el caso de los pilares, las dimensiones son prácticamente similares en todos los edificios analizados. Solo varían su dimensión, y pasan a ser rectangulares, cuando las luces entre pilares son superiores a los 7 m o tienen más de dos plantas de altura. En la tabla 20, se recogen las principales características de los pilares y vigas.

74

Tabla 20. Características de los pilares y vigas de los edificios de pórticos de hormigón armado

Aspecto		Pilares	Vigas planas	Vigas de canto	Vigas de atado	Posición barras
Dimensiones	Min	25×25 cm	25×25 cm	25×40 cm	25×25 cm	
	Max	30×45 cm	80×30 cm	30×60 cm	30×30 cm	
Armadura longitudinal	Min	4Ø12 mm	2Ø12 mm	2Ø12 mm	2Ø12 mm	Superior
			5Ø16 mm	4Ø16 mm	2Ø16 mm	
	Max	8Ø16 mm	4Ø12 mm	2Ø12 mm	2Ø12 mm	Inferior
			5Ø20 mm	5Ø20 mm	3Ø16 mm	
Armadura transversal	Min	Ø6 mm/30 cm	Ø6 mm/30 cm	Ø6 mm/30 cm	Ø6 mm/30 cm	
	Max	Ø8 mm/15 cm	Ø8 mm/15 cm	Ø6 mm/15 cm	Ø6 mm/15 cm	

Además, es importante indicar que muchos de estos edificios se construyeron antes de que entrase en vigor la normativa sísmica. Esto implica que los detalles de las uniones viga-pilar podrían ser insuficientes para considerar los

pórticos como rígidos, dejando al edificio desprovisto de suficiente resistencia frente a las cargas laterales.

3.4.5. Cerramientos

El cerramiento de estos edificios se compone generalmente de una citara de ladrillo cerámico perforado (11,5 cm), una cámara de aire (4-5 cm), un tabique de ladrillo cerámico hueco simple (5 cm) y sus respectivos acabados interior y exterior (figura 36). El espesor total ronda los 24,5 cm. Sin embargo, resaltar que se han detectado diferentes configuraciones de dicho cerramiento. La hoja exterior puede estar conformada también por $\frac{1}{2}$ pie de ladrillo cerámico macizo o perforado caravista o citara de ladrillo cerámico hueco doble con enfoscado de mortero de cemento hidrófugo en ambas caras. La cámara de aire generalmente dispone de aislamiento térmico de fibra de vidrio de 4-5 cm de espesor. La hoja interior también puede estar conformada por un tabique de ladrillo cerámico hueco doble o tipo gafa.

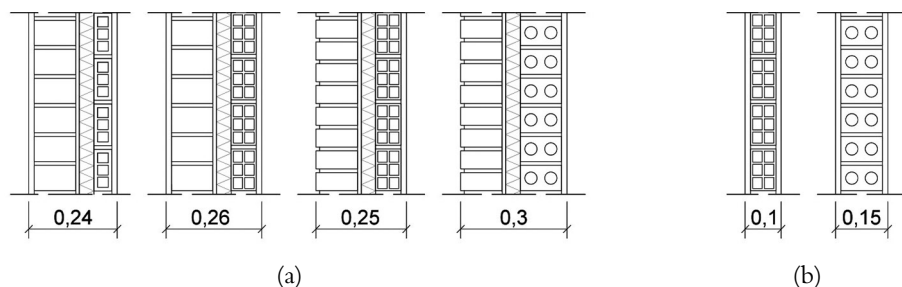


Figura 36. Sección cerramientos tipo (a) y división interior (b).

Estos cerramientos no son portantes y no están conectados a la estructura de hormigón armado, tan solo se apoyan en ella. En algunos casos, la citara de ladrillo puede ser de cara vista, pero esto no afecta al cálculo del comportamiento sísmico.

Los cerramientos no han sido tenidos en cuenta en los cálculos. Sin embargo, algunas situaciones particulares de los mismos pueden constituir una vulnerabilidad añadida. En particular, cuando el cerramiento no llega hasta el techo, dando lugar a pilares cortos, por un lado, y la ausencia de cerramientos en uno de los pisos, normalmente la planta baja, por otro. Este segundo punto se puede considerar como una irregularidad en altura del edificio. No se han observado ulteriores irregularidades de este tipo, siendo todas las partes de estos edificios de la misma altura (con excepción de algún castillete de escalera de modo aislado).

3.4.6. Irregularidades

Las deficiencias principales de estos edificios se derivan de sus irregularidades en planta y en altura. La presencia de atrios en la planta baja, con ausencia de cerramiento, da lugar a un cambio brusco de rigidez, existiendo estos cerramientos en los pisos superiores. Dicho atrio no se localiza forzosamente a lo largo de toda la fachada, ni en el centro de la misma, lo que da lugar a torsiones indeseadas en la respuesta sísmica del edificio. Además, al realizarse en la planta baja un retranqueo del cerramiento, se generan pilares de fachada exentos, a veces de mayor altura que los otros pisos, lo que refuerza este cambio de rigidez, creándose una planta débil.

3.4.7. Subtipos

En el grupo de edificios de pórticos de hormigón armado, existen multitud de configuraciones y dimensiones (dimensión de pilares y vigas, luces, número de pórticos de carga, número de pilares, etc.). A diferencia de los edificios de muros de carga, estos se caracterizan por la presencia de juntas de dilatación que hacen que se dividan en distintos bloques estructurales. Cada bloque estructural se comportará de manera independiente ante un evento sísmico, por lo que la clasificación subsiguiente es de los bloques estructurales y no de los edificios. En algunos casos, el edificio consta de un solo bloque estructural (en las tablas se refleja como colindancia I). En otros casos, el bloque analizado se corresponde con una parte de un edificio de mayores dimensiones (en las tablas se refleja como colindancia II).

Se proponen 4 tipologías principales en las que se dividen los bloques en base a su comportamiento sísmico esperado. Estas a su vez se dividen en varios subtipos.

3.4.7.1. Planta cuadrada

Estos edificios se caracterizan por ser de planta cuadrada y se dividen en tres subtipos según sus dimensiones y el número de plantas. En la tabla 21, se recogen las propiedades de los edificios englobados en este grupo.

Según la tabla 21, se concluye que, estos edificios se construyen, en mayor medida, a partir de la década de los 70. El número de plantas oscila entre 1 y 3 en igual porcentaje. Es importante resaltar que la proporción entre el largo y ancho no supera el valor de 1,5. Por último, no se aprecia una correlación entre el tipo de edificio y la cubierta.

Tabla 21. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado y planta cuadrada

Tipo		Pequeño simple		Pequeño compuesto		Grande (compuesto + patio)		
Nº plantas		1	2	1	2	1	2	3
Nº edificios		23	30	12	33	11	30	26
Largo (m)	Min	11,5	16	11	9	23	19,5	23,5
	Max	31	35	28	68	38	40	25,5
	Media	19	35	21	24	32,5	28	24
Ancho (m)	Min	11	8,5	9	9	19	13,5	23,5
	Max	25	28	24	40	24	38	24
	Media	14	20	18	16	21,5	24	24
Proporción		1,4	1,4	1,2	1,5	1,5	1,2	1,0
Fecha	Por década	>60	60 70 80	>60	>70	>70	>70	>70
Atrio	Sí	4	14	—	20	1	21	20
	No	7	7	3	7	3	2	4
	Desconocido	12	9	9	6	7	7	2
Retranqueo del forjado	Sí	1	3	—	7	1	2	2
	No	22	27	12	26	10	28	24
	Desconocido	—	—	—	—	—	—	—
Tipo de cubierta	Inclinada	11	21	8	27	7	20	26
	Plana	12	9	4	6	4	10	—
Acabado cubierta	Teja cerámica	12	14	5	26	5	19	26
	Paneles metálicos	1	8	3	1	2	1	—
	Grava	5	6	2	2	—	3	—
	Solería	7	2	2	4	4	7	—

3.4.7.2. Planta rectangular

Estos edificios se caracterizan por ser de planta rectangular y se dividen en cuatro subtipos según sus dimensiones, número de plantas y colindancia. En la tabla 22, se recogen las propiedades de los edificios englobados en este grupo.

Tabla 22. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado y planta rectangular

Tipo		Pequeño		Mediano		Largo	En L
Suptipo	Nº plantas	1	2	1	2	2	2
	Colindancia	I	II	I y II	I y II	I y II	I
Nº edificios		31	26	7	48	14	11
Largo (m)	Mín.	17	18	25	15	35	13,5
	Máx.	50	42	42,3	72	92	93
	Media	29	29	39	36	60	42
Ancho (m)	Mín.	7	6	11	9	8,5	10
	Máx.	26	29,5	16	40	18	30
	Media	13	12	13,5	15	10	15,5
Proporción		2,2	2,4	2,9	2,4	6,2	—
Fecha	Por década	>70	60-90	>80	Todas	Todas	Todas
Atrio	Sí	4	17	3	20	4	5
	No	11	6	—	15	4	2
	Desconocido	16	3	4	13	6	4
Retranqueo del forjado	Si	1	4	1	11	—	2
	No	30	22	6	37	14	9
	Desconocido	—	—	—	—	—	—
Tipo de cubierta	Inclinada	25	22	2	36	6	9
	Plana	6	4	5	12	8	2
Acabado cubierta	Teja cerámica	17	22	2	36	6	9
	Paneles metálicos	8	—	—	—	—	—
	Grava	5	2	3	9	2	1
	Solería	1	2	2	3	6	1

En base a los datos expuestos en la tabla 22, se concluye que, para alguno de los parámetros investigados no existe una correlación, como pueden ser la fecha de construcción o la existencia de atrios. En el caso de la proporción, sin embargo, se puede observar que esta aumenta al incrementarse las dimensiones del bloque, haciéndose más alargado. *A priori*, esto se puede ver como un incremento de la vulnerabilidad debido a efectos torsionales mayores. Además, al incrementarse las dimensiones del bloque, también crece la probabilidad de que existan dos plantas de altura, siendo esta una ulterior desventaja frente a la acción sísmica. La mayoría de estos bloques presentan una cubierta inclinada con tejas cerámicas. Esto implica una gran masa localizada en un punto alto del edificio.

3.4.7.3. Intersección

En este grupo, los edificios se componen de diversos volúmenes agregados dando lugar a una planta que refleja cierta regularidad. Los edificios se dividen según el tipo de colindancia y el número de plantas. En la tabla 23, se muestran las principales características de estos edificios.

Tabla 23. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado con intersecciones

Tipo	Colindancia	I	I	II
N° plantas		2 plantas	1 planta	2 plantas
N° edificios		6	2	12
Largo (m)	Mín.	76	20	35
	Máx.	20	30	35
	Media	35	25	35
Ancho (m)	Mín.	40	18	14
	Máx.	20	20	28
	Media	28	19	21
Proporción		1,3	1,3	1,7
Fecha	Por década	60 70 80 90 00		50 a 90
Atrio	Sí	5	—	2
	No	1	2	5
	Desconocido	—	—	5
Retranqueo del forjado	Sí	—	—	—
	No	6	2	12
	Desconocido	—	—	—
Tipo de cubierta	Inclinada	6	2	12
	Plana	—	—	—
Acabado cubierta	Teja cerámica	6	2	12
	Paneles metálicos	—	—	—
	Grava	—	—	—
	Solería	—	—	—

Según los datos obtenidos, se concluye que existe una relación entre el número de plantas y la dimensión del edificio: a mayor número de plantas, las dimensiones del edificio son mayores. En cuanto a la colindancia, los edificios de tipo II tienen una proporción más rectangular que los de tipo I. Por último, estos edificios son de cubierta plana con acabado en teja cerámica.

3.4.7.4. Irregulares

El último de los grupos identificados es el de los edificios irregulares. Se trata de edificios formados a partir de la agregación de diversos volúmenes de diferentes tamaños. Esto hace que estimar su comportamiento sísmico a nivel de tipología sea más complejo. Sin embargo, solo 5 bloques estructurales han sido incluidos en este grupo. En la tabla 24 se recogen las principales características analizadas.

Tabla 24. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado con intersecciones

Tipo	Colindancia	I	I
Nº plantas		1 planta	1 plantas
Nº edificios		2	3
Largo (m)	Mín.	32	50
	Máx.	57	65
	Media	45	57
Ancho (m)	Mín.	24	51
	Máx.	29	60
	Media	27	45
Proporción		1,7	1,3
Fecha		90	80 00
Atrio	Sí	1	2
	No	1	1
	Desconocido	—	—
Retranqueo del forjado	Sí	—	—
	No	2	3
	Desconocido	—	—
Tipo de cubierta	Inclinada	1	1
	Plana	1	2
Acabado cubierta	Teja cerámica	1	1
	Paneles metálicos	—	—
	Grava	—	1
	Solería	1	1

Según los datos obtenidos, se concluye que las diferencias fundamentales que se encuentran entre estos bloques son sus dimensiones y proporciones. El resto de características como fecha de construcción, tipo de cubierta, irregularidades y retranqueos son prácticamente idénticos.

Capítulo 4. Análisis de la seguridad estructural

En este apartado, se muestra el proceso realizado en el análisis de la seguridad estructural, el cual será el aplicado en el programa informático desarrollado (Estêvão, 2019).

4.1. MÉTODO

Para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de los colegios de educación primaria se ha analizado el comportamiento sísmico de las diferentes tipologías de colegios a través del método de capacidad-espectro de demanda (Freeman, 2004) (*performance-based method*). Para la aplicación de dicho método es necesario, el espectro de demanda de cada edificio en función de su localización, y la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal o *pushover* realizado en cada edificio. Este análisis es el más apropiado para este estudio, debido a la escala de los edificios escolares.

La evaluación de la seguridad sísmica de los edificios escolares se divide en varios apartados, los cuales desarrollaremos a continuación:

1. Obtención y análisis de las características constructivas y estructurales de los diferentes edificios escolares. Además, se obtiene información sobre los diversos aspectos que influyen en la vulnerabilidad sísmica del edificio (distancia a la estación de bomberos más cercana, accesibilidad para equipos de emergencia, evacuación, etc.).
2. Cálculo estático no lineal para la obtención de las curvas de capacidad en ambas direcciones de los edificios.
3. Determinación del espectro de respuesta elástica de acuerdo a las normativas sísmicas o leyes de atenuación.
4. Obtención del punto de desempeño de cada edificio, en las dos direcciones ortogonales del mismo.
5. Evaluación de la seguridad sísmica en función de los diferentes estados límite de daños.

4.2. ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD

La evaluación de la vulnerabilidad de basa en las curvas de capacidad (figura 37), las cuales representan gráficamente la relación no lineal entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control, el cual se sitúa generalmente en el centro de masas del último nivel. Se ha obtenido a través de un análisis estático no lineal o *pushover* en ambas direcciones del edificio (X e Y). Este consiste en la aplicación de una carga horizontal incremental hasta alcanzar el colapso de la estructura, lo cual permite determinar la capacidad del edificio de resistir la acción sísmica, considerando el comportamiento no lineal de la estructura. El análisis se ha realizado con distintos programas comerciales en función del sistema estructural, aplicando diferentes patrones de carga. Dichos patrones de cargas se obtienen mediante dos métodos de acuerdo al EC8: un patrón uniforme proporcionar a la masa de cada grado de libertad (masa de cada planta del edificio) y un patrón tipo modal, el cual es proporcional al desplazamiento producido por el modo de vibración con la mayor participación de masa.

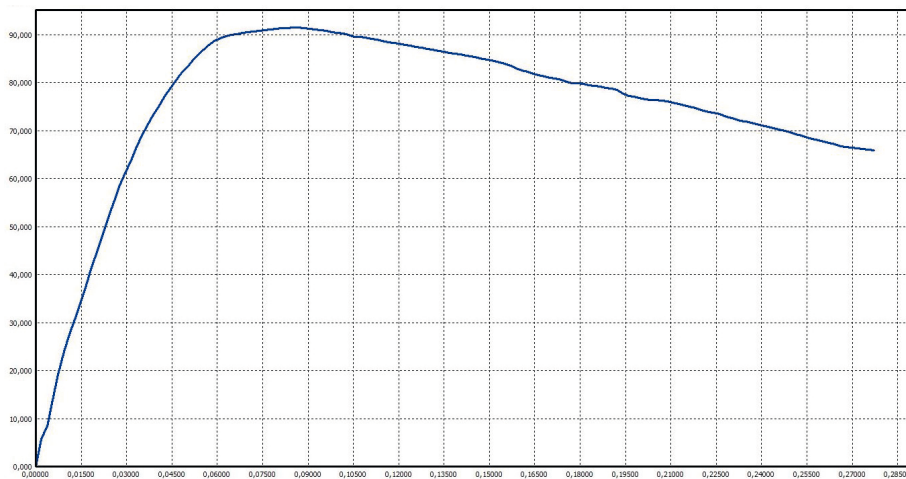


Figura 37. Curva de capacidad de un sistema equivalente a un sistema de múltiples grados de libertad. Software PERSISTAH.

Según el EC8 para la obtención de las curvas de capacidad hay que aplicar los dos patrones de carga lateral en ambas direcciones X e Y, además de aplicarlo en sentido positivo y negativo. También se debe de considerar una excentricidad accidental del centro de masa (tres centros de masa en cada dirección). Aplicando todas estas reglas, es necesario considerar al menos 24 curvas de capacidad ($2 \times 2 \times 2 \times 3 = 24$).

Lo primero que hay que realizar en cualquier método de análisis estático no lineal es la idealización de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) con una rigidez K^* y una masa m^* el cual es equivalente al sistema inicial de múltiples grados de libertad (MDOF).

La transformación del sistema inicial (MDOF) se realiza a través de la masa equivalente (m^*) para SDOF y el factor de transformación (Γ), de acuerdo al anexo B del EC8, parte 1. Donde ϕ_i y m_i son el desplazamiento (configuración de la deformada que se adopta en el proceso de transformación) y las masas normalizados de cada planta del edificio. Normalmente $\phi_i = 1$ en el nodo de control.

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i \quad \text{Ec. (6)}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \quad \text{Ec. (7)}$$

Las curvas de capacidad del sistema MDOF se pueden calcular a través del uso de cualquier programa de análisis estructural. Para ello se aplica un conjunto de fuerzas (F_i) Ec. (8) a la estructura en cada nodo de libertad (N). Es aconsejable que la suma de estas fuerzas sea igual a la unidad $\sum_{i=1}^N F_i = 1$.

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{m^*} \quad \text{Ec. (8)}$$

El cortante basal V viene dado por el parámetro de carga λ que normalmente es calculado por el programa de cálculo informático donde se ejecuta el análisis estático no lineal.

$$V = \lambda \cdot \sum_{i=1}^N F_i = \lambda \quad \text{Ec. (9)}$$

Una vez obtenidas las curvas de capacidad para el sistema estructural MDOF, es posible computar las mismas para un sistema SDOF. El desplazamiento d^* y la fuerza equivalente F^* en el sistema equivalente SDOF, viene dado por las siguientes funciones, a través del factor de transformación (Γ) y donde V es el cortante basal y d el desplazamiento en el sistema equivalente MDOF.

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad \text{Ec. (10)}$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad \text{Ec. (11)}$$

4.3. PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño (desplazamiento *vs.* cortante basal), que representa la máxima respuesta del edificio, se ha obtenido mediante la intersección de la curva de capacidad y el espectro de respuesta lineal, ambos en coordenadas espectrales. El comportamiento estructural de cada colegio se ha analizado de acuerdo al Método N2 (Peter Fajfar, 2000), según el proceso iterativo propuesto por el Anexo B del EC8, parte 1 (AENOR, 2018a). También se ha empleado el método del espectro de capacidad-demanda de la norma ATC-40 (*Applied Technology Council* [ATC], 1996), cuando se considera un escenario real de terremoto (Estêvão, 2019). Estas rutinas han sido aplicadas con éxito previamente para evaluar el comportamiento estructural de los edificios de Algarve (Estêvão, 2016) y en Azores (Estêvão y Carvalho, 2015), las cuales son dos regiones portuguesas con peligro sísmico.

4.3.1. Método N2

El método N2 se presenta en el Anexo B del EC8-1, con dos posibles enfoques: un enfoque iterativo y otro no iterativo. Ambos enfoques han sido implementados en el método de análisis implementado en el programa informático desarrollado para la evaluación sísmica de los edificios escolares. El enfoque iterativo del método N2 se ha implementado en el programa informático a través del algoritmo desarrollado en (Estêvão, 2019; Estêvão, 2020).

Para aplicar dicho método lo primero que hay que obtener es una relación elástica perfectamente plástica entre las fuerzas (F^*) y los desplazamientos (d^*) en el sistema SDOF (figura 38). Asegurando de que la energía de deformación del sistema equivalente sea la misma que para el sistema inicial.

La fuerza correspondiente al límite elástico (F_y^*), el cual representa la resistencia última del sistema equivalente SDOF, y es igual al cortante basal en la formación del mecanismo plástico. Donde la rigidez inicial del sistema SDOF se ha determinado mediante la igualación de áreas, de modo que el área comprendida por la curva de capacidad MDOF y bilineal (SDOF) sean iguales. El otro parámetro necesario es el desplazamiento correspondiente al límite elástico (d_y^*) Ec. (12) del sistema SDOF. Definido por la siguiente función Ec. (13) donde E_m^* es la energía de deformación para la formación del mecanismo plástico. Este se corresponde con el área bajo la curva de capacidad.

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad \text{Ec. (12)}$$

$$E_m^* = \int_0^{d_m^*} F^* \cdot d(d^*) \tag{Ec. (13)}$$

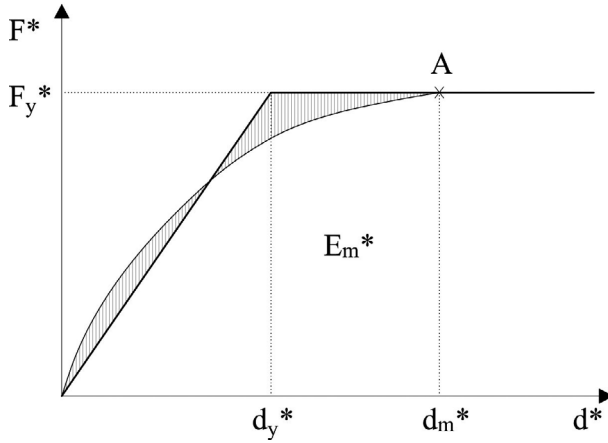


Figura 38. Curva de capacidad bilineal. Sistema equivalente SDOF. Anexo B, EC8, parte 1.

El periodo de la estructura para un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) (T^*) se ha calculado con el anexo B del EC8, parte 1, mediante la siguiente función:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \tag{Ec. (14)}$$

4.3.1.1. Implementación en el programa PERSISTAH

En el programa PERSISTAH, el usuario puede elegir entre el método iterativo y no iterativo. El proceso iterativo del método N2 (figura 39), es el método más preciso y, por tanto, es el método predeterminado implementado en el programa informático a través del algoritmo (figura 39) desarrollado en (Estêvão, 2019; Estêvão, 2020). Los diferentes factores que definen la curva bilineal, rigidez (k_m^*), fuerza (F_y^*) y el desplazamiento (d_y^*), se determinan a través del siguiente método.

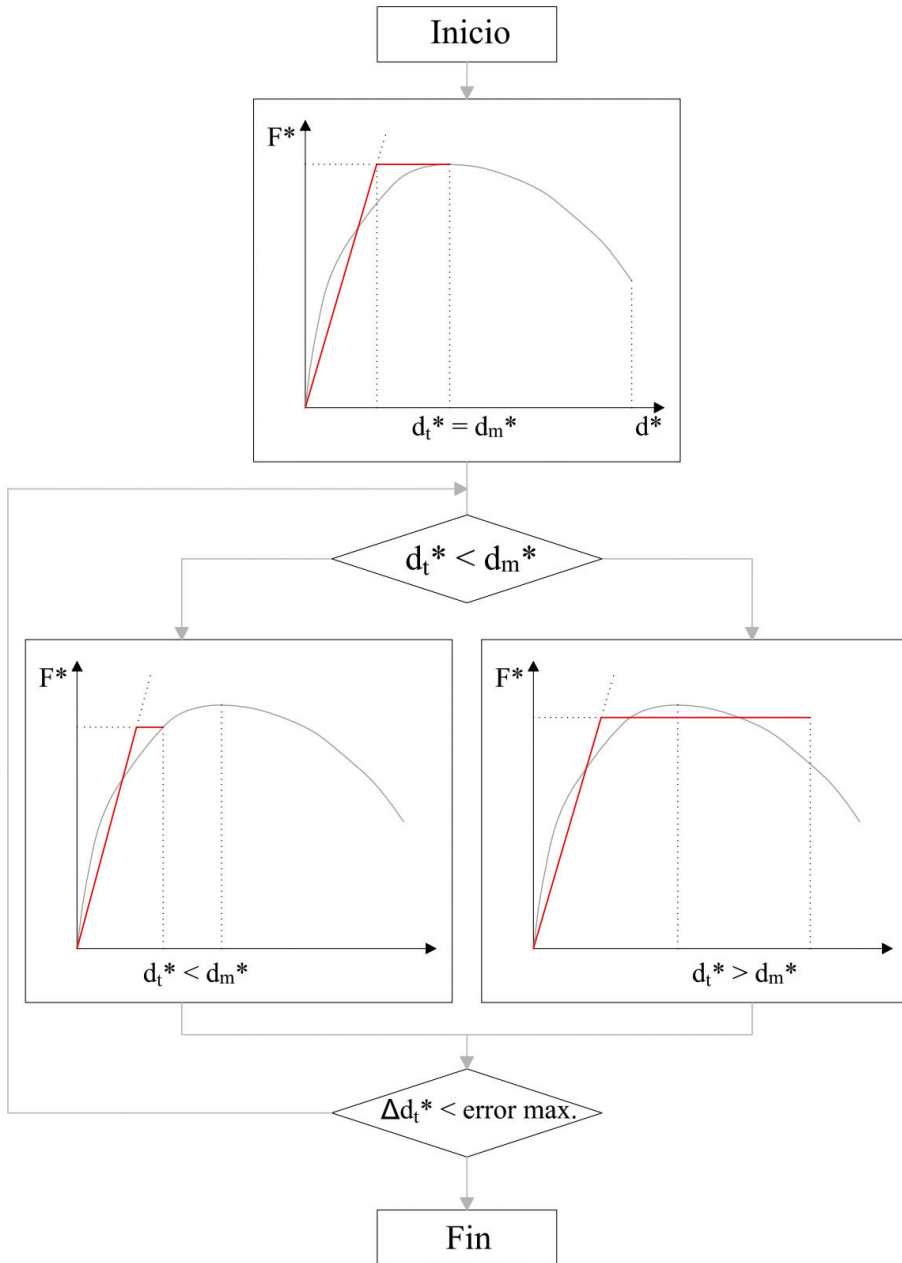


Figura 39. Diagrama de flujo del algoritmo desarrollado para el método iterativo N2 (Estêvão, 2019).

Paso 1: Determinación del área bajo la curva de capacidad E_m^* delimitada por el punto límite (d_m^*, F_m^*) , el cual coincide en este caso con la máxima

fuerza de la curva de capacidad, y la rigidez (k_m^*) del sistema estructural elástica perfectamente plástica, en este caso la fuerza F_y^* es igual a F_m^* , y $d_t^* = d_m^*$ (figura 40):

$$k_m^* = \frac{F_m^*}{2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_m^*} \right)} \quad \text{Ec. (15)}$$

$$d_y^* = \frac{F_m^*}{k_m^*} \quad \text{Ec. (16)}$$

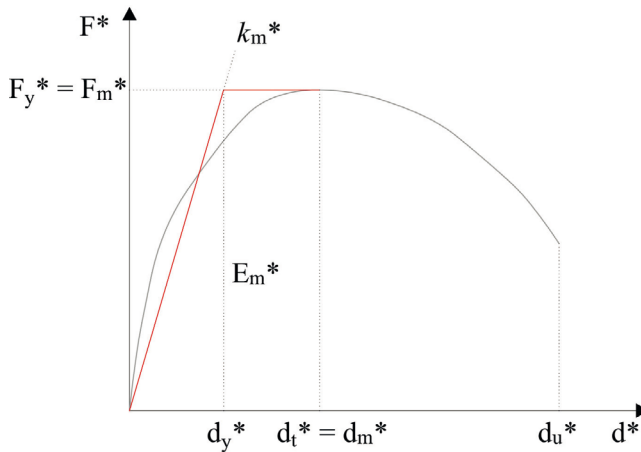


Figura 40. Curva de capacidad del sistema estructural elástica perfectamente plástica siendo $d_t^* = d_m^*$.

Paso 2: Determinación del desplazamiento objetivo para el sistema equivalente SDOF. Dicho desplazamiento para una estructura de comportamiento elástico se ha obtenido mediante el periodo T^* del sistema SDOF, en función de $S_e(T^*)$ que es la ordenada del espectro elástico de respuesta.

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{Ec. (17)}$$

El desplazamiento inelástico objetivo (d_t^*) se ha determinado con diferentes ecuaciones para estructuras de rango de periodo corto ($T^* < T_C$) y para estructuras en los que el rango del periodo es medio y largo ($T^* \geq T_C$).

Tabla 25. Ecuaciones para la determinación del desplazamiento objetivo.
Anexo B, EC8, parte 1

Rango de periodo corto ($T^* < T_C$)		Rango de periodos medios y largos ($T^* \geq T_C$)
Si $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$ respuesta elástica	$d_t^* = d_{et}^*$	$d_t^* = d_{et}^*$
Si $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$ respuesta no lineal	$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$	

$$q_u = \frac{m^* \cdot S_e(T^*)}{F_y^*} \quad \text{Ec. (18)}$$

A continuación, se muestran gráficamente la relación entre las diferentes magnitudes (figura 41). Dichos gráficos están en formato aceleración/desplazamiento. El periodo T^* se representa mediante la línea radial que va desde el origen de coordenadas hasta el punto del espectro elástico de respuesta con coordenadas, d_{et}^* (desplazamiento elástico SDOF) y $S_e(T^*)$.

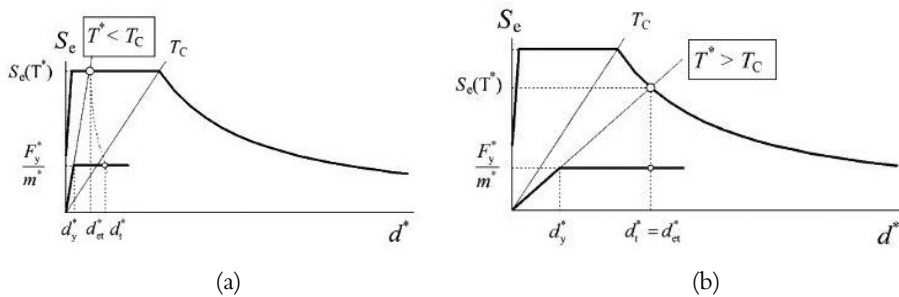


Figura 41. Determinación del desplazamiento objetivo para un sistema equivalente SDOF para periodos cortos (a) y largos (b). Anexo B, EC8, parte 1.

Paso 3: Si la diferencia entre el antiguo punto de desempeño y el nuevo es mayor que un error máximo dado, entonces se calcula el área E_t^* bajo la curva de capacidad del nuevo desplazamiento objetivo d_t^* .

— Si $d_t^* < d_m^*$ (figura 42), entonces:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_t^* - \frac{E_t^*}{F_y^*} \right) \tag{Ec. (19)}$$

$$k_i^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \tag{Ec. (20)}$$



Figura 42. Curva de capacidad del sistema estructural elástica perfectamente plástica siendo $d_t^* < d_m^*$.

— Si $d_t^* > d_m^*$ (figura 43), entonces:

$$F_y^* = k_m^* \cdot \left[d_t^* - \sqrt{\frac{k_m^* \cdot (d_t^*)^2 - 2 \cdot E_t^*}{k_m^*}} \right] \tag{Ec. (21)}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k_m^*} \tag{Ec. (22)}$$

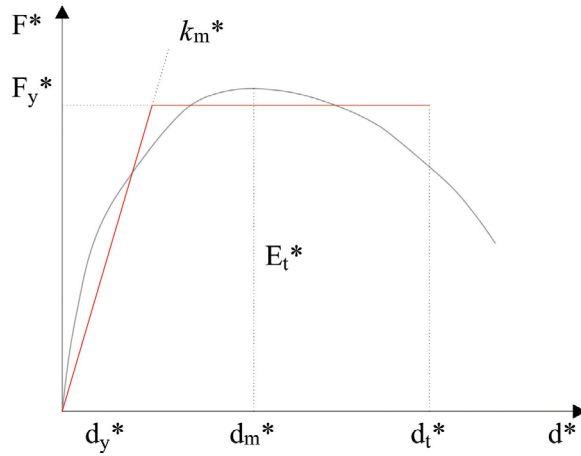


Figura 43. Curva de capacidad del sistema estructural elástica perfectamente plástica siendo $d_{ti}^* > d_m$.

El cálculo vuelve al segundo paso hasta que se alcance la convergencia deseada.

Por último, cuando se alcanza el criterio de convergencia, se determina el desplazamiento objetivo (d_i) para un sistema equivalente de MDOF. Dicho desplazamiento corresponde al nudo de control y se define mediante la siguiente ecuación:

$$d_i = \Gamma d_t^* \tag{Ec. (23)}$$

Donde Γ es el factor de transformación presentado anteriormente Ec. (7).

A continuación, se muestra un ejemplo de la interfaz de salida del método N2 en el programa informático.

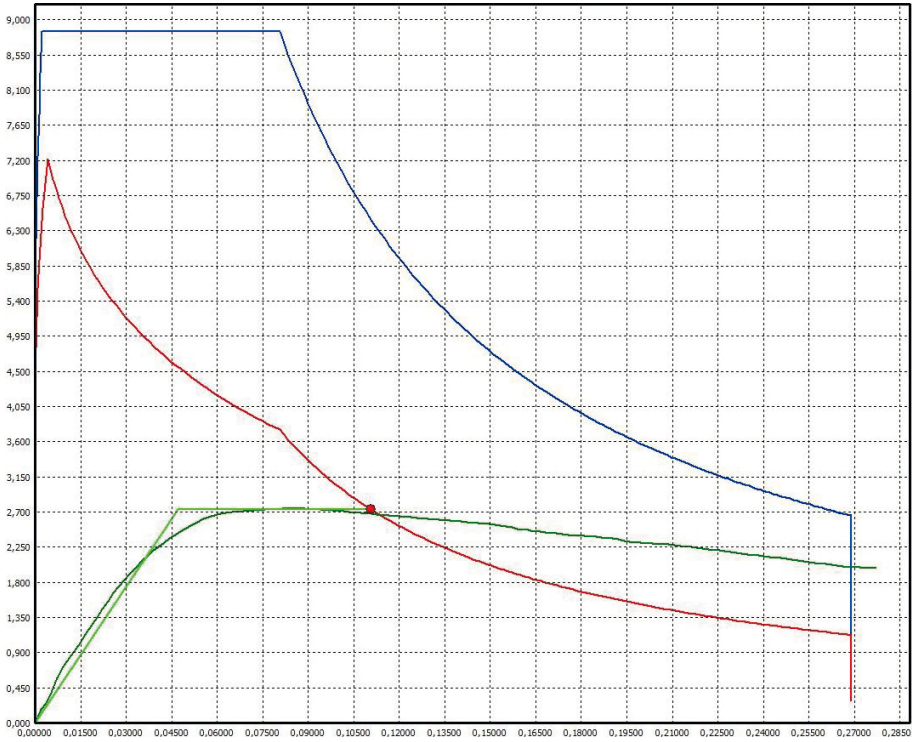


Figura 44. Interfaz método N2 en el programa PERSISTAH.

4.3.2. Método del espectro de capacidad-demanda

Este método propuesto por la norma ATC-40 (*Applied Technology Council [ATC], 1996*) también se ha implementado en el programa de evaluación sísmica. El enfoque iterativo de este método es más complicado de aplicar que el método N2. Sin embargo, para implementarlo se ha utilizado un enfoque desarrollado en (Estêvão, 2019) basado en la curva de rendimiento (figura 45) definida en el apartado 4.4, con el que se simplifica el proceso.

$$\%S_e = \frac{F_{i,D}^*}{m^*} \cdot \frac{100}{S_e(T_i^*, \xi_i)} \quad \text{Ec. (24)}$$

Donde $S_e(T_i^*, \xi_i)$ se obtienen por la ecuaciones presentadas en la sección 2.3, y una amortiguación equivalente ξ_i (en porcentaje) (figura 45). Esta puede ser obtenida según la norma ATC-40 (Ec. 25), suponiendo un comportamiento estructural histerético simplificado (área gris figura 45).

$$\xi_i = 5 + k_\xi \frac{200}{\pi} \cdot \frac{F_y^* \cdot d_{t,D}^* - F_{t,D}^* \cdot d_y^*}{F_{t,D}^* \cdot d_{t,D}^*} \quad \text{Ec. (25)}$$

Para tener en cuenta los ciclos de histéresis reales, la norma ATC-40 emplea un factor de modificación k_ξ , el cual reduce el área de la figura 45, definiendo el amortiguamiento efectivo. Este factor depende del comportamiento estructural (tipo de material y detalles estructurales) y la duración del terremoto. Los tres tipos de comportamiento de disipación de energía [A ($k_\xi=1$), B ($k_\xi=2/3$) y C ($k_\xi=1/3$)] presentados en la norma ATC-40 se han implementado en el programa PERSISTAH.

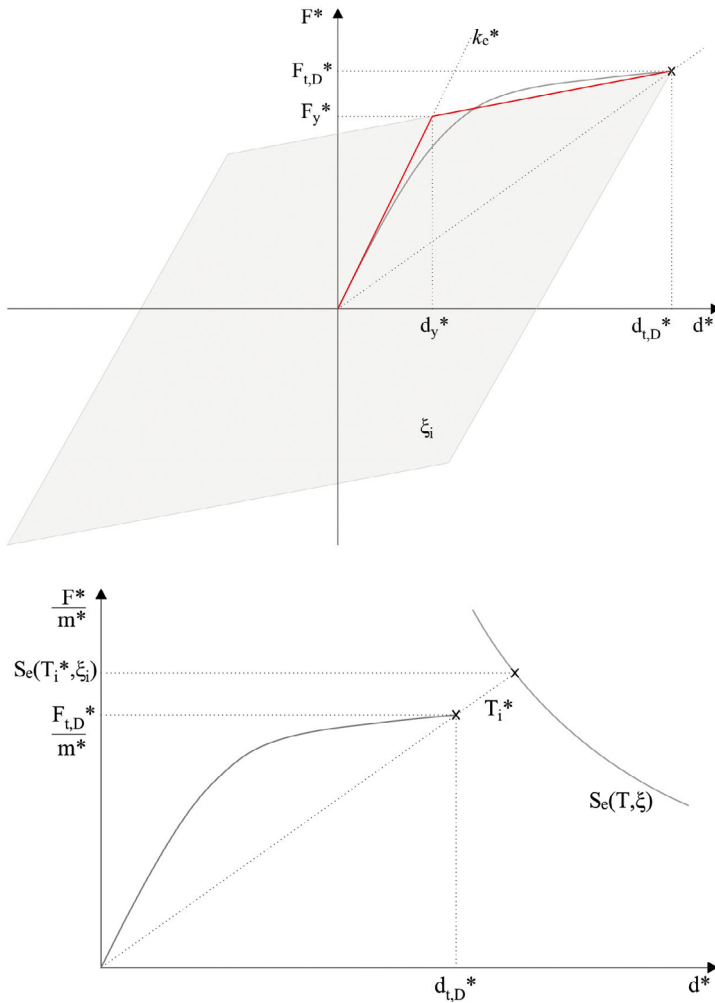


Figura 45. Esquemas método del espectro de capacidad-demanda (Estêvão, 2019).

4.3.2.1. Implementación en el programa PERSISTAH

Para la implementación del método del espectro de capacidad-demanda en el programa se ha usado el concepto de la curva de rendimiento (Ec. 24) para el cálculo del punto de desempeño (desplazamiento objetivo) (Estêvão, 2019).

Primero se localiza el intervalo donde estará situado el punto de desempeño d_t^* ($\%S_{e,t} = 100$). Este intervalo está limitado por los puntos d_1^* ($\%S_{e,1} < 100$) y d_2^* ($\%S_{e,2} > 100$). Estos puntos se calculan escaneando los puntos de la curva de rendimiento (figura 46).

A continuación, se aplica un proceso iterativo hasta que se consigue la convergencia con la precisión de error deseada:

$$d_t^* = \frac{d_1^* + d_2^*}{2} \quad \text{Ec. (26)}$$

Si $\%S_{e,t} < 100$ entonces $d_1^* = d_t^*$; Si $\%S_{e,t} > 100$ entonces $d_2^* = d_t^*$.

Este proceso iterativo es repetido hasta que $d_2^* - d_1^*$ sea menor al error máximo y $\%S_{e,t}$ este muy próximo al 100%.

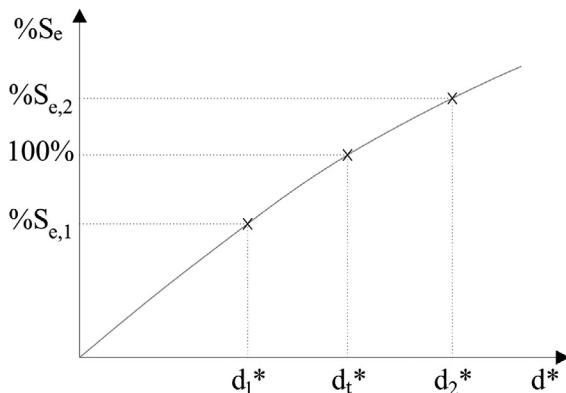


Figura 46. Proceso iterativo del espectro de capacidad-demanda (Estêvão, 2019).

4.4. ANÁLISIS DEL DAÑO ESTRUCTURAL

La evaluación de seguridad sísmica se ha realizado en función de los diferentes estados límite de daños definidos en el Eurocódigo 8, parte 3 (AENOR, 2018b). Este define tres estados de daño: estado límite de colapso inminente (NC), de daños severos (SD), y de limitación de daños (DL). Además, se ha incorporado un estado límite asociado a la operatividad (OP), ya que dicho límite de daño será considerado en futuras normativas europeas. La seguridad sísmica se ha

evaluado con el límite de daño SD (S_{d3}) el cual se define a continuación. En dicho estado de daño, la reparación de la estructura no es rentable. El EC3, parte 3 presenta la siguiente definición de cada uno de dichos estados límite de daño.

Estado límite de proximidad al colapso (NC):

La estructura está seriamente dañada, con rigidez y resistencia lateral residuales bajas, pero los elementos verticales todavía son capaces de soportar cargas verticales. La mayoría de los elementos no estructurales han colapsado. Se producen desplazamientos relativos permanentes importantes. La estructura se encuentra próxima al colapso y, probablemente, no resistiría otro terremoto, ni siquiera uno de intensidad moderada.

Estado límite de daños significativos (SD):

La estructura está significativamente dañada, con algo de rigidez y resistencia lateral residuales, y los elementos verticales son capaces de soportar cargas verticales. Los elementos no estructurales están dañados, aunque los tabiques y rellenos no han fallado fuera de su plano medio. Se producen desplazamientos relativos permanentes moderados. La estructura puede resistir réplicas de intensidad moderada. La reparación de la estructura puede no resultar rentable.

Estado límite de limitación de daños (DL):

La estructura solo está ligeramente dañada, con elementos estructurales que no han sufrido una plastificación significativa y que mantienen sus propiedades de resistencia y rigidez. Los elementos no estructurales, tales como tabiques y rellenos, pueden presentar una fisuración generalizada, pero su reparación es viable económicamente. Los desplazamientos relativos permanentes son despreciables. La estructura no necesita medida de reparación alguna.

La obtención de los diferentes estados límites de daño, calculados a partir de la curva de capacidad bilineal de cada edificio escolar, se ha realizado en función del desplazamiento correspondiente al límite elástico (d_y) y del desplazamiento último (d_u), como propone el EC8-3. Como alternativa, los estados límite de daños OP, DL, SD y NC, pueden ser iguales a S_{d1} , S_{d2} , S_{d3} y S_{d4} , respectivamente (Barbat *et al.*, 2008).

$$S_{d1} = 0,7d_y \quad \text{Ec. (27)}$$

$$S_{d2} = d_y \quad \text{Ec. (28)}$$

$$S_{d3} = d_y + 0,25(d_y + d_u) \quad \text{Ec. (29)}$$

$$S_{d4} = d_u \quad \text{Ec. (30)}$$

En el programa informático PERSISTAH se obtienen dichos límites de daño a partir de la curva bilinear obtenida para un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF), o, pueden ser introducidos manualmente.

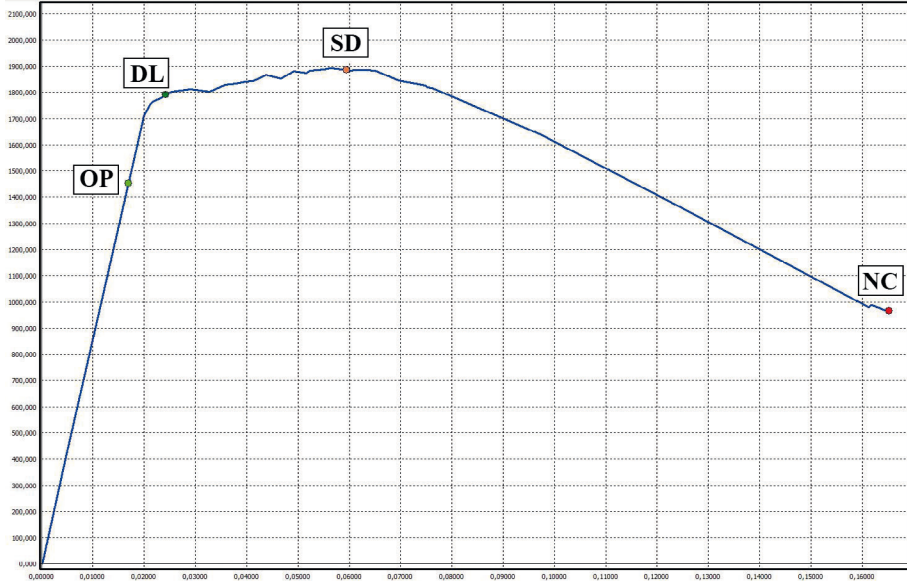


Figura 47. Curva de capacidad y estados límites de daño. Programa PERSISTAH.

Considerando los estados límites definidos anteriormente, la evaluación del daño en el edificio escolar se realiza en base al punto de desempeño (desplazamiento objetivo EC8 3). Sin embargo, existe una gran dificultad para determinar los niveles de daños presentados en el EC8 3, ya que cada curva de capacidad presenta unos valores de estados límite diferentes. Por ejemplo, una curva de capacidad que presenta una resistencia alta, puede presentar un elevado nivel de daños o incluso colapso, si presenta menos ductilidad. Con el objetivo de implementar este método con la mayor facilidad posible, se ha aplicado un nuevo concepto, la curva de rendimiento (Estêvão, 2019).

Esta curva representa la relación entre el desplazamiento en el nodo de control y el porcentaje dado por el espectro de respuesta, con el que se obtiene el desplazamiento objetivo (punto de desempeño). En definitiva, esta representa los puntos de desempeño obtenidos considerando varios porcentajes del espectro de respuesta. Con este enfoque se invierten los métodos, es decir, se calcula el porcentaje de la aceleración espectral asociada a un desplazamiento (estado límite de daño) predefinido.

Los diferentes porcentajes de aceleración espectral ($\%S_e$) (espectro de respuesta del EC8), correspondientes a los desplazamientos $d_{t,D}^*$ asociados a un estado límite de daño dado, se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones.

$$\%S_e = \frac{S_a^*}{S_e(T^*)} \cdot 100 \quad \text{Ec. (31)}$$

— Si $T^* \geq T_C$ (rango de periodo medio y largo):

$$S_a^* = S_{ca}^* = d_{t,D}^* \cdot \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2 \quad \text{Ec. (32)}$$

— Si $T^* < T_C$ (rango de periodo corto):

$$S_a^* = \frac{1}{T_C} \left[\frac{4\pi^2 \cdot d_{t,D}^*}{T^*} + \frac{F_y^*(T_C - T^*)}{m^*} \right] \quad \text{Ec. (33)}$$

Si $F_y^*/m^* > S_a^*$, entonces $S_a^* = S_{ca}^*$.

Con esto obtenemos la curva de rendimiento (figura 48), la cual sirve para obtener la curva de capacidad más desfavorable para un estado límite de daño dado.

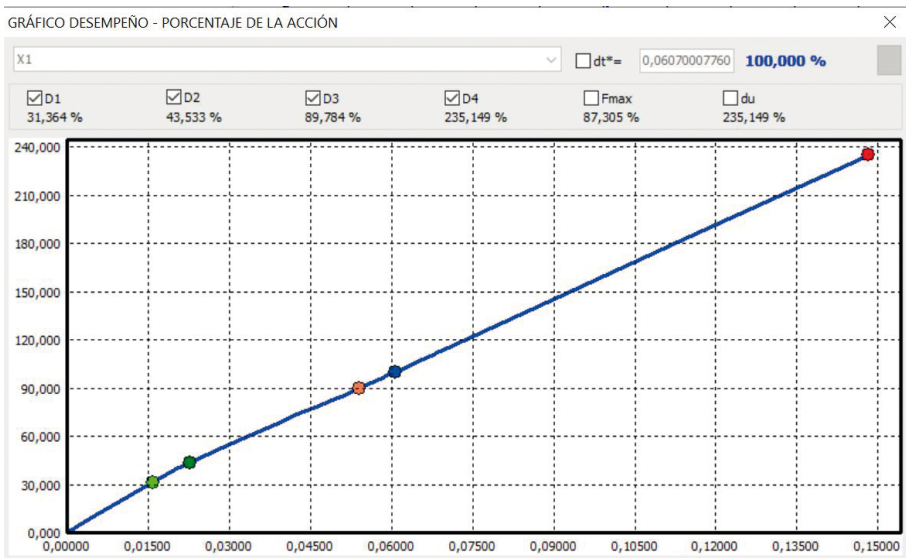


Figura 48. Curva de rendimiento. Programa PERSISTAH.

Una vez definidos los diferentes estados límites de daños, el programa desarrolla las curvas de fragilidad (figura 49). Dichas curvas definen la probabilidad de que el daño global esperado de una estructura alcance o supere un determinado estado de daño límite específico (Barbat *et al.*, 2008). Estas curvas se han determinado de acuerdo con la distribución de probabilidad lognormal de RISK-UE. Las curvas de fragilidad pueden ser calculadas para cada punto de desempeño (desplazamiento objetivo d_i) (Ec. 34). Para cada estado de daño se define una curva, la cual se define trazando $P[D_i | d_i]$ (Estêvão, 2019).

$$P[D_i | d_i] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{D_i}} \ln \left(\frac{d_i}{d_{D_i}} \right) \right] \quad \text{Ec. (34)}$$

Donde Φ es la función de distribución acumulativa para la distribución normal, d_{D_i} el desplazamiento medio para un estado de daño dado y β_{D_i} la correspondiente desviación estándar del logaritmo del desplazamiento d_{D_i} . Este valor β_{D_i} puede ser definido por el usuario en el programa PERSISTAH.

La probabilidad de obtener un estado límite de daño dado (D_i), considerando los diferentes estados de daño definidos anteriormente como (OP=D1, DL=D2, SD=D3, NC=D4 y D5=colapso) viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$\rho_{D5} = P[D4 | d_i] \quad \text{Ec. (35)}$$

$$\rho_{D4} = P[D3 | d_i] - P[D4 | d_i] \quad \text{Ec. (36)}$$

$$\rho_{D3} = P[D2 | d_i] - P[D3 | d_i] \quad \text{Ec. (37)}$$

$$\rho_{D2} = P[D1 | d_i] - P[D2 | d_i] \quad \text{Ec. (38)}$$

$$\rho_{D1} = 1 - P[D1 | d_i] \quad \text{Ec. (39)}$$

Las curvas de fragilidad vienen definidas por la relación entre un desplazamiento y la probabilidad de alcanzar algún estado límite dado ρ_{D_i} .

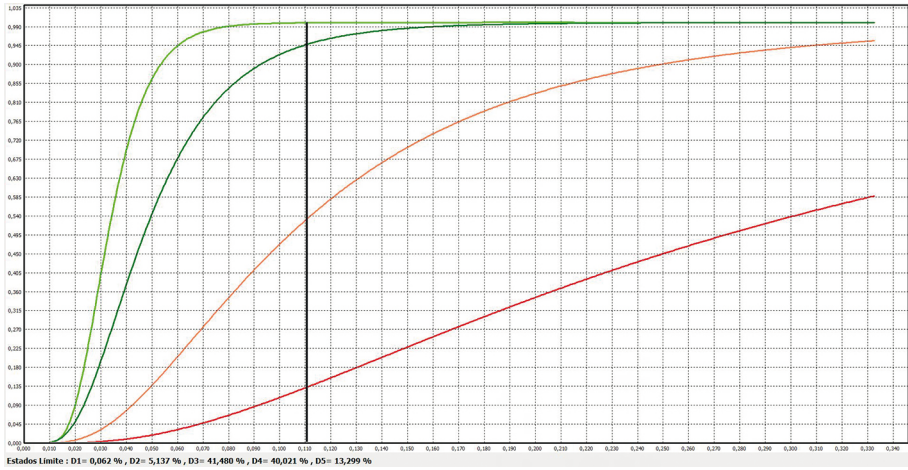


Figura 49. Curvas de fragilidad. Programa PERSISTAH.

Una vez realizada la evaluación sísmica de cada edificio escolar mediante de la aplicación del método desarrollado, con la obtención del punto de desempeño y con la evaluación de los estados límite de daños, se calcula el *School-score*. Este valor posibilitará clasificar los edificios escolares en función del riesgo sísmico de cada uno de ellos (Estêvão, 2019).

$$School - core = \frac{100}{\%S_e} \quad Ec. (40)$$



Capítulo 5. Programa PERSISTAH

El programa PERSISTAH (Estêvão, 2019; Estêvão, 2020), tiene implementado los métodos de análisis establecidos en el Eurocódigo 8, partes 1 y 3, teniendo en cuenta lo establecido en los anexos nacionales de España y Portugal (NP EN 1998-1: 2010 y de NP EN 1998-3: 2017). Se aplicaran los métodos de análisis sísmico descritos en el apartado anterior para la obtención del punto de desempeño y el análisis de daños de cada edificio escolar (Estêvão, 2019). En este sentido, cada edificio tiene asignado un conjunto de curvas de capacidad en cada dirección de acuerdo con EC3-3, las cuales pueden ser determinadas con base a cualquier programa informático de análisis estructural. Dicho programa tiene implementado un módulo de cálculo de la seguridad sísmica de cada edificio (punto de desempeño, curvas de fragilidad, análisis de daños y *School-score*), aplicando la metodología desarrollada anteriormente.

Dicho programa informático puede ser usado por ambos países, por todas las autoridades competentes y los diversos órganos de protección civil de ambos países. Estará disponible en la web del proyecto de investigación (<<https://datalab.upo.es/persistah>>) para el uso e información de la población. El programa tiene una utilización fácil e intuitiva, y está disponible en tres idiomas: portugués, español e inglés. La colaboración entre las diversas instituciones, la Universidad de Algarve y la Universidad de Sevilla, es fundamental para que dicha aplicación informática pueda ser utilizado en ambos países.

El programa se ha desarrollado para la gestión de la seguridad sísmica de las escuelas. Este se divide en tres módulos principales: el primero, destinado para generar una base de datos georreferenciada de los colegios; el segundo, para la selección de la acción sísmica a considerar para la evaluación de cada colegio; y el tercero, para determinar el grado de daño y el *School-score* de cada edificio escolar.

La estrategia informática desarrollada y aplicada en el programa es relativamente complejo (Estêvão, 2020; Estêvão, 2019) y se ha esquematizado en la (figura 50). La cual representa el diagrama de flujo del funcionamiento de dicho programa informático, que consta de tres módulos diferentes cada uno de ellos con rutinas diferentes.

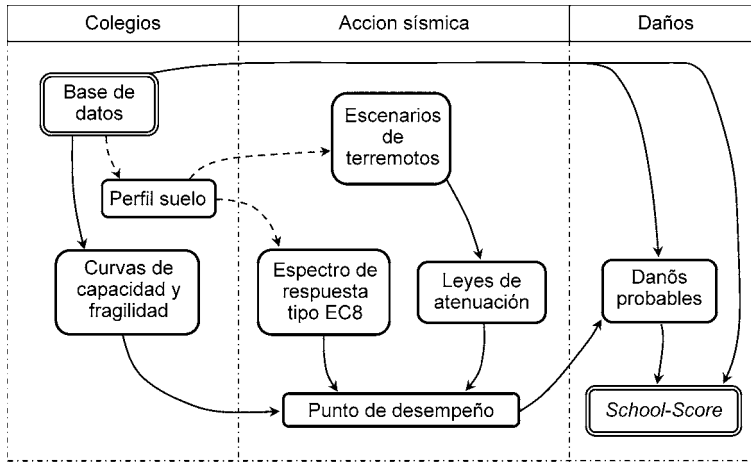


Figura 50. Esquema de funcionamiento del programa PERSISTAH. Obtención del *School-Score*.

5.1. MÓDULO COLEGIOS

Los colegios, como se describió anteriormente, se han dividido en diversas tipologías y estas, a su vez, en varias subtipologías. Este módulo presenta un menú de gestión de los colegios, donde es posible definir las características generales de los mismos (figura 51), incluyendo su imagen aérea y su georreferencia.

5.1.1. Menú: colegio

La base de datos está estructurada en varios campos: colegios, edificios y fotos. Se han identificado 138 colegios y 269 edificios en la provincia de Huelva.

En este apartado, es posible definir las características generales de los colegios (figura 51), como pueden ser: código de referencia, nombre, dirección, teléfono, correo electrónico, nivel de educación, titularidad, n° de alumnos, superficie construida, n° de edificios, superficie de parcela, % de superficie, morfología del terreno, distancia a la costa, capacidad operativa de los bomberos, distancia a una estación de bomberos, distancia al hospital más cercano y condiciones de acceso y evacuación. Estos datos se recogieron en la base de datos (desarrollada anteriormente), donde se recogió toda la información recopilada de cada colegio.

Base de datos de colegios

Archivos Opciones Tipologías Información

País: España Provincia: Huelva Municipio: Aljaraque

Colegio: Colegio Tresfuertes (Aljaraque)

Código	Nombre del colegio	País	Provincia	Municipio	Dirección del colegio	Código Postal	Teléfono	Teléfono móvil	Correo electrónico
ES210010-01	Colegio Tresfuertes	España	Huelva	Aljaraque	Ctra. de Fuentehederos, s/n	21140	959129652		21001014.edu@untadendalucia.es
ES210023-01	Colegio Para Domingo	España	Huelva	Aljaraque	Auda. de los Camélas, 26	21110	95922414		21002301.edu@untadendalucia.es
ES210023-02	Colegio Profesor Terno Galán	España	Huelva	Aljaraque	C/ Casas nuevas, s/n	21120	95922426		21002302.edu@untadendalucia.es
ES210023-03	Colegio El Portal	España	Huelva	Aljaraque	C/ Gardu Lanza, 89	21122	95922478		21002303.edu@untadendalucia.es
ES210023-04	Colegio Antonio Guerrero	España	Huelva	Aljaraque	C/ Santander s/n	21110	95922493		
ES210046-01	Colegio Virgen de Gracia	España	Huelva	Almonester la Real	Ctra. Sevilla, 17	21300	959149557		
ES210059-01	Colegio Dunes de Dufrana	España	Huelva	Almonte	Sector Laguna del Sapeón 97	21760	95949352		21005901.edu@untadendalucia.es
ES210059-02	Colegio Doñana	España	Huelva	Almonte	Auda. Anares, 103	21750	95949359		21005902.edu@untadendalucia.es
ES210059-03	Colegio El Lince	España	Huelva	Almonte	C/ Los Ballesteros, 5	21750	95949376		21005903.edu@untadendalucia.es
ES210059-04	Colegio Los Tarralegos	España	Huelva	Almonte	C/ Pastores, s/n	21750	95949372		21005904.edu@untadendalucia.es
ES210059-05	Colegio Nra. Sra. del Ruido	España	Huelva	Almonte	C/ Pico Cerdo, s/n	21750	95949379		gunter.vargem@comcast.net
ES210059-06	Colegio Luis de Hege	España	Huelva	Almonte	C/ El Zorro, 1	21750	95949399		21005906.edu@untadendalucia.es
ES210059-07	Colegio La Lanza	España	Huelva	Almonte	Camino de los Llanos, 10	21750	95949394		21005907.edu@untadendalucia.es
ES210062-01	Colegio Argentario	España	Huelva	Alamo	Bda. Escolar 1, (Therax)	21530	95949916		21006201.edu@untadendalucia.es
ES210062-02	Colegio Nra. Sra. de Gracia	España	Huelva	Alamo	C/ Real, 134	21520	95949907		21006202.edu@untadendalucia.es
ES210070-01	Colegio José Hípotes	España	Huelva	Arcoz	Auda. Gran Vía, 26	21000	959129911		21007001.edu@untadendalucia.es
ES210084-01	Colegio José Romero Macías	España	Huelva	Arcoz	Ctra. del Muro s/n	21140	95914992		21008401.edu@untadendalucia.es
ES210097-01	Colegio Virgen de los Remedios	España	Huelva	Arroyomolinos de León	C/ Alta, 13	21200	95919924		21009701.edu@untadendalucia.es
ES210101-01	Colegio Padre Anicé	España	Huelva	Ayamonte	Auda. Sando y Capel, 23	21400	95949991		21010101.edu@untadendalucia.es
ES210101-02	Colegio La Higuerita	España	Huelva	Ayamonte	Bda. M. Auxiliadora 89 (Piso del Camello)	21420	95949907		21010102.edu@untadendalucia.es
ES210101-03	Colegio Galdames	España	Huelva	Ayamonte	C/ Galdames, 80	21400	95949825		21010103.edu@untadendalucia.es
ES210101-04	Colegio Moreno y Chacón	España	Huelva	Ayamonte	C/ Mibaga, 7	21400	95949924		21010104.edu@untadendalucia.es
ES210101-05	Colegio Rodrigo de Jerez	España	Huelva	Ayamonte	C/ María, 1	21400	95949918		21010105.edu@untadendalucia.es
ES210101-06	Colegio Virgen del Carmen	España	Huelva	Ayamonte	C/ Navia, 1	21400	95949920		21010106.edu@untadendalucia.es

(149) - ES210010-01
 Nombre del colegio: Colegio Tresfuertes
 País: España Provincia: Huelva Municipio: Aljaraque
 Dirección del colegio: Ctra. de Fuentehederos, s/n
 Código Postal: 21140

Figura 51. Base de datos colegios. Programa PERSISTAH.



Figura 52. Menú para georreferenciación de los colegios. Imagen aérea.

De cada colegio se puede modificar o completar los datos referentes a la caracterización general (figura 53) y a las fotografías (figura 52). Estos datos se pueden ir modificando, en función de la información que se vaya completando de cada colegio, mediante las encuestas realizadas a cada colegio o mediante visitas al mismo.

Formulario de Caracterización general del Colegio Los Llanos. Campos visibles:

- Colegio 2: 0000
- Colegio ID: 000000000000000000
- Número de alumnos: [Desconocido]
- Superficie construida total: [347] m²
- Superficie de la parcela: [703] m²
- % de superficie libre de la parcela: [Desconocido]
- Nivel educativo: [Desconocido]
- Educación Infantil: [Desconocido]
- Educación Primaria: [Desconocido]
- Educación Secundaria: [Desconocido]
- Bachillerato: [Desconocido]
- Formación profesional: [Desconocido]
- Horfiliación del terreno: [Desconocido]
- ¿Existe riesgo de deslizamiento?: [Desconocido]
- ¿Existe riesgo de un terremoto?: [Desconocido]
- Distancia a la costa: [Desconocido]
- Capacidad operativa de los bomberos: [Desconocido]
- Distancia a la estación de bomberos más cercana: [Desconocido]
- Distancia al hospital más cercano: [Desconocido]
- Condiciones de acceso y evacuación de los equipos de emergencia: [Desconocido]

Figura 53. Caracterización general del colegio.

Es posible filtrar, instantáneamente, la base de datos por país, región y municipio, y exportar los resultados filtrados a *Google Earth* (figura 54), o a Excel. Con esto podemos obtener de forma sencilla una información detallada de cualquier colegio de la zona. Además, es posible representar la información en *Google Earth*.

102

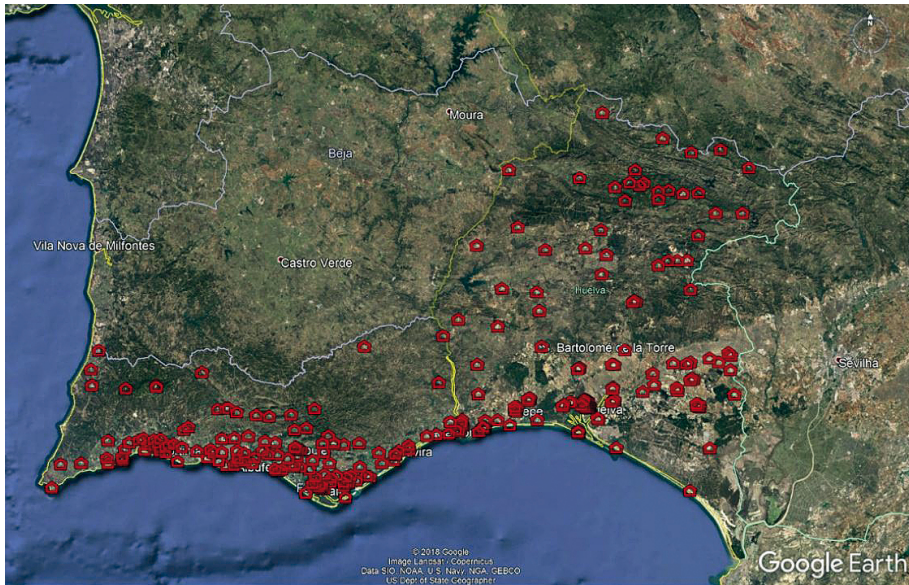


Figura 54. Exportación de la localización de los colegios en Google Earth. Programa PERSISTAH.

5.1.2. Menú: edificios del colegio

En el menú edificios, es posible introducir toda la información de cada edificio o módulo estructuralmente independiente (entre juntas). Dicho campo se divide en diferentes apartados (datos estructurales, irregularidades y cimentación, elementos no estructurales, mantenimiento del edificio y localización y fotos) (figura 55).

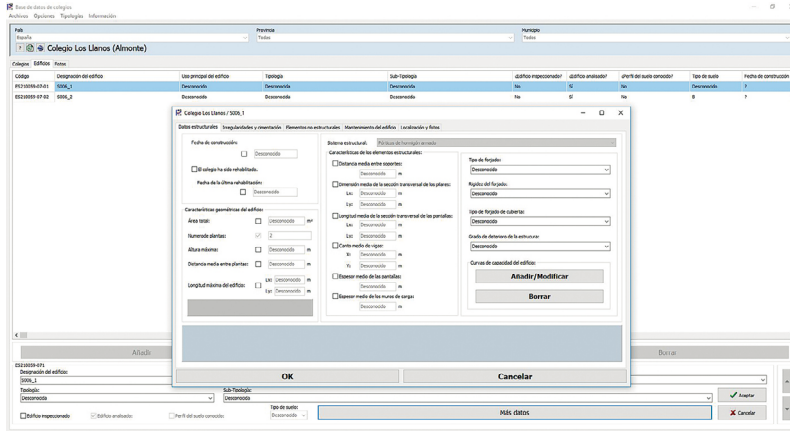


Figura 55. Base de datos de los colegios. Programa PERSISTAH.

Se pueden introducir de forma independiente las características estructurales (curva de capacidad [figura 56]) y las fotografías de cada edificio (alzados, interiores, aérea, etc.). El apartado de fotografías es muy intuitivo y es posible visualizar las imágenes del edificio de forma visual y sencilla (figura 57).

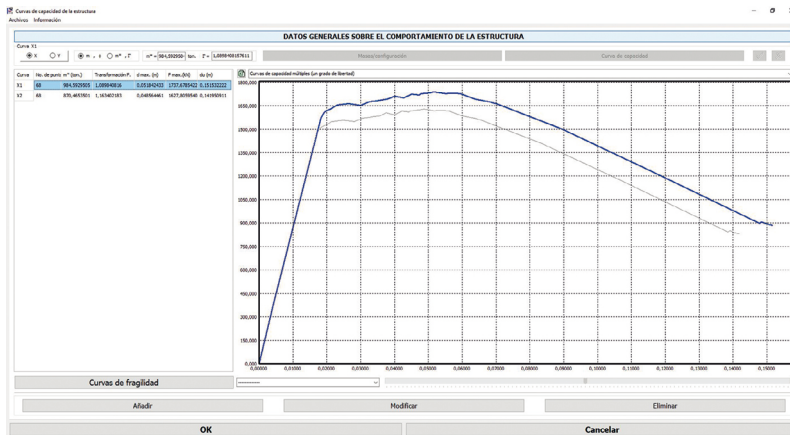


Figura 56. Módulo de introducción de las curvas de capacidad.

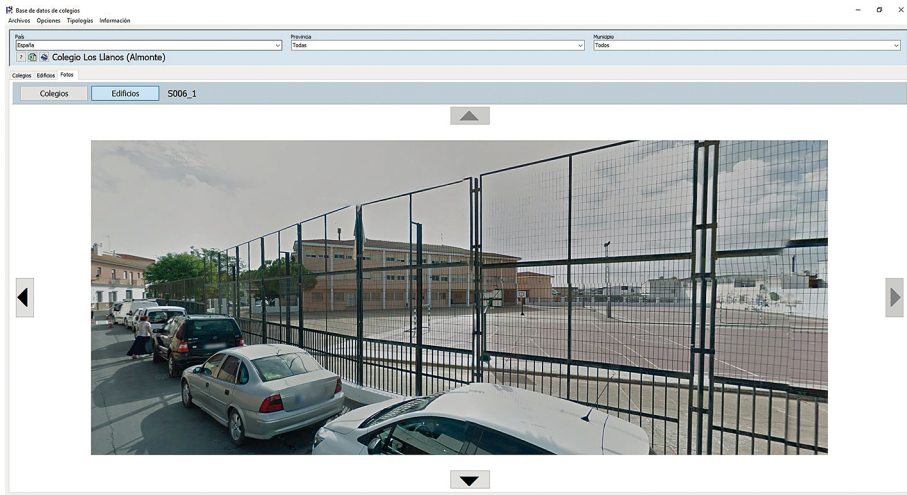


Figura 57. Base de datos colegios. Programa PERSISTAH.

5.1.3. Asimilación de curvas de capacidad

Las curvas de capacidad se extraen de los diferentes programas específicos de cálculo a través de archivos de texto (.txt) con valores de cortante (kN) y desplazamiento (m). Estos archivos de texto se exportan al programa el cual reconoce todos los puntos (cortante, desplazamiento) de las curvas de capacidad. Además, se deben de introducir los valores de masa equivalente (m^*) para SDOF y el factor de transformación (I), los cuales se calculan de acuerdo al anexo B del EC8, parte 1. Una vez introducidos estos datos el programa dibuja la curva de capacidad (figura 56).

Se pueden incorporar varias curvas de capacidad en cada dirección, posibilitando comparar diversas curvas de capacidad para un mismo edificio. Por ejemplo, para comparar las curvas de capacidad del edificio original con las curvas de capacidad de diversos modelos de refuerzo.

5.2. MÓDULO ACCIÓN SÍSMICA

El módulo de definición de la acción sísmica tiene implementadas varias opciones. Una de ellas mediante la utilización de una acción sísmica estipulada por la norma (esencialmente para la verificación de las necesidades de refuerzo). Otra opción es la de definir la acción sísmica a través de un escenario sísmico (lo cual es de especial importancia para la protección civil).

En relación a la acción sísmica de la norma (figura 58), se han implementado las acciones sísmicas de varios códigos sísmicos: el Eurocódigo 8, la norma sísmica española NCSE-02, y la portuguesa NP EN 1998-1:2010.

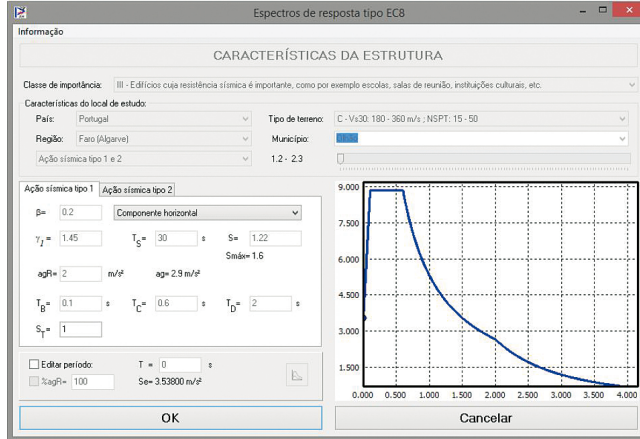


Figura 58. Módulo de acción sísmica. Espectro de respuesta.

También existe la posibilidad de definir la acción sísmica a través de un escenario sísmico con una determinada magnitud y epicentro (figura 59). En este sentido se obtiene el espectro de respuesta a través de la aplicación de leyes de atenuación.

105

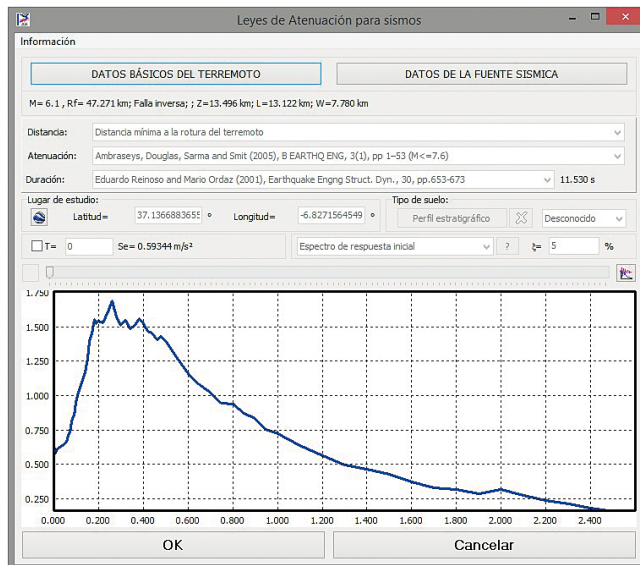


Figura 59. Acción sísmica correspondiente a un escenario sísmico.

5.3. MÓDULO DE DAÑO

En este módulo se realiza el cálculo del *School-score* en función de los datos introducidos en el módulo anterior y las curvas de capacidad de cada edificio del colegio. A continuación, se presenta el funcionamiento de este módulo y la obtención del *School-score*.

5.3.1. Funcionamiento

En el apartado de “Daños” aparece la lista ordenada de las escuelas en función de su vulnerabilidad sísmica. Dicha clasificación se realiza en función del *School-score*, el cual cuanto mayor es su valor, más vulnerable es el edificio escolar (figura 60).

Nombre	School Score	Número de edificios	Gravedad del edificio	D1 (%)	D2 (%)	D3 (%)	D4 (%)	D5 (%)	Comentarios
1	3,58	Escuela Básica de Penaguayo	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
2	3,58	Escuela Básica de Penaguayo	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
3	3,58	Escuela Básica n.º 1 de Lagos	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
4	3,58	Escuela Básica n.º 1 de Lagos	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
5	3,58	Escuela Básica de Portul	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
6	3,58	Escuela Básica de Portul	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
7	3,58	Escuela Básica de Portul	Edificio 3	0,0000	0,0000	1,4364	25,8642	72,7812	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
8	3,35	Escuela Básica n.º 1 de Oñate	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
9	3,35	Escuela Básica Casavieja	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
10	3,35	Escuela Básica Casavieja	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
11	3,35	Escuela Básica n.º 1 de Oñate	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
12	3,35	Escuela Básica n.º 1 de Oñate	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
13	3,35	Escuela Básica n.º 4 de Oñate	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
14	3,35	Escuela Básica n.º 4 de Oñate	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
15	3,35	Escuela Básica n.º 1 de Albuñera	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
16	3,35	Escuela Básica de Cerro	Edificio 2	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
17	3,35	Escuela Básica n.º 1 de Albuñera	Edificio 1	0,0000	0,0000	1,3270	25,7279	68,1462	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
18	2,73	Escuela Básica n.º 1 de Castro Herm	Edificio 2	0,0000	0,0020	1,8516	36,3280	58,8933	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
19	2,73	Escuela Básica n.º 1 de Santa Lucía	Edificio 1	0,0000	0,0020	1,8516	36,3280	58,8933	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
20	2,73	Escuela Básica n.º 1 de Testa	Edificio 1	0,0000	0,0020	1,8516	36,3280	58,8933	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
21	2,73	Escuela Básica n.º 1 de Testa	Edificio 2	0,0000	0,0020	1,8516	36,3280	58,8933	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
22	2,73	Escuela Básica de María Guadalupe	Edificio 1	0,0000	0,0020	1,8516	36,3280	58,8933	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
23	2,73	Escuela Básica de María Guadalupe	Edificio 2	0,0000	0,0020	1,8516	36,3280	58,8933	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
24	1,68	Escuela Básica José Solís	Edificio 2	0,0000	0,9423	30,8543	48,6897	19,1225	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
25	1,68	Escuela Básica de Piedad Huayra	Edificio 1 - Nivel 1	0,0000	0,9423	30,8543	48,6897	19,1225	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
26	1,68	Escuela Básica de Piedad Huayra	Edificio 1 - Nivel 2	0,0000	0,9423	30,8543	48,6897	19,1225	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
27	1,68	Escuela Básica de Anayara	Edificio 1 - Nivel 1	0,0000	0,9423	30,8543	48,6897	19,1225	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
28	1,68	Escuela Básica de Anayara	Edificio 1 - Nivel 2	0,0000	0,9423	30,8543	48,6897	19,1225	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)
29	1,68	Escuela Básica de Portul	Edificio 1 - Nivel 1	0,0000	0,9423	30,8543	48,6897	19,1225	Curva de capacidad media de la topología (línea no restringida)

Figura 60. Clasificación de los colegios en función del *School-Score*. Software PERSISTAH.

Se ha implementado un método analítico para la evaluación de daños en las escuelas, basado en el método de análisis estático no lineal incluido en la norma portuguesa NP EN 1998-3:2017. El punto de desempeño de la estructura puede ser determinado a través del método N2, como ya se ha explicado anteriormente. Se obtiene a través de la intersección del espectro de respuesta con la curva bilineal de capacidad, ambas en coordenadas espectrales (figura 61).

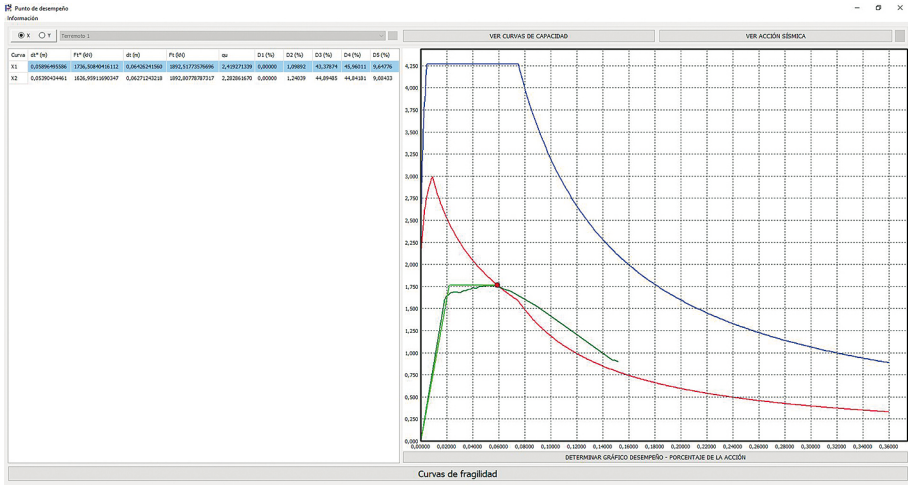


Figura 61. Punto de desempeño. Método N2.

Existen dos hipótesis de análisis sísmico de los colegios: la primera hipótesis es la de realizar un análisis estático no lineal de cada edificio, para obtener su curva de capacidad. Esta labor es complicada debido al elevado número de colegios y a la información disponible. En la segunda hipótesis, se definen las curvas de capacidad medias para cada tipología.

En base a las curvas de capacidad y al punto de desempeño, el programa obtiene las curvas de fragilidad de cada edificio. Con dichas curvas se determinan las probabilidades de superación de los diferentes estados límite de daños, así como, el nivel de acción asociado a cada estado límite (figura 62).

107

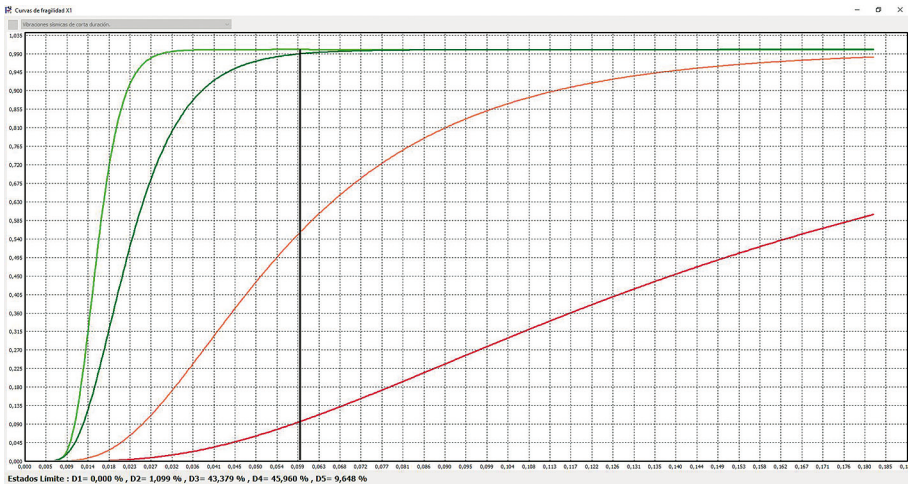


Figura 62. Curvas de fragilidad.

Finalmente, se determina el *School-score* a través de diversas opciones disponibles. Además, los valores de dicho factor pueden ser exportados automáticamente y presentados en *Google Earth* (figura 63).

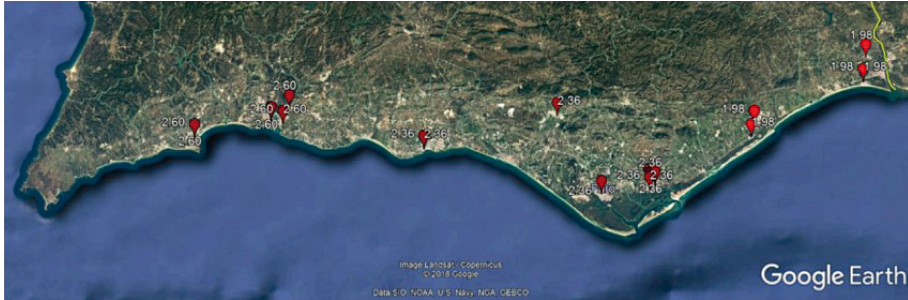
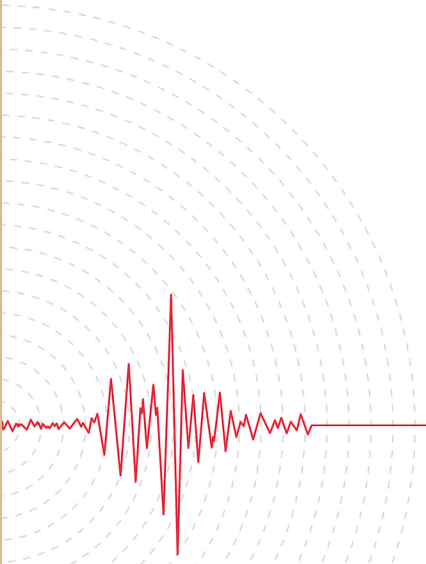


Figura 63. Ejemplo de exportación de los resultados filtrados para Google Earth.

5.3.2. Obtención del *School-score*

Por último, se ha obtenido el *School-score* de cada edificio. Este depende del nivel de daño estructural. Por tanto, un valor más alto de dicho *School-score* indica que el colegio es menos resiliente en caso de terremoto. En función de dicho factor se ha realizado una clasificación de los diferentes edificios escolares en cada país, con el fin de establecer una jerarquización para futuras intervenciones de rehabilitación sísmica. Dicha clasificación servirá de ayuda a las diferentes regiones para el estudio de la necesidad de refuerzo sísmico de sus edificios escolares.

Capítulo 6. Medidas para el refuerzo sísmico



La mayoría de los edificios escolares estudiados fueron construidos anteriormente a las normativas sísmicas actuales, por tanto, sin tener en cuenta la acción sísmica, considerando solo las cargas gravitatorias. Por este motivo, muchos de ellos presentan una alta vulnerabilidad sísmica, la cual debe de ser reducida para garantizar la seguridad de dichos edificios en caso de terremoto. Para reducir dicha vulnerabilidad, el técnico debe evaluar diferentes estrategias (o combinación de estrategias) de rehabilitación: incremento de la rigidez, reducción de la demanda sísmica o incremento de la capacidad de deformación del edificio, según las deficiencias que se observen en la evaluación del edificio y teniendo en cuenta las restricciones de diseño que pueda presentar. En este caso, se han descartado las técnicas de reducción de la demanda sísmica, debido a la configuración de los edificios, como se verá en los próximos apartados.

Una vez elegida la estrategia o estrategias, se realiza una selección del método de refuerzo más apropiado y el desarrollo de un diseño preliminar. En el trabajo presente, se ha realizado una revisión bibliográfica exhaustiva de dichas técnicas, incluyendo un análisis de las diversas estrategias y métodos de intervención propuestos por diferentes normativas sísmicas (ATC-40, FEMA 356 y Eurocódigo 8), las cuales se presentan en los siguientes apartados. El análisis se ha completado con una serie de gráficos y detalles constructivos para ilustrar los métodos estudiados principales.

Las diferentes técnicas de refuerzo sísmico se han examinado en función de su viabilidad para el refuerzo de los edificios escolares estudiados, pero también teniendo en cuenta otros factores, como la integración arquitectónica (tanto estética como funcional), la facilidad constructiva y la minimización de la interferencia de la implantación de las medidas con la actividad docente.

De cada una de las técnicas de refuerzo viables, se ha analizado la efectividad, en función del aumento de capacidad resistente de la estructura y la disminución del daño producido en el edificio, en caso de terremoto. La evaluación se ha realizado aplicando la metodología expuesta en los apartados anteriores, comparándose después el desempeño y nivel de daño sísmico en el edificio

reforzado y sin reforzar. Finalmente, se ha realizado una clasificación de los métodos y configuraciones de refuerzo analizadas para la elección de la más eficiente para el edificio bajo estudio.

Esta metodología apunta a la posibilidad de que los resultados obtenidos sobre los sistemas de refuerzo sísmico analizados en varias tipologías de colegios, puedan ser extrapolados a otros edificios con una tipología similar (tipología y sistema estructural). Es decir, que las configuraciones de refuerzo más eficientes se puedan aplicar de forma sencilla y rápida a otros edificios con una tipología y configuración similar.

Se han seleccionado dos edificios de educación primaria, uno en el Algarve y otro en Huelva, como proyectos piloto de rehabilitación, en los que se han implementado las técnicas más relevantes en cada caso. Estos edificios presentan uno de los coeficientes *School-score* más desfavorables, por lo que se encuentran entre los más vulnerables sísmicamente, y necesitan una intervención más urgente. Además, son edificios que se adaptan a la escala de intervención del proyecto de investigación, por sus características, dimensiones y cercanía.

Este capítulo presenta un conjunto de medidas de refuerzo sísmico que pueden adaptarse a las características de las escuelas de Huelva y a su peligrosidad sísmica.

6.1. CONTEXTO INTERNACIONAL

En este apartado se van a abordar las diferentes técnicas de refuerzo que proponen las normas sísmicas americanas (ATC-40 y FEMA 356) y la normativa europea Eurocódigo 8. Las diferentes técnicas de refuerzo sísmico se presentarán de forma esquemática para tener una visión global de las diferentes estrategias y soluciones de refuerzo específicas que proponen dichas normas, en base a las distintas deficiencias que puedan presentar los edificios estudiados.

6.1.1. ATC-40

La norma americana ATC-40 (Applied Technology Council [ATC], 1996), en su capítulo 6, “Estrategias de refuerzo” propone cuatro estrategias generales de rehabilitación: mejora del comportamiento global, incremento de la rigidez, incremento de la capacidad de deformación y reducción de la demanda sísmica (ver tabla 26).

Tabla 26. Estrategias de adecuación sísmica de la norma ATC-40

Mejora del comportamiento global	Rigidización de diafragmas (forjados)			
	Conectividad forjado – elementos verticales			
	Anclaje y arriostramiento de componentes no estructurales			
Rigidización y refuerzo	Pantallas	Acero		
		Hormigón		
	Pórticos triangulados (arriostrados)	Forma: diagonal, X, V, K		
		Incluyendo amortiguadores		
	Contrafuertes			
	Pórticos de resistencia a momento			
Rigidización de diafragmas (forjados)				
Aumento de capacidad de deformación	Adición de confinamiento	Camisa de hormigón o acero		
	Refuerzo de pilares	Diferentes tipos de FRP		
	Reducción de rigidez local			
	Apoyos/soportes suplementarios			
Reducción de la demanda sísmica	Aislamiento de base			
	Elementos de disipación de energía (amortiguadores)	Fluido-viscosos		
		Fricción		
		Metálicos	Chapa o placa de acero	
			Redondos de acero	
			Panal de abeja	
Hendiduras, juntas				
Reducción de la masa				

En la tabla, los métodos de refuerzo considerados en los estudios realizados se han resaltado en gris; para seleccionarlos se ha tenido en cuenta el tipo de edificio estudiado, la acción sísmica existente en la zona y los medios económicos de los que dispone la administración para este tipo de intervenciones, dichas estrategias son las más indicadas y utilizadas. Sin embargo, es decisión final del técnico el aplicar cualquier sistema de refuerzo, una vez realizada la primera evaluación del edificio y mientras se cumplan los diferentes factores que inciden en ello. Una de las técnicas más utilizadas es la estrategia de rigidización y refuerzo mediante pantallas o pórticos triangulados (arriostramientos) (figuras 66 y 78), con diferentes configuraciones. Además, en el caso de los edificios escolares, las estructuras suelen ser sencillas y de dos o tres plantas, por lo que los

sistemas de reducción de demanda sísmica, caros y recomendados para edificios complejos o de mayor altura, no se aplican. Los edificios bajo estudio, presentan un buen comportamiento a nivel global, esto es, los forjados presentan una rigidez satisfactoria y los elementos estructurales están correctamente unidos entre sí, por lo que se excluye el primer grupo de estrategias. Con fines ilustrativos, las técnicas relativas a la rigidización de diafragmas se presentan en la figura 64.

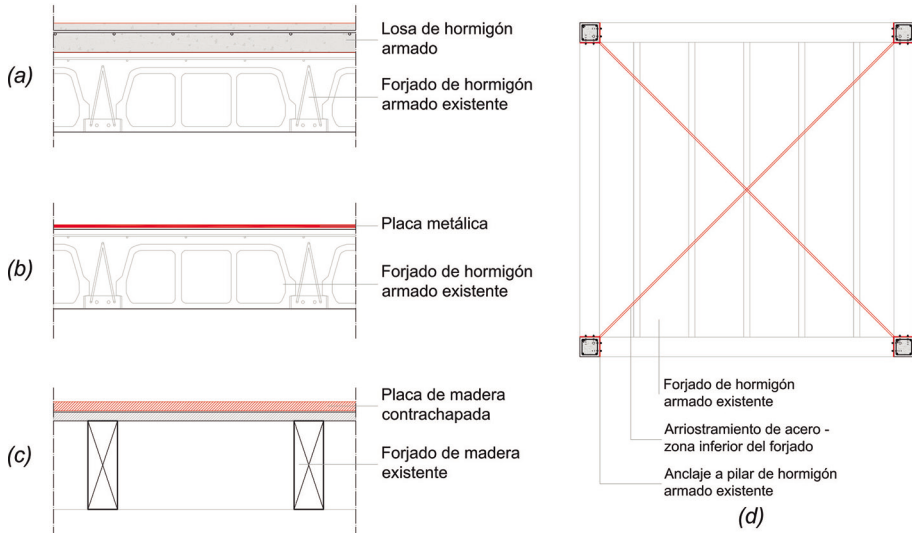


Figura 64. Esquemas de sistemas de rigidización de diafragmas horizontales: a) Losa de hormigón armado sobre forjado existente; b) Placa metálica sobre forjado existente; c) Aumento del canto mediante capa de madera contrachapada (Forjados de madera); d) Arriostamiento bajo forjado existente.

Además, el esquema de refuerzo seleccionado deberá ser respetuoso con la configuración del edificio, permitiendo el normal desarrollo de las actividades docentes, minimizando las molestias durante su ejecución y reduciendo el impacto arquitectónico. Esto excluye una serie de alternativas como pueden ser el uso de pórticos de resistencia a momento o de contrafuertes. Estos últimos se ilustran a modo de ejemplo en la figura 65.

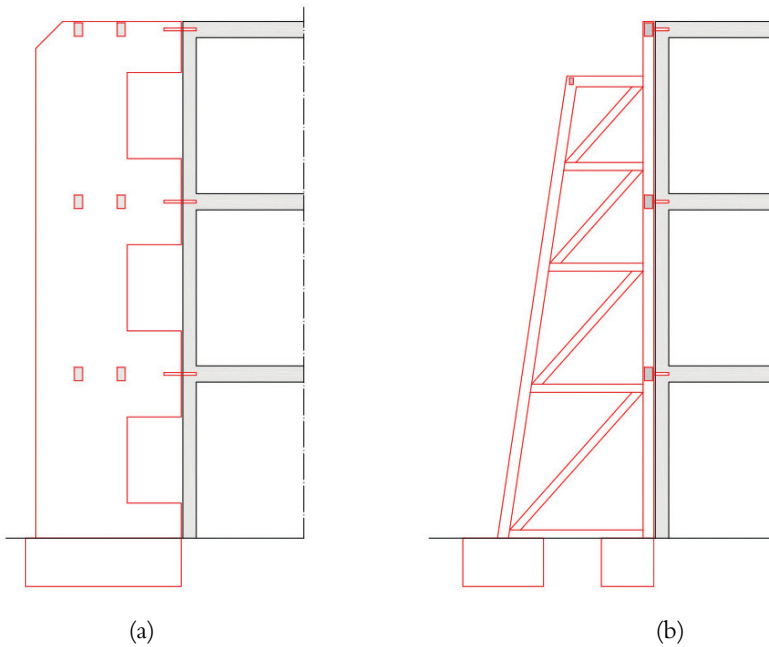


Figura 65. Esquemas sistemas de rigidización mediante contrafuertes: a) Hormigón armado; b) Perfiles de acero

6.1.2. FEMA 356

La norma americana FEMA 356 (*American Society of Civil Engineers [ASCE], 2000*) propone diferentes estrategias de intervención en función de la deficiencia que se pretenda corregir: modificación local de componentes, eliminación o reducción de irregularidades, aumento de la rigidez global, refuerzo global de la estructura, reducción de masa, aislamiento sísmico, y suplemento de disipación de energía. Dichas estrategias se presentan en la (tabla 27), junto con los métodos de intervención correspondientes. En la tabla, los métodos tenidos en consideración en este libro se han resaltado en gris en función de varios criterios (ver 6.1.1). Según la presente norma, cada medida de refuerzo se debe evaluar en conjunto con otras medidas sobre la estructura existente, y con la propia estructura, verificándose sus efectos sobre la rigidez, la resistencia y la deformabilidad de la estructura. Además, es necesario comprobar la compatibilidad de los elementos nuevos y los existentes.

Tabla 27. Estrategias de rehabilitación la norma FEMA 356

Estrategia	Deficiencias	Sistema/Método
Modificación local de componentes	<ul style="list-style-type: none"> - Resistencia - Capacidad de deformación - Rigidez 	Revestimiento de acero en vigas y pilares
		Adición de madera contrachapada en forjado de madera
		Camisa de confinamiento en pilar de hormigón armado
		Reducción de la sección transversal
Eliminación o reducción de irregularidades	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada demanda de deformación inelástica - Desplazamientos irregulares 	Pórticos triangulados (arriostrados)
		Muros pantalla
		Pórticos resistentes a flexión
		Demolición parcial (> impacto edificio)
		Eliminación de partes de la estructura (torres o alas laterales)
Creación juntas estructurales (edificio irregular – varias estructuras regulares)		
Rigidización global de la estructura	<ul style="list-style-type: none"> - Deformaciones laterales excesivas - Elementos estructurales sin la ductilidad adecuada para resistir las deformaciones 	Pórticos triangulados (arriostrados)
		Muros pantalla
Refuerzo global de la estructura	<ul style="list-style-type: none"> - Comportamiento inelástico niveles bajos de movimiento del terreno - Resistencia global inadecuada 	Pórticos triangulados (arriostrados)
		Muros pantalla
		Pórticos resistentes a flexión
Reducción de masa	<ul style="list-style-type: none"> - Excesiva masa en edificio - Flexibilidad global estructura - Debilidad global estructural 	Demolición de plantas superiores
		Reemplazo de revestimientos pesados y de particiones interiores
		Eliminación grandes cargas de almacenamiento y equipos
Aislamiento sísmico	<ul style="list-style-type: none"> - Excesivas fuerzas sísmicas - Demanda y deformación excesiva - Protección elementos importantes del edificio - Protección elementos no estructurales 	Cojinetes entre la estructura y la cimentación
		Cojinetes disipadores de energía (amortiguadores)
Suplemento de disipación de energía	<ul style="list-style-type: none"> - Excesiva deformación debido a la flexibilidad global de la estructura 	Amortiguadores de fluidos viscosos (cilindros hidráulicos)
		Placas de vencimiento de deformación
		Almohadillas de fricción

En los edificios escolares, las estructuras suelen ser sencillas y de dos o tres plantas, por lo que los sistemas de aislamiento sísmico y suplemento de disipación de energía, caros y recomendados para edificios de mayor complejidad o altura, no se aplican. No se aplican tampoco las estrategias de reducción de masa, de alto impacto arquitectónico, presentando estos edificios una baja carga de almacenamiento, revestimientos ligeros, y poca altura. Aun así, prevalece el criterio del técnico realizando cada estudio individual a la hora de seleccionar una estrategia.

En la figura 66 se ilustran dos de los sistemas de refuerzo sísmico más utilizados: los pórticos triangulados o arriostrados y los muros pantalla.

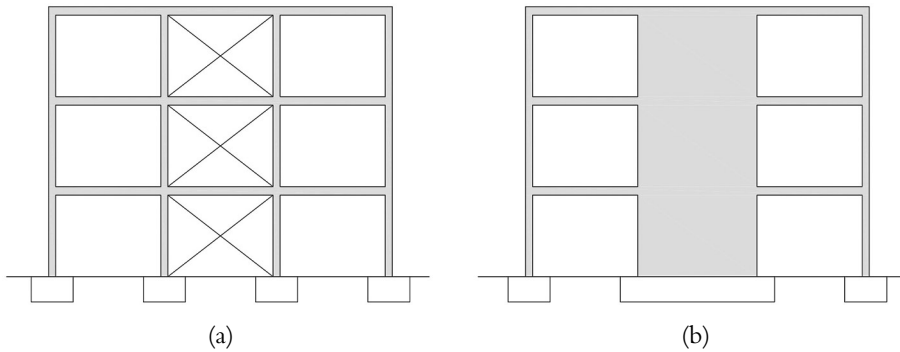


Figura 66. Esquemas sistemas de rigidización: (a) Pórticos triangulados; (b) Muros pantalla.

6.1.3. Eurocódigo 8

La normativa europea EC8, parte 3, presenta una serie de criterios generales de intervención en la estructura e información general sobre los tipos de intervención posibles. Según dicha norma, las estrategias de mejora sísmica deberían aumentar la capacidad de los sistemas resistentes a fuerzas laterales y de los diafragmas horizontales, y/o reducir la demanda impuesta por las acciones sísmicas. La clasificación general de los diferentes tipos de intervención (tabla 28), es muy similar a los propuestos por la norma americana FEMA 356: rigidez y refuerzo de la estructura y de su cimentación, mejora de la ductilidad, reducción de la masa, aislamiento sísmico y adición de amortiguamiento. Al igual que en los apartados anteriores, las técnicas consideradas en el presente estudio se han resaltado en gris en esta tabla.

Tabla 28. Tipos de intervención. Eurocódigo 8, parte 3

Modificación local o global de los elementos dañados o no dañados, considerando la rigidez, la resistencia y/o la ductilidad de estos elementos	Reparación
	Refuerzo
	Sustitución completa
Adición de elementos estructurales nuevos	Triangulaciones
	Muros pantalla
	Zunchos de hormigón armado, madera o acero (muros de carga)
Modificación del sistema estructural	Eliminación de algunas juntas estructurales
	Ensanchamiento de juntas
	Eliminación de elementos vulnerables
	Modificación para obtener disposiciones más regulares y/o más dúctiles
Adición de un nuevo sistema estructural para resistir toda o parte de la acción sísmica	Transformación de elementos no estructurales existentes en elementos estructurales
Introducción de dispositivos de protección pasiva	Triangulaciones disipativas
	Aislamiento de la base
Restricción o cambio de uso del edificio	
Demolición parcial	

A diferencia de las normas americanas (ATC-40 y FEMA 356), donde se presentan una serie de intervenciones específicas dentro de cada estrategia general, la normativa europea presenta una serie de estrategias de forma general, además de una serie de criterios a tener en cuenta a la hora de intervenir en una estructura.

En cada anexo según los diferentes sistemas estructurales (edificios de fábrica, estructuras de hormigón armado y estructuras de acero y mixtos), se presentan una serie de estrategias y métodos de intervención de forma específica, que se exponen, de forma esquemática, a continuación.

6.1.3.1. Edificios de mampostería

El Eurocódigo 8, parte 3, en su Anexo C “Edificios de fábrica” presenta diferentes estrategias de refuerzo dentro de las cuales se clasifican los diferentes métodos de reparación y refuerzo de edificios con estructura de muros de carga. Dichas técnicas de refuerzo se presentan de forma esquemática en la tabla 29.

Tabla 29. Estrategias de refuerzo Eurocódigo 8, parte 3. Anexo C: Edificios de fábrica

Estrategia	Deficiencias	Sistema/Método
Reparación de las fisuras	Abertura pequeña (<10 mm); muro de poco espesor	Sellar con mortero
	Abertura pequeña (<10 mm); muro grueso	Inyecciones con pasta de cemento
		Inyecciones de pasta de hormigón a base de epoxi
	Abertura ancha (>10 mm)	Maestración con ladrillos o piedras alargadas
		Unión de fisura (grapas cola de milano, placas metálicas o rejillas de polímeros)
		Sellado con mortero de cemento
	Fisuración vertical (muros con tendeles nivelados)	Alambre de pequeño diámetro en tendel
		Bandas de rejillas de polímero en tendel
	Grandes fisuras diagonales	Nervios de hormigón
Rejillas de polímero (una o ambas caras) + mortero y enfoscado		
Reparación y refuerzo de las intersecciones de muros	Mala conexión entre muros concurrentes	Zuncho de hormigón armado
		Placas de acero o mallas en tendel
		Inserción de armaduras de acero inclinadas en taladros con mortero fluido
		Postensado
Refuerzo y Rigidización de los diafragmas horizontales	Distorsiones en el plano	Capa adicional – tableros madera (perpendicular u oblicua)
		Sobrecapa de HA + malla soldada (conexiones a cortante y anclaje en muros)
		Malla en dos direcciones diagonales (ancladas a vigas y a muros perimetrales)
	Cerchas de cubierta	Arriostramiento y anclaje a muro de apoyo
		Diafragma horizontal (nivel cordón inferior)

Tabla 29. Estrategias de refuerzo Eurocódigo 8, parte 3. Anexo C: Edificios de fábrica (cont.)

Estrategia	Deficiencias	Sistema/Método
Vigas de atado	Viga de atado dañadas	Reparación o reconstrucción
		Si no hay se deben añadir
Refuerzo de edificios mediante tirantes de acero	Mala conexión y comportamiento global (fallo fuera del plano)	Tirantes longitudinales o transversales a los muros, externos o en perforaciones
		Tirantes postensados (mejora esfuerzos a tracción)
Refuerzo de muros de fábrica rellenos de escombros (muros de varias hojas)	Relleno de escombros	Refuerzo mediante mortero fluido
		Mortero + armadura de acero anclada a las hojas exteriores
Refuerzo mediante camisas de hormigón armado o perfiles de acero	Fallo fuera del plano	Hormigón proyectado armado con malla de alambre o barras de acero (una o dos caras con ataduras transversales)
		Perfiles de acero (una o dos caras)
Refuerzo mediante camisas de mallas de polímero	Fallo fuera del plano	Mallas de polímero (una o ambas caras) + pastas dúctiles (cal y cemento con armadura a base de fibras), deberían anclarse a los muros perpendiculares

Se puede establecer que los edificios escolares objeto de estudio analizados en la provincia de Huelva (España), presentan, en general, las siguientes características:

- Disponen de vigas de coronación de muro (vigas de atado) y de una buena conexión entre los muros concurrentes, por tanto, no es necesario recurrir a estrategias de refuerzo de las intersecciones de los muros o entre muros y forjados.
- Presentan diafragmas rígidos conformados generalmente por forjados unidireccionales de hormigón armado, por lo que no necesitan una intervención de rigidización de dichos elementos.
- Cuentan con muros de fábrica de ladrillo cerámico de una hoja con diversos espesores, por lo que no se aplican las técnicas de refuerzo de muros de varias hojas con relleno de escombros.
- No presentan juntas estructurales. En algunos casos la dimensión mayor llega a alcanzar los 70 m de longitud.

Según lo expuesto, y en base a su bajo impacto arquitectónico sobre el edificio, y a su facilidad y rapidez de aplicación (se interviene solo en la parte exterior del muro, sin interrumpir la actividad docente), las técnicas más relevantes de las propuestas por dicha norma son: refuerzo mediante tirantes de acero, refuerzo de muros mediante camisas de hormigón armado o perfiles de acero, y refuerzo mediante camisas de chapa o mallas de polímero (tabla 29).

El estudio de las técnicas de refuerzo de edificios escolares de muros de mampostería se profundiza en el apartado 6.2 de este libro.

6.1.3.2. Edificios de hormigón armado

El Eurocódigo 8, parte 3, en su Anexo A “Edificios de hormigón armado” desarrolla de forma general una serie de técnicas de reparación y refuerzo de edificios con estructura de hormigón armado. Las tres técnicas de refuerzo propuestas en dicho anexo, se presentan de forma esquemática en la tabla 30.

Tabla 30. Estrategias de refuerzo Eurocódigo 8, parte 3. Anexo A: Edificios de hormigón armado

Sistema/Método	Mejora/Aumento
Camisa de hormigón	Capacidad portante
	Resistencia a flexión y/o cortante
	Capacidad de deformación
	Resistencia de los empalmes por solapes deficientes
Camisa de acero	Capacidad portante
	Resistencia de los empalmes por solapes deficientes
	Ductilidad por confinamiento
Chapados y confinamiento con polímeros reforzados con fibras (FRP)	Resistencia a cortante de pilares y muros
	Ductilidad por confinamiento en los extremos de los elementos estructurales
	Prevención del fallo por solape deficiente

Como podemos observar en dicha norma se presentan tres métodos de refuerzo específicos (tabla 30) a diferencia de las normas americanas (ATC-40 y FEMA 356), las cuales presentan una clasificación más exhaustiva de dichos sistemas (tablas 26 y 27). Sin embargo, en el anexo B “Estructuras de acero y mixtas” se puntualiza que los sistemas de refuerzo sísmico local propuestos para los elementos estructurales y para la conexión entre elementos (tabla 32),

se pueden aplicar a cualquier sistema estructural. Por lo tanto, la mayoría de ellos son compatibles y pueden aplicarse a elementos estructurales de hormigón armado.

El estudio de las técnicas de refuerzo de edificios escolares de hormigón armado se desarrolla en detalle en la sección 6.3 de este libro.

6.1.3.3. Otros edificios

La norma sísmica europea EC8, parte 3, en su Anexo B “Estructuras de acero y mixtas” presenta una serie de estrategias de rehabilitación sísmica para edificios con estructura de acero o mixtas, minoritarias entre los colegios de la provincia de Huelva.

A diferencia de los sistemas propuestos para edificios de hormigón armado, para edificios con estructuras de acero o mixtas este anexo presenta una clasificación más completa con una serie de estrategias a nivel global (tabla 31) y local (tabla 32), dentro de las cuales se clasifican los diversos sistemas específicos de refuerzo. Las estrategias de refuerzo propuestas para estos edificios son en realidad aplicables, según este anexo, a cualquier sistema estructural.

El objetivo de las estrategias de adecuación sísmica globales es el aumento de la capacidad global de la estructura y de los diafragmas horizontales para resistir fuerzas laterales, y la reducción de la demanda sísmica, muy similares a las mencionadas en las normas americanas ATC 40 y FEMA 356 (tablas 26 y 27, respectivamente) para estructuras de hormigón armado. Las intervenciones globales de refuerzo sísmico deben incluir una o varias estrategias, como se puede observar en la tabla 31.

En cuanto a la evaluación y la adecuación sísmica local de los elementos estructurales, la norma indica una serie de requisitos generales en los que no se entrará en detalle en este documento. Se muestran a continuación, de forma esquemática los diferentes tipos de refuerzos sísmicos locales propuestos en esta norma para los elementos estructurales (tabla 32).

Tabla 31. Estrategias de refuerzo globales Eurocódigo 8, parte 3, Anexo B:
Estructuras de acero y mixtas

Estrategia	Intervención			
Rigidez y refuerzo de la estructura y de su sistema de cimentación	Pórticos resistentes a flexión	Mejora de la acción mixta vigas acero y losa de HA (mayor rigidez global)	Conectores	
			Embeber vigas y pilares en HA	
		Juntas semirrígidas y/o parcialmente resistentes de acero o mixtas		
	Triangulación (mayor rigidez global)			
	Pórticos triangulados (arriostrados)	Triangulación descentrada y jабalcones (conexión riostra en zona disipativa) mejor que triangulación centrada		
		Mejora respuesta dúctil y prevención inestabilidad nudo viga-pilar	Muros de acero, HA o mixtos	
Aumento de la rigidez global		Triangulación en pórticos resistentes a flexión		
Mejora de la ductilidad de la estructura	Se pueden aplicar los sistemas propuestos en la tabla 32 para los elementos estructurales			
Reducción de la masa	Sustitución de chapados pesados por sistemas más ligeros			
	Eliminación de equipos sin uso y cargas almacenadas			
	Sustitución de tabiquería de fábrica por sistemas ligeros			
	Eliminación de una o más plantas			
Aislamiento sísmico	Aislamiento de base	Estructuras con periodos fundamentales >1,0 s		
Amortiguamiento adicional				

Tabla 32. Estrategias de refuerzo locales, Eurocódigo 8, parte 3. Anexo B: Estructuras de acero y mixtas

Vigas		
Estabilidad Insuficiente	Vigas relación luz-altura entre 15 y 18 (absorción de energía). Incorporación apoyos intermedios para acortar las luces grandes	
	Coacción de los movimientos laterales de las alas	
Resistencia insuficiente	Incremento de la capacidad a flexión	Adición de placas de acero en las alas
		Adición de armadura longitudinal
	Clase de ductilidad M (Norma EN 1998-1:2004)	
	Incremento de la capacidad cortante	Adición de placas acero en alma (Sección H y doble T)
		Adición de placas de acero en pared (Secciones Huecas)
Reparación alas pandeadas o fracturadas	Refuerzo o sustitución por nuevas placas de acero	
	Adición de rigidizadores en alma en toda su altura, en ambas caras (espesor = alma de la viga)	
	Orientación de las placas sentido longitudinal a la direcc. laminado	
	Envoltura de viga de acero en hormigón armado (HA)	
Debilitamiento de las vigas	Mejora de ductilidad. Debilitamiento del ala en zonas deseadas (alejar zonas disipativas de las conexiones)	
	Secciones reducidas de vigas (RBS). Protección fractura prematura en conexión viga-pilar	
Elementos mixtos	Conexión a cortante entre vigas de acero y losa de HA	
	No usar o eliminar – conectores a cortante en zonas disipativas	
	Unión soldada de pernos a alas (evitar remaches o tornillos)	
	La deformación máxima por tracción no provoca rasgadura en ala	
	Dotar de estribos a las vigas envueltas en HA	

Tabla 32. Estrategias de refuerzo locales, Eurocódigo 8, parte 3. Anexo B:
Estructuras de acero y mixtas (cont.)

Pilares		
Estabilidad Insuficiente	Reducción relación anchura/espesor	Soldado de placas de acero en alma y/o alas (perfil H)
		Soldado de placas acero externas (perfil hueco)
	Coacciones laterales en ambas alas (rigidizadores laterales)	
Resistencia insuficiente	Aumento de la capacidad a flexión	Soldado de placas de acero en alma y/o alas (perfil H)
		Soldado de placas acero en paredes (perfil hueco)
		Envoltura de perfil acero estructural en HA
Reparación alas pandeadas y fracturadas y los empalmes fracturados	Alas pandeadas o fracturada / Empalmes fracturados	Refuerzo o reemplazo por placas nuevas
		Sustitución por placa similar
	Alas pandeadas y facturada	Estirado por llama directa
		Placas externa sobre alas (e placa = e ala)
		Alineación con dirección de laminado
		Pequeña perforación en borde de fisura (evitar su propagación)
Empalmes fracturados	Ensayos partículas magnéticas o líquidos tintados (evitar defectos posteriores o discontinuidades)	
Requisitos para empalmes	Nuevos – tercio medio de altura libre del pilar	
Zona del panel	Conexión viga-pilar – elástica en estado límite DL	
	Evitar abolladura prematura (acción de deformaciones inelásticas de cortante)	
Elementos Mixtos	Envoltura de HA (mejorar rigidez, resistencia y ductilidad)	
	Transferir tensiones cortante (conectores a lo largo del pilar)	

Tabla 32. Estrategias de refuerzo locales, Eurocódigo 8, parte 3. Anexo B:
Estructuras de acero y mixtas (cont.)

Triangulaciones(arriostramientos)		
Estabilidad insuficiente	Reducir relación anchura/ espesor	Soldado de placas de acero en alma y/o alas (perfil H)
		Soldado de placas acero externas (perfil hueco)
	Envolvente – cumplir norma EN 1998-1:2004	
	Mejorar rigidez lateral	Mayor rigidez conexiones externas
	Preferencia triangulaciones en X frente a V o V invertida. No usar triangulaciones K	
	Mejorar la resistencia post- pandeo	Chapas de refuerzo espaciadas poca distancia
Resistencia Insuficiente	Estado límite DL. Compresión axil $N \leq 80\% N_{pl,Rd}$ (resistencia plástica a esfuerzos normales de la sección transversal)	
	Pórticos con triangulaciones centradas. $N > 50\% N_{pl,Rd}$	
Elementos mixtos	Aumento de la resistencia, la rigidez y la ductilidad	Envoltura de HA en el perfil de acero. Perfiles en H pueden estar parcial o totalmente embebidos
	Buena conexión	Estribos y rigidizadores (total embebidas)
		Conexiones rectas (parcialmente embebida)
Capacidad a tracción	Solo consideración de la sección de acero estructural	
Triangulaciones no adherentes	Incorporación sin adherencia (Material antiadherente)	Muros de hormigón armado
		Tubos rellenos de hormigón
	Hormigón reforzado con fibras de acero (material antiadherente)	

Tabla 32. Estrategias de refuerzo locales, Eurocódigo 8, parte 3. Anexo B:
Estructuras de acero y mixtas (cont.)

Conexiones entre elementos (reforzados y existentes)		
Conexiones viga-pilar	Sustitución soldaduras	Sustituir material de relleno
		Rigidizadores transversales parte inf. y sup. en zona de panel ($e \geq e$ alas viga)
	Debilitamiento	Conexiones con secc. reducidas de vigas
		Conexiones semirrígidas
	Refuerzo	Conexiones con cartelas
		Conexiones con placas tapajuntas
Conexiones de triangulaciones y de acoplamiento sísmicos	Dimensionado según efectos del comportamiento cíclico post-pandeo	
	Preferencia de conexiones rígidas	
	No interrupción de la continuidad de viga y pilares	
	Eje viga – triangulación debe intersectarse dentro de acoplamiento sísmico	
	Evitar conexión soldada acoplamiento sísmico a eje débil de un pilar	

6.2. EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA

Los edificios con estructuras de muros de carga no reforzados (*unreinforced masonry* o URM), se caracterizan por tener un comportamiento peor frente al sismo debido a su falta de ductilidad. Los refuerzos sísmicos para estos edificios se pueden agrupar en: refuerzos de los encuentros (muro-muro, muro-forjado o muro-cubierta), rigidización de diafragmas horizontales (relevante en forjados flexibles), zunchado/atirantado, y refuerzo de paramentos.

En el caso de la provincia de Huelva, en la mayor parte de los edificios de muros de carga, los elementos están debidamente conectados entre sí: los muros están trabados, existe una viga de coronación que enlaza muros y forjados o cubiertas. Además, estos edificios presentan diafragmas rígidos compuestos generalmente por forjados de hormigón armado. En todo caso, el lector puede referirse al apartado 0 para encontrar técnicas de refuerzo de estos elementos.

Por otro lado, estos colegios presentan, por su función, grandes huecos en una buena parte de sus muros. Existen estudios (Sanaz y Armen, 2012) que demuestran que la presencia de huecos en los muros afecta significativamente al comportamiento sísmico del edificio, produciendo una concentración de esfuerzos y deformaciones cortantes. Así, la presencia de altos ratios de huecos incrementa considerablemente la vulnerabilidad sísmica del edificio, haciendo así que las estrategias de refuerzo de paramentos y de recercado de huecos sean las más relevantes en este caso. El documento presente se concentrará en dichas estrategias a partir de este punto.

6.2.1. Estado del Arte

Tras la revisión bibliográfica sobre las diferentes técnicas de refuerzo (Abeling *et al.*, 2018; Maio *et al.*, 2017; Meireles y Bento, 2012), se ha elaborado una tabla resumen (tabla 33), donde se presentan una serie de intervenciones locales y generales en estructuras de muro de carga. Resaltar que en el caso de los edificios escolares, generalmente, se han detectado deficiencias en el comportamiento sísmico general de la estructura, no se han observado deficiencias locales en los elementos estructurales. Si se detecta alguna deficiencia local se pueden aplicar algunas de las técnicas de refuerzo presentadas en la tabla 33.

126

Tabla 33. Estrategias de refuerzo sísmico local en edificios de muros de carga

Actuación local	Acero	Chapas o pletinas
		Armadura (en taladro)
		Tirantes
	Bandas de polímero	Reforzado con fibra (FRP) CFRP, GFRP, AFRP
		Reforzado con acero (SRP)

Generalmente, se han detectado deficiencias en el comportamiento general de la estructura de muros de carga en los colegios, por lo que a continuación se desarrollan una serie de actuaciones generales para intervenir en estos casos (tabla 34).

Tabla 34. Estrategias de refuerzo sísmico general en edificios de muros de carga

Actuación General	Mallas metálicas	Ferrocemento (alambre)
		Homigón proyectado (redondos)
	Bandas de acero	Cruces
		Retícula
		3D
	Inyecciones	Lechada de cemento
		Resina epoxi
	Elementos de hormigón armado	Núcleo rígido
		Confinamiento mediante pilares o vigas de atado
	Bandas de fibra de carbono reforzada con polímeros (CFRP)	Bandas unidireccionales
		Bandas en “X”
		Bandas en Retícula
	Recercados metálicos de huecos	Perfil laminado (tubular o angular)
		Aumento de la cuantía de armado

En el refuerzo sísmico de muros de carga se emplean una gran variedad de materiales, los cuales podemos agrupar en cinco tipos: el acero (en perfiles, bandas o mallas), los polímeros reforzados con fibra de carbono o vidrio (FRP) usadas como bandas, los morteros reforzados con fibra de vidrio o textil, las inyecciones de lechadas de cemento o de resina epoxi y, por último, el hormigón armado. Este último es usado para crear pórticos nuevos de arriostramiento o como núcleo rígido en el interior de los muros (figura 74) como el propuesto por (Fulop y Suppola, 2011). Por último, resaltar que dos de estos materiales son los más implementados. En primer lugar, el acero en mallas o perfiles, debido a su bajo coste y fácil implementación. En segundo lugar, los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), debido a su elevada eficiencia y a la considerable mejora de la resistencia y de la capacidad disipativa de los muros.

A continuación, se muestran los esquemas en alzado y detalles constructivos (figuras 67 a 74) de las técnicas de refuerzo sísmico para edificios de muros de carga que se muestran en la tabla anterior (tabla 33). Se trata de diferentes sistemas de intervención general en la estructura con diversos materiales y técnicas. Además, dichos sistemas tienen una buena integración en la configuración del edificio, limitando considerablemente el impacto arquitectónico sobre el mismo.

6.2.1.1. Mallas metálicas

Las técnicas de refuerzo de actuación general mediante mallas (figuras 67 y 68), son técnicas que tienen una buena integración arquitectónica, quedando insertas en el interior del muro. Además, son técnicas baratas, de fácil aplicación y que se utilizan normalmente en obras de rehabilitación. Proporcionan al muro un aumento del confinamiento y de la resistencia a fuerzas de tracción, evitando la formación de grietas. Además, incrementan la resistencia del muro tanto dentro como fuera del plano.

El acero se ha empleado ampliamente para el refuerzo de paramentos mediante la colocación de mallas ancladas a la fábrica y recubiertas con hormigón proyectado o mortero de cemento. En función del tipo de malla y de la técnica de colocación encontramos diversas soluciones. En el caso del ferrocemento (figura 67), las mallas son de alambre soldado u otras fibras y se recubren con micro mortero de hormigón (Fulop y Suppola, 2011). También se pueden implementar mallas de diámetros intermedios (4-6 mm) aplicadas en una o ambas caras del paramento con la misma solución constructiva, como en (Diz *et al.*, 2015). Por último, están las técnicas de refuerzo mediante el uso del hormigón proyectado (figura 68). En este caso, se emplea una malla de mayor diámetro (6-14 mm), la cual se recubre con hormigón proyectado (Shabdin *et al.*, 2018).

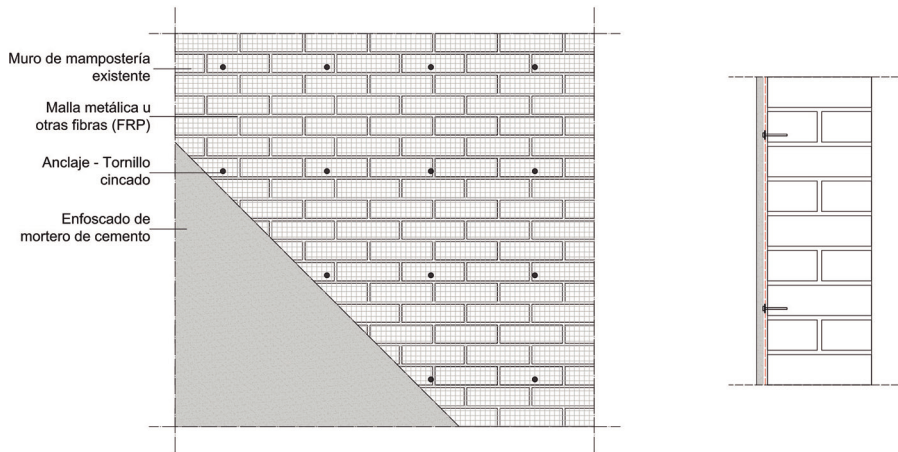


Figura 67. Ferrocemento. Esquema y detalle constructivo.

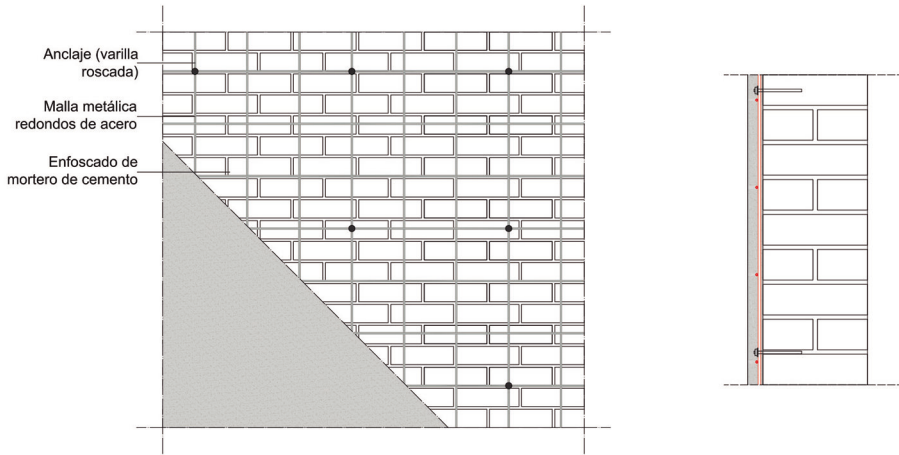


Figura 68. Malla de redondos de acero cubierta por hormigón proyectado. Esquema y detalle constructivo.

6.2.1.2. Bandas de chapa de acero

El acero también se puede aplicar en el exterior del muro a base de arriostramientos con cruces (figura 69) o formando una retícula (figura 70) mediante bandas de chapa de acero. Estos sistemas proporcionan una mejora del comportamiento a tracción del muro, de la resistencia fuera del plano y un aumento de la rigidez. El arriostramiento mediante cruces presenta una dificultad a la hora de conseguir la resistencia necesaria en los extremos, donde las bandas presentan una mayor concentración de esfuerzos. Por lo general son métodos de ejecución fácil y rápida, además de bajo coste, tanto del material, como de la ejecución. Generalmente se ejecutan solo en una cara del muro, pero pueden colocarse en ambas caras.

Una variante de las técnicas mencionadas anteriormente es el sistema de atado tridimensional (figura 71). En este caso, se utilizan cintas de acero inoxidable (espesor 0,8 mm; ancho 20 mm) en lugar de bandas o mallas. Estas se colocan en ambas caras del muro y se conectan entre sí para formar un sistema de atado del muro en 3D. A dichas cintas se les aplica un pretensado, el cual confiere una ligera compresión al paramento (Dolce *et al.*, 2009). En los estudios realizados sobre esta solución se ha concluido que es un refuerzo efectivo (Spinella, 2019), debido al aumento considerable en la resistencia general de la estructura y en la ductilidad. En este caso, se trata de una técnica más invasiva que las anteriores, para la cual se necesita realizar una serie de perforaciones atravesando el muro.

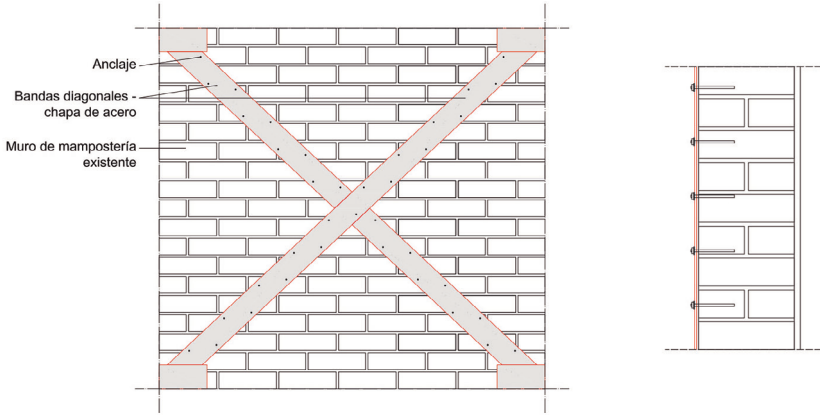


Figura 69. Bandas de acero externas. Esquema y detalle constructivo.

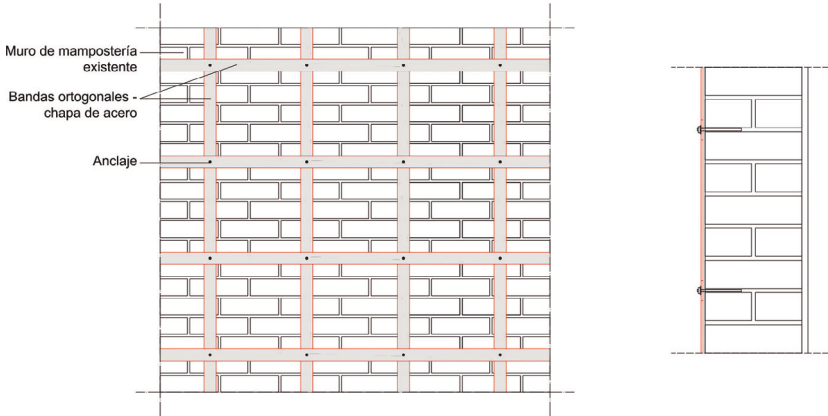


Figura 70. Malla rectangular de bandas de acero. Esquema y detalle constructivo.

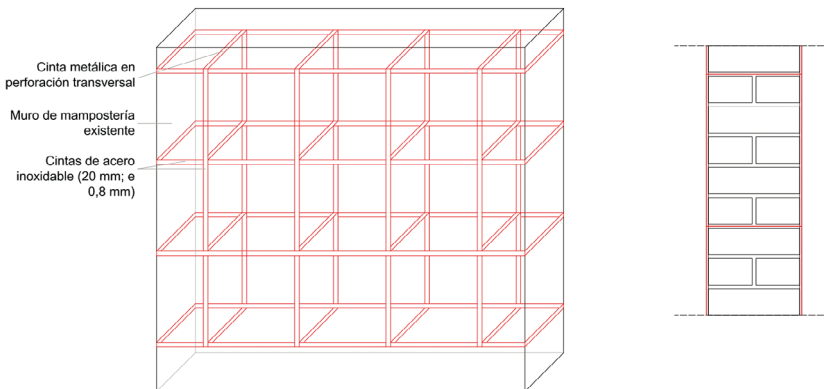


Figura 71. Sistema de atado tridimensional. Esquema y detalle constructivo.

6.2.1.3. Inyecciones

Otro tipo de intervención dentro de las actuaciones generales son las inyecciones de lechada de cemento o de resina epoxi en el muro (figura 72) o en grietas presentes en este (figura 73). Este tipo de intervención no cambia el aspecto del muro, y además restablece la continuidad del muro, cerrando los posibles desperfectos y grietas. En muros de varias hojas, sellan los posibles orificios internos del muro proporcionando un incremento considerable de la rigidez y de la resistencia del mismo.

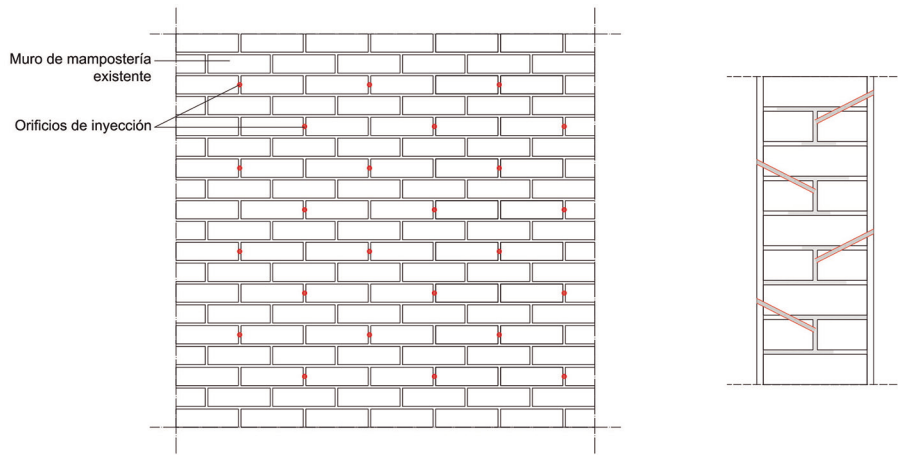


Figura 72. Inyección de lechada o resina epoxi. Esquema y detalle constructivo.

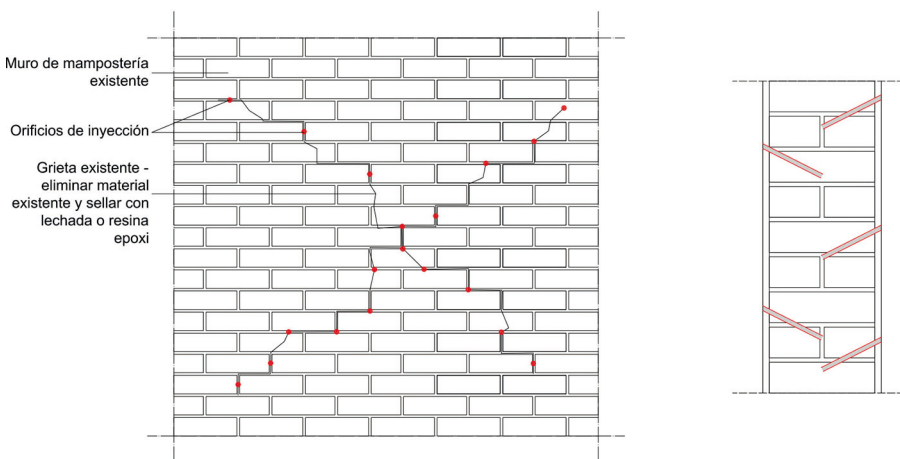


Figura 73. Inyección de lechada o resina epoxi en grietas. Esquema y detalle constructivo.

6.2.1.4. Elementos de hormigón armado

En cuanto a las actuaciones de carácter general mediante elementos de hormigón armado, podemos destacar dos técnicas: núcleo rígido y el confinamiento mediante pilares o vigas de atado (figura 74).

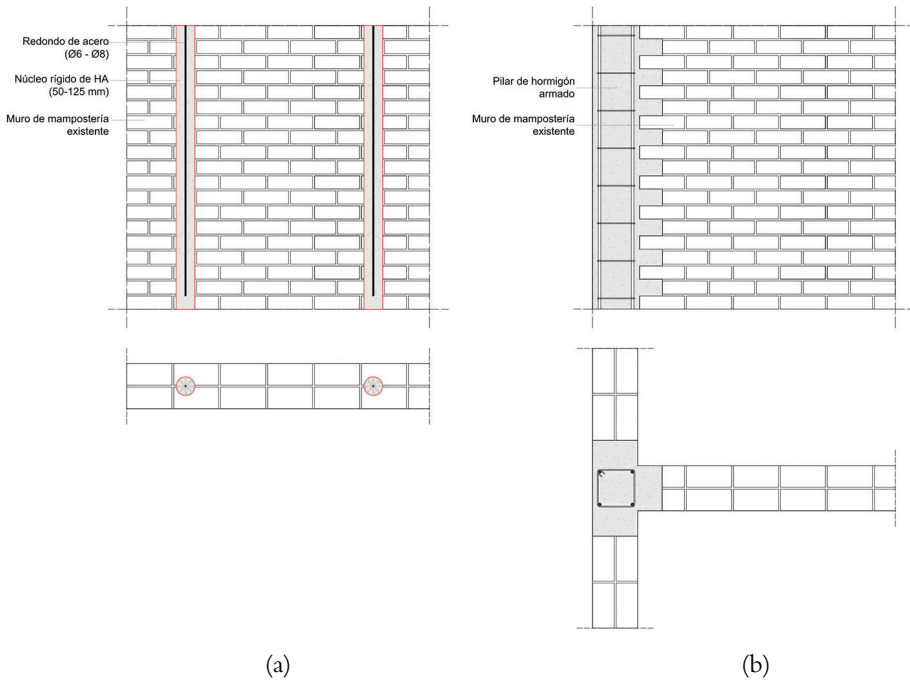


Figura 74. Actuación general con elementos de hormigón armado. (a) núcleo rígido y (b) confinamiento con pilares y vigas de HA. Esquemas y detalles constructivos.

El sistema de núcleo rígido se ejecuta mediante perforaciones en el centro del muro en toda su altura hasta la cimentación. El diámetro habitual de la perforación es de 50-125 mm, en función del grosor del elemento estructural y de las características de la intervención. Dicha perforación se rellena con lechada de cemento o arena de polímero o epoxi, las cuales se bombean mediante presión. Además, se arma la perforación mediante un redondo de acero. Con este método se incrementa la resistencia lateral del muro y la capacidad de disipación de energía del muro. Además, no incide en el impacto arquitectónico del muro ya que queda integrado completamente en el interior del mismo.

En el caso del sistema de confinamiento mediante pilares o vigas, se introducen pilares de hormigón armado en cada esquina, en los extremos y los huecos del muro. En caso de muros de gran longitud los pilares se introducen con intervalos regulares. Dichos pilares están unidos horizontalmente mediante vigas de atado en cada planta o en caso de mucha altura en intervalos regulares. Estos elementos se ejecutan con hormigón armado con dimensiones variables según las características del refuerzo. Mediante este sistema se mejora la ductilidad, la capacidad de disipación de energía del muro, y su comportamiento fuera del plano. Sin embargo, la ejecución de estas dos técnicas de refuerzo es complicada, en comparación con las vistas anteriormente, en las cuales solo se interviene en la parte exterior del muro.

6.2.1.5. Fibra de carbono reforzada con polímeros (CFRP)

La fibra de carbono reforzada con polímeros (CFRP) (figura 75) es uno de los materiales más usados en el refuerzo sísmico de edificios de muros de carga. Existen diversas configuraciones, las cuales se pueden ejecutar en una o en ambas caras del muro. Sin embargo, generalmente se colocan en la cara exterior del mismo, con el objetivo de obtener una mayor facilidad y rapidez de ejecución. Estos refuerzos se recubren generalmente con hormigón proyectado o mortero, y quedan integrados por completo en el interior de muro. Este refuerzo mejora considerablemente la resistencia, la capacidad de desplazamiento y la disipación de energía del elemento estructural.

Tiene varias ventajas: bajo peso, altas propiedades mecánicas, falta de corrosión y alta viabilidad de colocación (Proença *et al.*, 2012). La mayor parte de los estudios de CFRP se centran en el análisis de la resistencia de diagonales de compresión mediante la aplicación de cargas cíclicas y analizan el comportamiento en el plano de los muros reforzados. En (Martinelli *et al.*, 2016), los autores examinaron bandas anchas de fibra en vertical, horizontal y diagonal. En (Turco *et al.*, 2006) las bandas empleadas fueron estrechas y el refuerzo estaba embebido en canaladuras. Como se concluye en (Papanicolaou *et al.*, 2011; Faella *et al.*, 2010; Capozucca, 2013) esta técnica presenta dos debilidades principales: la falta de adhesión entre las bandas y el muro, y su elevado precio. En (Fathalla y Salem, 2018) un edificio residencial de cuatro plantas fue reforzado con bandas de CFRP de diferentes espesores y configuraciones. El análisis concluyó que las bandas de CFRP presentan una elevada capacidad para prevenir el colapso estructural con un menor daño local.

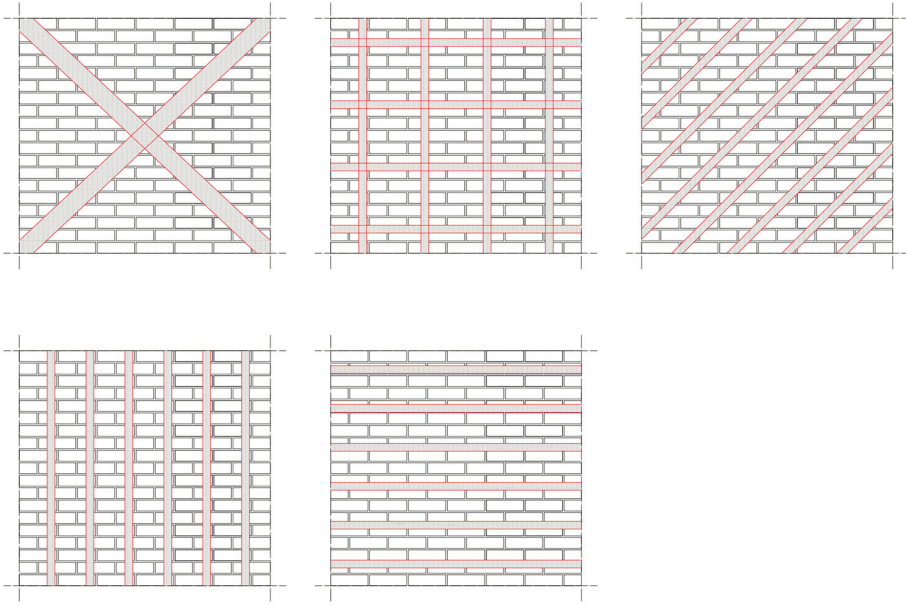


Figura 75. Esquemas configuraciones de refuerzo mediante bandas de CFRP.

6.2.1.6. Recercados

Un aspecto importante en este tipo de edificios es la presencia de huecos en el muro, lo que reduce la capacidad sísmica en el plano de los mismos. En (Sanaz y Armen, 2012) los autores concluyen que los huecos afectan significativamente al comportamiento sísmico del muro, produciendo una concentración de esfuerzos cortantes en algunas zonas de este. Se obtuvieron conclusiones similares en el análisis experimental expuesto en (Reyes *et al.*, 2018), en el que se analiza la influencia de los huecos de ventana y puertas en los muros de carga. En este estudio, se demuestra que los huecos son un factor de influencia clave en la resistencia a cortante de los muros, y se describen patrones de daños concentrados generalmente en las zonas situadas entre los huecos. Este fenómeno se ha corroborado también en las inspecciones de edificios escolares tras haber sufrido fuertes terremotos (Augenti *et al.*, 2004). En el caso del terremoto en la región italiana de Molise (Italia) en 2002, se observó que los muros de mampostería con mayor número de huecos presentaban grietas más profundas y de mayor gravedad. Todos estos estudios establecen que la presencia de un alto ratio de huecos incrementa considerablemente la vulnerabilidad sísmica de los edificios de muros de carga.

Un reciente estudio experimental analizó una nueva técnica de refuerzo de muros de mampostería (Proença *et al.*, 2019), la cual consiste en la instalación de recercados metálicos en los huecos. Una muestra de muro se ensayó cíclicamente hasta el fallo, primero sin refuerzo y después con un recercado metálico. Los resultados mostraron que los recercados producen un aumento significativo en la resistencia y la capacidad de deformación en el plano, así como de la energía disipada acumulada hasta el colapso. Aun siendo una técnica muy eficiente y novedosa, los estudios y datos experimentales sobre ella son actualmente limitados.

Este sistema se puede ejecutar con un perfil tubular embebido en el perímetro del hueco (figura 76) o, externamente, mediante otro tipo de perfil metálico, por ejemplo un angular como se puede observar en (figura 77). Si se realiza un refuerzo superficial mediante malla de redondos de acero (ver sección 6.2.1.1 Mallas metálicas de este capítulo), se puede realizar un refuerzo del hueco mediante el aumento de la cuantía de armadura en el perímetro mismo.

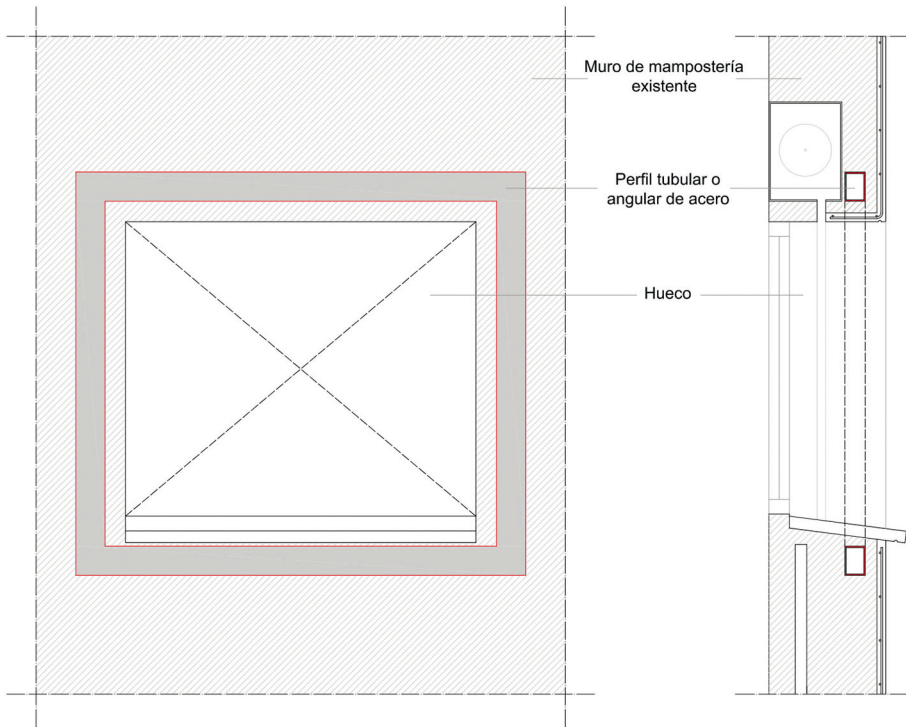


Figura 76. Recercado metálico en hueco. Esquema en alzado y sección.

6.2.2. Soluciones de refuerzo consideradas

De acuerdo con las características de los edificios estudiados, se han seleccionado como idóneas varias de las soluciones expuestas en el apartado anterior: malla metálica en la superficie exterior del muro, malla de CFRP, y recercados metálicos de huecos (figura 77), y se han estudiado en profundidad.

La implementación de todas ellas se puede realizar trabajando exclusivamente desde el exterior del edificio, sin afectar a las estancias. Son técnicas económicas y de fácil ejecución y, además, no interfieren en la configuración y uso del muro en el que se apliquen. El refuerzo queda totalmente integrado en el edificio, sin provocar ningún impacto visual, son reversibles y no modifican la configuración del edificio.

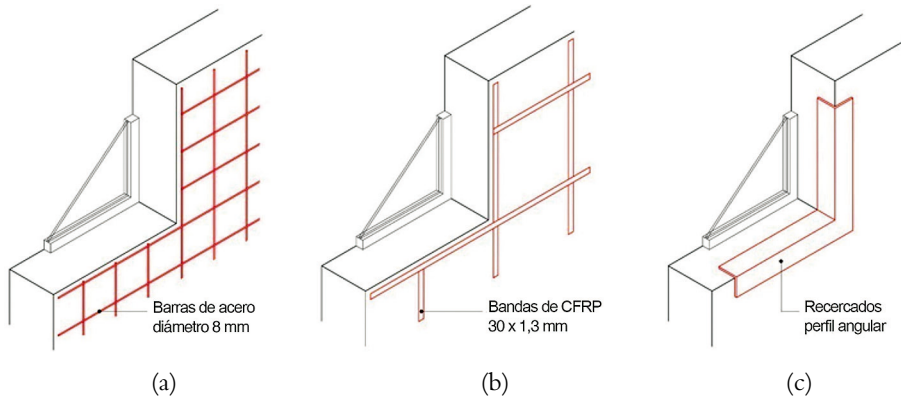


Figura 77. Sistemas de refuerzo analizados: malla de acero (a), malla de CFRP (b) y recercados de acero (c).

La primera técnica se basa en la adición de una malla de acero en la cara exterior de los muros de carga como se muestra en la figura 77 (a). Para la ejecución es necesario retirar la pintura y el enfoscado existente y aplicar una capa de unión de resina acrílica. A continuación, se colocan las mallas mediante anclajes mecánicos, y por último se realiza un enfoscado y pintado. La técnica requiere el empleo de mano de obra cualificada. Para la ejecución, se actúa exclusivamente en el exterior del muro y, por tanto, no implica interrumpir el normal desarrollo de la actividad docente en el colegio. Otra ventaja de esta técnica es su bajo coste y su fácil implementación.

La segunda técnica consiste en el refuerzo de los muros mediante mallas de fibras de carbono reforzadas con polímeros (CFRP), figura 77 (b). El procedimiento de ejecución es similar al empleado en la técnica anterior, pero en este caso pegando las bandas con resina epoxi. El CFRP es un material muy

eficiente, además de mejorar considerablemente las condiciones de resistencia y capacidad del muro, sin embargo, tiene un coste elevado. A igual que las mallas metálicas, la ejecución se produce desde el exterior del edificio, facilitando la ejecución, y la solución no cambia en ningún modo la estética o la funcionalidad del muro en el que se aplica.

Con la tercera técnica, el sistema de refuerzo mediante recercados metálicos (figura 77[c]), se mejoran las propiedades del muro interviniendo en los huecos, punto débil de este tipo de estructuras. Para su ejecución, se deben retirar los alféizares de las ventanas, para, posteriormente, colocar unos perfiles metálicos de acero laminado en el ángulo exterior de los huecos. Los perfiles, que forman un cerco, se fijan al muro mediante anclajes mecánicos. Finalmente, se vuelve a colocar el alféizar existente. Al igual que los dos métodos anteriores, los recercados tienen una buena integración arquitectónica en el edificio, además de una ejecución fácil y rápida que se lleva a cabo desde el exterior del edificio. Cuando se analiza el comportamiento de un muro reforzado con esta técnica con el de un muro sólido (sin huecos), los resultados son similares, especialmente en términos de resistencia máxima. Se trata de la técnica más interesante en cuanto a la relación coste-beneficio.

En los estudios realizados en este proyecto, la eficacia relativa de las técnicas seleccionadas se estudió llevando a cabo análisis numéricos estáticos no lineales de modelos rehabilitados y sin rehabilitar. Los resultados obtenidos muestran que todas las técnicas de refuerzo mejoran el comportamiento sísmico respecto al de la estructura original, incrementándose en gran medida la capacidad resistente de la estructura y reduciéndose notablemente el desplazamiento objetivo en el punto de desempeño.

En el modelo reforzado con recercados, se ha observado una disminución de la deformación de los huecos, provocando, por tanto, un aumento de la rigidez de la estructura. Esta técnica de refuerzo es la mejor en relación coste-beneficio, ya que el refuerzo se realiza de forma local, sin intervenir en toda la superficie del muro y con materiales muy baratos.

La adición de malla de acero con redondos $\varnothing 8$ separados 20 cm y recercados L120.12 ha producido la mayor reducción de los niveles de daño. Generalmente, la mayoría de los sistemas de refuerzo han mejorado el nivel de daño, salvo algunas configuraciones.

En cuanto al coste, el refuerzo mediante bandas de CFRP es la técnica de refuerzo con un coste más elevado. Sin embargo, esta solución no ha alcanzado la máxima eficacia en cuanto a la mejora de comportamiento sísmico. En general, se ha demostrado que la adición de cercos L120.12 tiene la mejor relación coste-beneficio.

La adición de cercos ha reducido la deformación, con el aumento de la rigidez de la estructura. La adición de malla de acero ha producido el mayor

aumento de la resistencia máxima. Sin embargo, agregar recercados ha producido la mayor reducción de desplazamiento del punto de desempeño.

6.3. EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

La mayoría de los edificios escolares estudiados tienen estructura de hormigón armado (ver sección 3.2), los cuales, generalmente, están formados por pilares y vigas de hormigón armado, y forjado unidireccional de viguetas y bovedillas. La mayor parte de ellos disponen de forjado sanitario en planta baja, normalmente conformado por un forjado unidireccional de hormigón armado. Se pueden encontrar también edificios escolares con forjados bidireccionales de hormigón armado, pero en menor proporción. Existe multitud de configuraciones y dimensiones (dimensión de pilares y vigas, luces, n° de pórticos de carga, n° de pilares, etc.).

Estos edificios presentan, en un número importante de casos, alguno o varios de los siguientes puntos débiles:

- Pilares cortos debidos, generalmente, a huecos horizontales, cerramientos que no llegan al techo o forjados sanitarios.
- Planta baja débil debida a la presencia de una planta baja diáfana o de un porche exterior cubierto dedicado a zona de recreo.
- Forjados bidireccionales, los cuales tienen una baja ductilidad y un funcionamiento inadecuado ante la acción sísmica.
- Irregularidades (atrios / retranqueos).
- Masa elevada en puntos altos.

Es importante realizar un primer análisis donde se detecten dichos puntos débiles, ya que incide de forma directa en el comportamiento sísmico de la estructura, además, su detección es relevante para decidir qué tipo de sistema de refuerzo utilizar y las zonas posibles para reforzar.

Existen numerosas técnicas de refuerzo para la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado. Las estrategias más utilizadas, generalmente, se basan en los sistemas de refuerzo, rigidización y mejora sobre la capacidad de deformación del edificio, que permiten corregir las deficiencias observadas en los edificios estudiados (pilares cortos, planta débil, etc.). La reducción de la demanda sísmica también se ha estudiado ampliamente, con la incorporación de dispositivos de aislamiento de base. Sin embargo, son sistemas complejos, los cuales están pensados para edificios de mayor complejidad y de mayor altura, por tanto, en el caso de los edificios escolares estudiados, de una o dos plantas, no se aplican.

6.3.1. Estado del arte

Existen numerosos estudios sobre las técnicas diferentes de rehabilitación sísmica para edificios de hormigón armado, algunos realizados en edificios reales y la mayoría de ellos sobre modelos teóricos de laboratorio. Los sistemas de refuerzo y aumento de la rigidez son los más utilizados, y están basados esencialmente en la incorporación de arriostramientos con diversas configuraciones (figura 78), sistemas de disipación de energía, camisas (figura 81) y muros pantalla (figuras 79 y 80).

6.3.1.1. Arriostramiento

El sistema de rigidización mediante arriostramientos metálicos es uno de los más utilizados para el refuerzo sísmico. Este tipo de sistemas aumentan la resistencia y la rigidez de la estructura. Existen numerosas configuraciones las cuales se diferencian por la forma de ejecución (figura 78). Se debe prestar especial atención a los puntos de anclaje a la estructura existente, donde se concentran la mayor parte de los esfuerzos.

Este método es relativamente económico y fácil de implementar en estructuras existentes, con un tiempo de ejecución reducido. Además, es reversible con facilidad. Por otro lado, puede comprometer la estética del edificio e incluso, en algunos casos, interferir con la configuración funcional del mismo.

En (TahamouliRoudsari *et al.*, 2017; Ozcelik *et al.*, 2012) se analizó experimentalmente el comportamiento de estructuras en las que se incorporaron arriostramientos metálicos. En (Ozcelik *et al.*, 2012), se hizo una comparación entre la mejora producida por muros pantalla y arriostramiento metálicos, respectivamente. Los resultados muestran que los modelos con arriostramiento metálicos presentan una mayor capacidad que los modelos con muros pantalla.

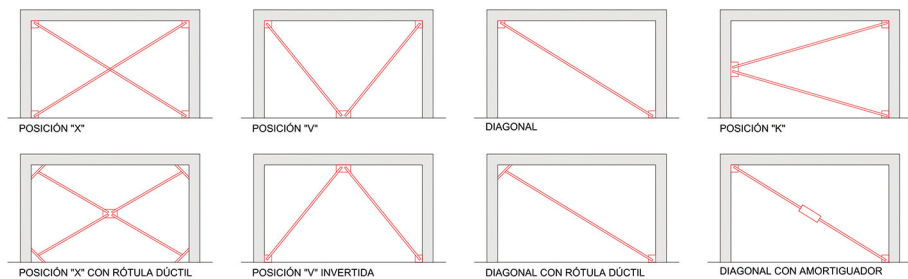


Figura 78. Esquemas tipo de sistemas de rigidización mediante pórticos triangulados.

En otros estudios se evaluó el uso de otros materiales para la ejecución de los arriostramientos, de manera que se pudiera evitar la rotura frágil que pueden presentar los elementos convencionales de acero. En (Ju *et al.*, 2014), por ejemplo, se analizó el arriostramiento mediante cruces con elementos de fibra de carbono. Este sistema aumenta la resistencia y no tiene una rotura frágil, sin embargo, es un sistema relativamente caro y no es necesario para la demanda sísmica que existe en la zona de Algarve y Huelva.

En (Rahimi y Maheri, 2018) se analizaron los efectos de las arriostramientos metálicos en forma de cruz en los pilares de un edificio. Este estudio concluye que, en los edificios de mayor altura, los elementos situados en las plantas superiores tienen efectos adversos sobre los pilares a los que están conectados. Sin embargo, para edificios de poca altura, como es el caso de los edificios escolares, el refuerzo mediante cruces de acero tiene un efecto positivo sobre la rigidez y la capacidad ante el sismo, sin incidir adversamente sobre los pilares en los que se conecta dicho arriostramiento.

Otros estudios como (Mazzolani, 2008) analizaron diferentes tipos de refuerzo sísmico de rigidización de la estructura en estructuras existentes. Estos fueron ensayados estática y dinámicamente. Los resultados muestran la eficacia de los sistemas de refuerzo metálicos analizados, mejorando la rigidez, la resistencia y la ductilidad del edificio original.

6.3.1.2. Sistemas de disipación de energía

Este tipo de sistemas de refuerzo se suele usar en zonas con una demanda sísmica muy elevada. Se implementan en estructuras que presentan una alta deformación debido a la flexibilidad global de la estructura. Existen varios tipos de elementos disipativos que se pueden emplear: fluido-viscosos (hidráulicos), metálicos o de fricción. Este tipo de sistemas se pueden implementar en la propia estructura o integrados en los sistemas de arriostramiento.

Los sistemas de disipación de energía (amortiguadores) incluidos en los sistemas de arriostramiento metálico o en los propios elementos estructurales se ha analizado en numerosos estudios, así como los efectos de los diferentes tipos de disipadores: fluido viscosos (Ozcelik *et al.*, 2012), placas de acero (TahamouliRoudsari *et al.*, 2018), redondos de acero (Ozcelik *et al.*, 2011), panel de abeja (Lee *et al.*, 2017), o juntas (Oh *et al.*, 2009). Los resultados de estos análisis muestran que estos sistemas podrían mejorar considerablemente el comportamiento sísmico de los edificios.

6.3.1.3. Muros pantalla

Los muros pantalla son uno de los sistemas más utilizados dentro de las estrategias de rigidización, ya sea en nueva edificación como en la rehabilitación de estructuras existentes. En rehabilitación, se aplica cuando la estructura no presenta suficiente resistencia ante las cargas laterales. El método incrementa la resistencia y la rigidez de la estructura existente. Los muros se pueden ejecutar empleando hormigón armado (figura 79) o elementos de acero (placas de acero laminado) (figura 80), en uno o varios vanos de altura, y se deben anclar rígidamente en su perímetro al pórtico que refuerzan.

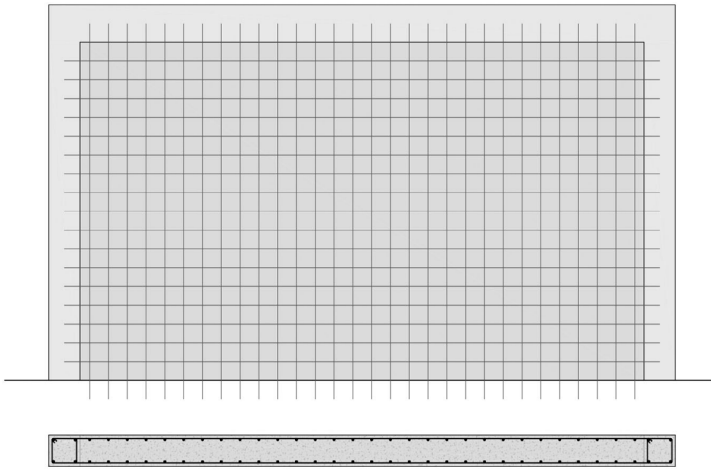


Figura 79. Sistema de rigidización. Pantalla de hormigón armado.

Los muros añadidos deben ser, lógicamente, ciegos, por lo que, si no se quiere interferir en la configuración del edificio, se deberán elegir cuidadosamente los vanos sobre los que intervenir.

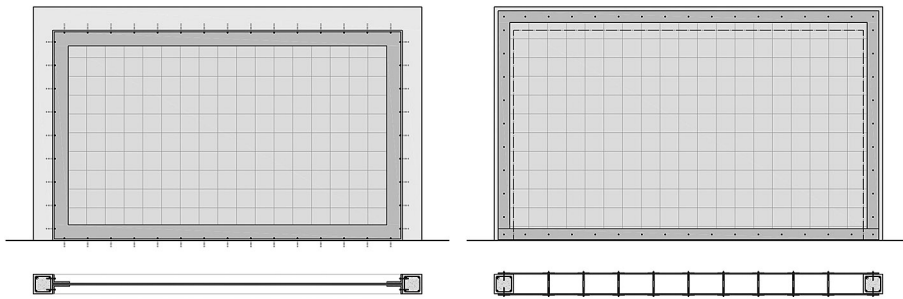


Figura 80. Sistema de rigidización. Pantallas metálicas.

6.3.1.4. Camisas de confinamiento

Para emplear el método de confinamiento mediante camisas, se envuelven uno o varios pilares mediante elementos metálicos (chapas de acero), hormigón armado o fibra de carbono (FRP) (figura 81). Este método incrementa la resistencia del elemento estructural vertical, aumentando su capacidad de resistir las fuerzas laterales inducidas por la acción sísmica. Además, proporciona confinamiento al pilar, mejorando la capacidad de deformación o ductilidad del mismo. Destacar que este tipo de sistema mejora el comportamiento sísmico de los pilares cortos, los cuales son uno de los puntos débiles más habituales en el tipo de estructuras bajo estudio.

Las camisas quedan totalmente integradas en la estructura, no interfiriendo con la funcionalidad ni con la estética del edificio. Por otro lado, los elementos que se refuerzan pueden ser interiores, teniendo en este caso la ejecución un mayor impacto sobre el normal desarrollo de las actividades en el edificio. Además, la intervención podría suponer la eliminación temporal, total o parcial, de algunas particiones, anexas a los pilares reforzados.

Se han propuesto numerosos enfoques para mejorar la capacidad de deformación de los edificios. En (Oh *et al.*, 2009) se evaluaron los efectos de la incorporación de camisas de hormigón armado y de fibras de polímeros reforzados (FRP) (figura 81) en columnas. En dichos estudios se realizaron análisis no lineales y pruebas experimentales. Los efectos de estos sistemas se compararon con los derivados de la adición de arriostramientos metálicos y de muros pantalla de hormigón armado. Los resultados mostraron que los análisis estáticos no lineales podrían considerarse como un importante instrumento para evaluar las intervenciones de refuerzo agregadas a los edificios de hormigón armado existentes. Los efectos del refuerzo mediante camisas de hormigón armado en columnas se compararon experimentalmente con aquellas mediante adición de polímero reforzado de fibra de carbono (CFRP) en (Oh *et al.*, 2009; Raychowdhury y Hutchinson, 2009; Colomb *et al.*, 2008). Además, se señaló que la posición de estas medidas es importante para no generar efectos torsionales desfavorables.

En (Valente y Milani, 2018) se evaluó la eficacia de tres soluciones de refuerzo: camisa de hormigón armado (figura 81), arriostramientos metálicos (figura 78) y muros pantalla de hormigón armado (figura 79). Como conclusión se obtuvo que los arriostramientos metálicos reducen la demanda de desplazamiento e incrementan las capacidades de deformación y disipación de la estructura. Sin embargo, este tipo de refuerzo aumenta los esfuerzos en la conexión entre el elemento de refuerzo y la estructura.

Por último, en (Seo *et al.*, 2018) se presentó un nuevo algoritmo para obtener la cantidad necesaria y la posición óptima de los refuerzos de FRP.

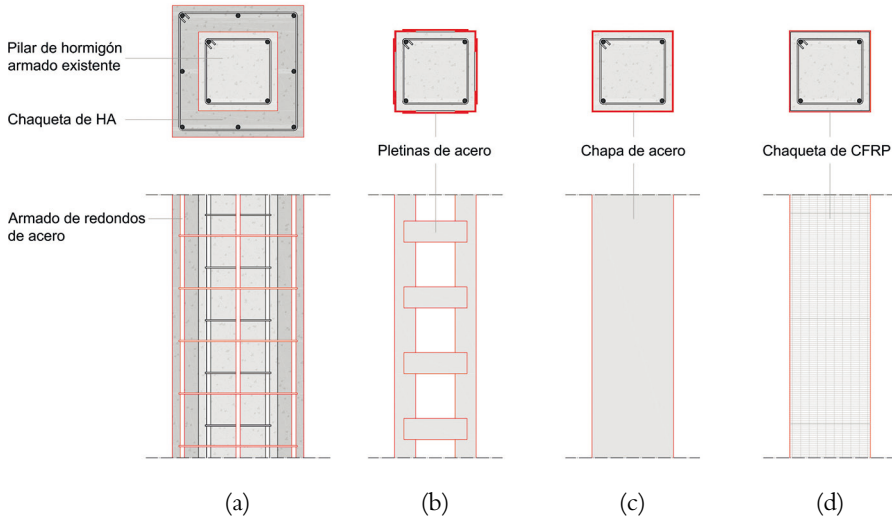


Figura 81. Esquemas de sistemas de mejora de la capacidad de deformación mediante la adición de confinamiento: a) Camisa de hormigón armado; b) Camisa de acero; c) Camisa de acero continua; d) Camisa de FRP.

6.3.2. Soluciones de refuerzo consideradas

143

En los estudios realizados en el proyecto presente se han elegido una serie de sistemas de refuerzo por ser los más adecuados para las características de los tipos principales de los edificios estudiados. Estos son: lineal y compacta (ver capítulo 3.2).

Las deficiencias principales de estos edificios se derivan de sus irregularidades en planta y en altura. La presencia de atrios en la planta baja, con ausencia de cerramiento, da lugar a un cambio brusco de la rigidez, existiendo estos cerramientos de forma continua en los pisos superiores. Dicho atrio no se localiza forzosamente a lo largo de toda la fachada, ni en el centro de la misma, lo que da lugar a torsiones indeseadas en la respuesta del edificio. Además, al realizarse en la planta baja un retranqueo del cerramiento, se generan pilares de fachada exentos, a veces de mayor altura respecto a los otros pisos, que refuerzan este cambio de rigidez, creándose una planta débil. Para mejorar estos aspectos, se seleccionan las siguientes soluciones (figura 78):

- arriostramientos metálicos en posición “X”,
- arriostramientos metálicos en posición “V”,
- arriostramientos metálicos en posición “K”.

Por otro lado, en las plantas superiores, los cerramientos con huecos horizontales, pueden dar lugar a la formación de pilares cortos. Estos se pueden corregir por medio de (figura 81):

- camisas de hormigón armado,
- camisas de acero.

Además, muchos de estos edificios se construyeron antes de que entrase en vigor la normativa sísmica, lo que implica que los detalles de las uniones viga-pilar podrían ser insuficientes para considerar los pórticos como rígidos, dejando al edificio desprovisto de suficiente resistencia ante cargas laterales. Esta situación se puede mejorar por medio de:

- tirantes de acero individuales en juntas viga-pilar,
- muros pantalla de hormigón armado (figura 79).

Se ha estudiado de forma exhaustiva la efectividad de cada una de las soluciones propuestas en base a su economía, eficiencia e integración arquitectónica. Para agilizar el proceso se ha desarrollado un índice de refuerzo, que se verá en el siguiente apartado (6.4 Índice de refuerzo sísmico), donde se aplican todos estos factores.

El análisis estático no lineal ha revelado que la introducción de elementos en la dirección más vulnerable del edificio puede llevar a valores de eficiencia más altos que incorporar pocos elementos en ambas direcciones. En este sentido, los muros pantalla producen mejoras en ambas direcciones. Por este motivo es muy importante hacer un primer análisis para detectar los puntos débiles y el comportamiento sísmico del mismo, para identificar cuál es la dirección más vulnerable y las zonas más efectivas para introducir el refuerzo sísmico.

El sistema de refuerzo mediante arriostramientos metálicos es la solución que produce una mayor mejora en el comportamiento sísmico global del edificio. Este sistema incrementa la resistencia y la rigidez, mejorando considerablemente el comportamiento de la planta débil en planta baja. Sin embargo, se deben estudiar cuidadosamente las zonas más efectivas para introducirlo, ya que estas soluciones tienen el mayor impacto arquitectónico. Este sistema es el más rentable según los valores obtenidos tras aplicar el método del índice de refuerzo (ver sección 6.4) y tras ser comparado con las demás soluciones de refuerzo.

Se ha demostrado que el refuerzo mediante un tirante individual es una técnica aceptable para ser implementada en el proceso de refuerzo de un edificio. Sin embargo, se ha concluido que el número y la posición de los elementos de refuerzo es determinante para obtener una eficiencia elevada del mismo.

En cuanto al coste, las técnicas de refuerzo más económicas son la implementación de camisas de acero y tirante individual en los pilares, siendo esta

última la más rentable (y de menos impacto arquitectónico). Las camisas de acero y de hormigón armado representan las técnicas menos rentables debido a sus bajos valores de eficiencia y alto coste. Además, se ha demostrado que no es necesario añadir elementos de refuerzo en todos los pilares o vanos de un edificio. La selección de las posiciones más efectivas para la implementación del refuerzo debe realizarse cuidadosamente para obtener una mejora rentable.

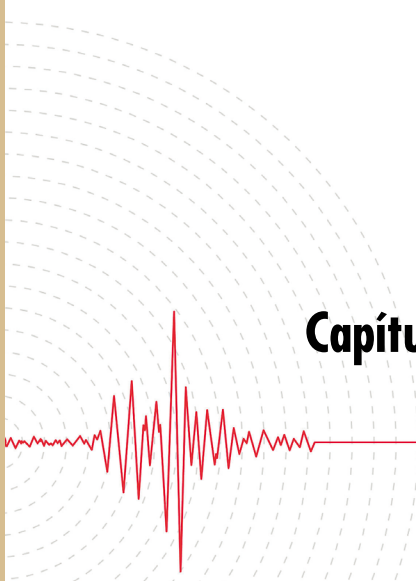
6.4. ÍNDICE DE REFUERZO SÍSMICO

En el ámbito de este proyecto, se ha desarrollado una herramienta para clasificar los distintos refuerzos. El índice de refuerzo sísmico (RI) propuesto en (Requena-García-Cruz *et al.*, 2019) se basa en la eficiencia, el coste y el impacto arquitectónico. Este se centra en los aspectos más destacados que afectan a los edificios. Esta se obtiene a través de la Ec. (41), y se basa en los siguientes parámetros: el índice de eficiencia (EI), el índice de coste (CI) y el índice de impacto arquitectónico (AI).

$$R_I = \alpha_1 \delta E_I + \alpha_2 \beta C_I + \alpha_3 \gamma A_I \quad \text{Ec. (41)}$$

Los coeficientes δ , β y γ modifican los índices principales de acuerdo con las singularidades de cada situación. Los coeficientes α_1 , α_2 y α_3 son los factores de importancia.

Este método puede aplicarse a cualquier método de refuerzo sísmico utilizado. Los resultados obtenidos en el análisis realizado han mostrado que este método cumple satisfactoriamente con el objetivo propuesto. Además, este sistema de evaluación de los diferentes sistemas de refuerzo puede ser adaptado a los refuerzos aplicados a edificios de muros de carga. En ese caso, se deberían modificar los diferentes parámetros de eficiencia e impacto arquitectónico en función de los métodos de refuerzo aplicados a este tipo de edificios.



Capítulo 7. Ejemplo de rehabilitación sísmica

Las técnicas de refuerzo analizadas en los diversos estudios desarrollados en el proyecto de investigación han sido aplicadas en dos de los colegios con mayor vulnerabilidad frente al sismo. Dichos colegios presentan uno de los índices *School-score* más desfavorables y, por tanto, necesitan un refuerzo sísmico con mayor necesidad con respecto al resto de edificios escolares. Se ha realizado un proyecto de rehabilitación sísmica de un edificio escolar en la provincia de Huelva (España) y otro en la región del Algarve (Portugal). A continuación, se desarrollan brevemente el proyecto realizado en el colegio de Huelva.

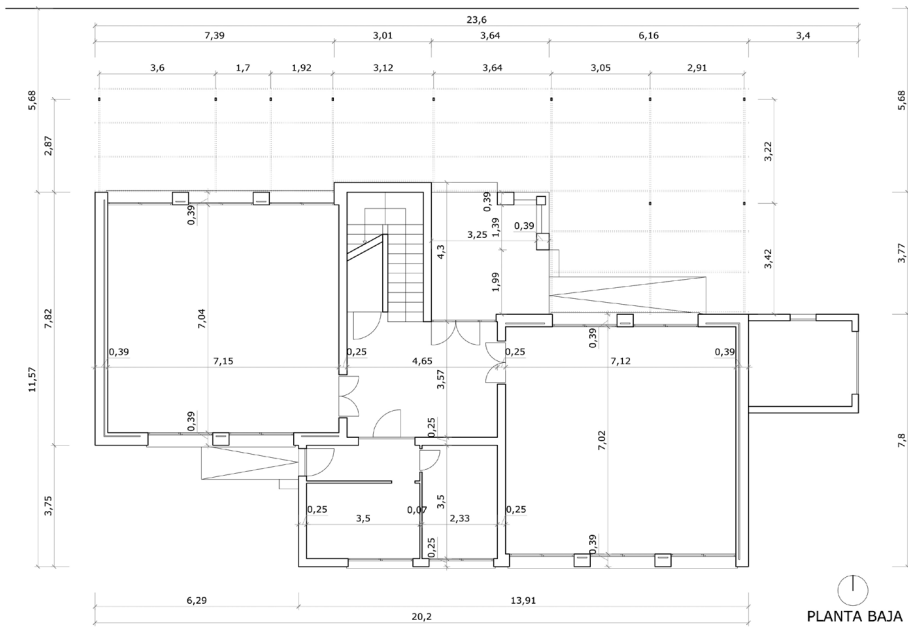


Figura 82. Planta baja. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).

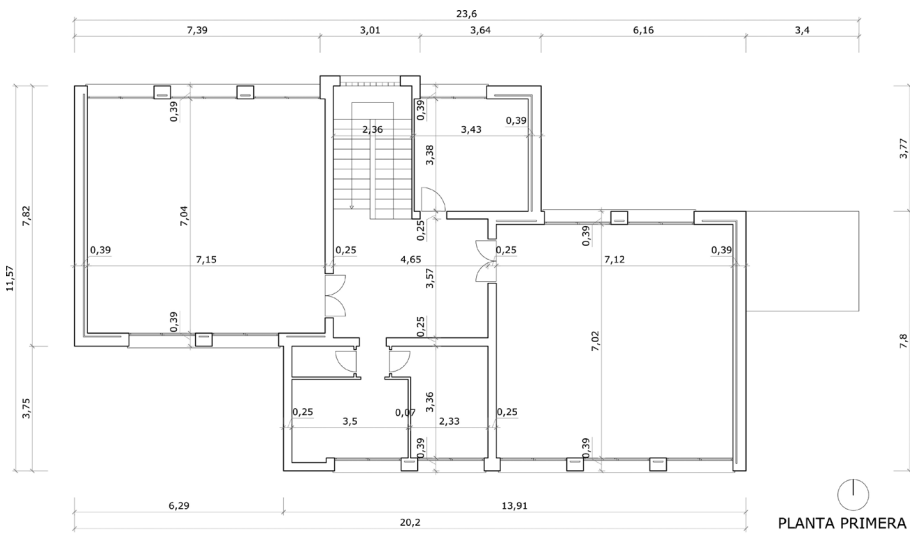
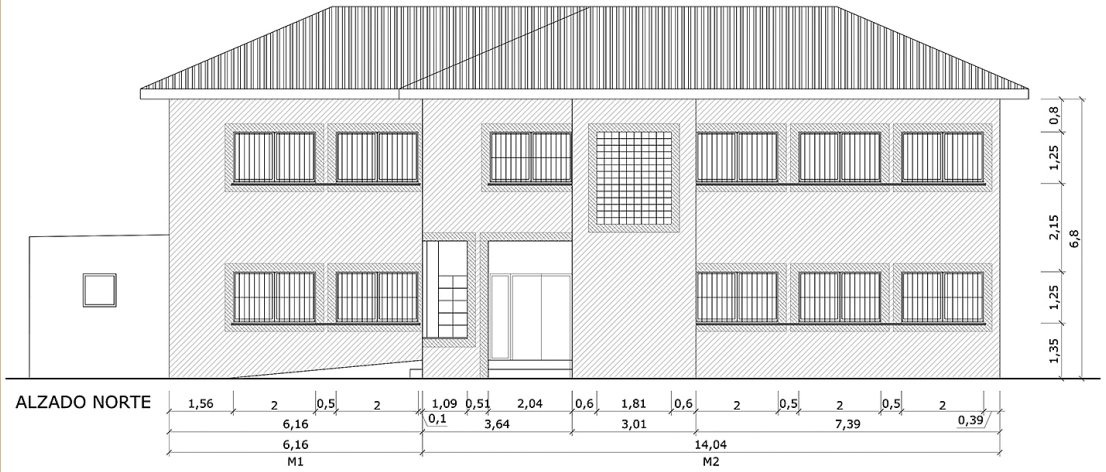


Figura 83. Planta primera. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).

En este caso se han aplicado dos métodos de refuerzos: la aplicación de una malla de acero en la cara exterior del muro, y el refuerzo de los huecos mediante un recercado con el aumento de la cuantía de armado de redondos de acero.



Barra de acero inoxidable Ø8 mm en todas las esquinas



Sustitución alféizar



Refuerzo en perímetro de Huecos con 2 redondos de acero inoxidable Ø8 mm



Refuerzo mediante malla de redondos acero inoxidable austenítico 20x20 cm de Ø8 mm

Figura 84. Alzado Norte. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).



Figura 85. Alzado Sur. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).

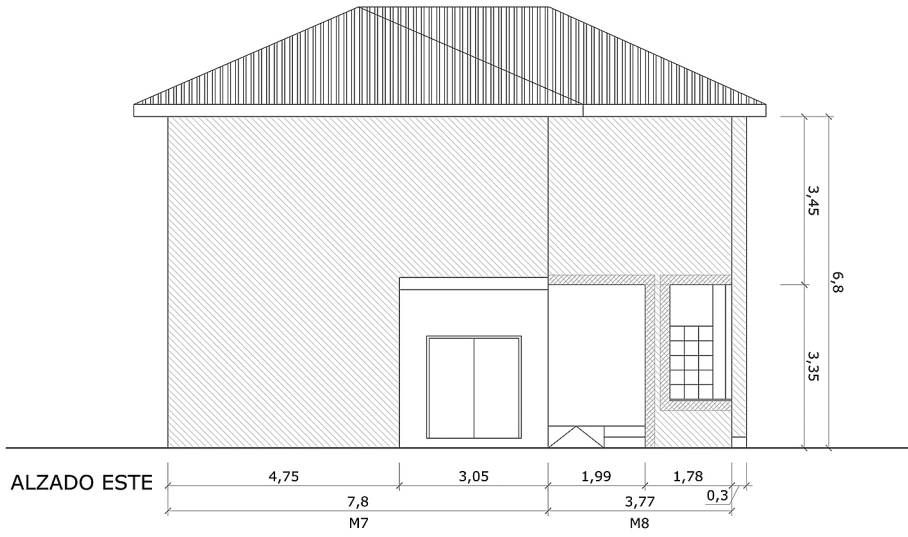


Figura 86. Alzado Este. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).

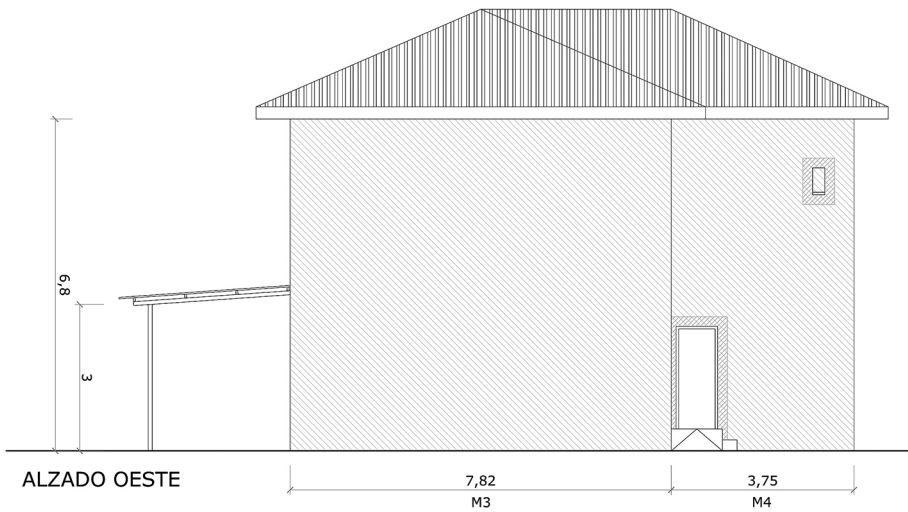


Figura 87. Alzado Oeste. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).

La actuación de refuerzo estructural a llevar a cabo sobre la superficie de los muros de carga fue la siguiente:

- Paso 1: preparación de la superficie exterior de los muros mediante chorreado de partículas de silicato de aluminio.
- Paso 2: aplicación de puente de unión de resina acrílica sobre el mortero expuesto.
- Paso 3: colocación de malla de acero inoxidable austenítico de 20×20 cm $\text{Ø}8$ mm sobre el muro mediante fijación mecánica con tornillos cincados de $\text{Ø}8$ mm y 120 mm de longitud.
- Paso 4: aplicación de enfoscado de mortero de cemento sin maestrear sobre la malla.
- Paso 5: colocación de malla de fibra de vidrio revestida de PVC.
- Paso 6: aplicación de enfoscado de mortero de cemento maestreado y fratasado.
- Paso 7: acabado superficial con pintura pétreo al cemento.

Dicha intervención se aplicó a toda la superficie de la cara exterior de los muros de carga, teniendo especial precaución en los huecos de puertas y ventanas, donde se han dispuesto unas barras adicionales en el perímetro. En el perímetro de los huecos se ha aplicado un refuerzo mediante redondos de acero, como podemos observar en la figura 88. Dicho refuerzo produce un efecto similar al método de recercado de huecos analizado en el estudio desarrollado en la sección 6.2.

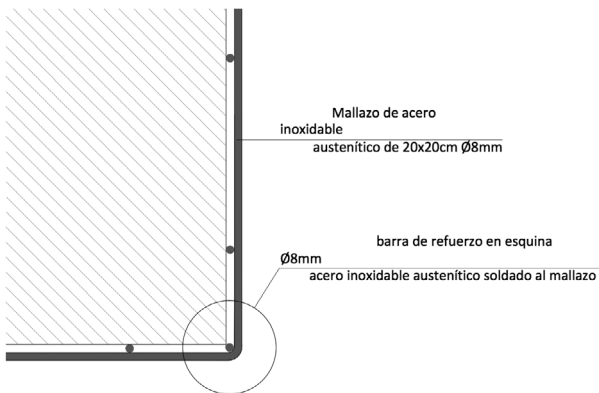
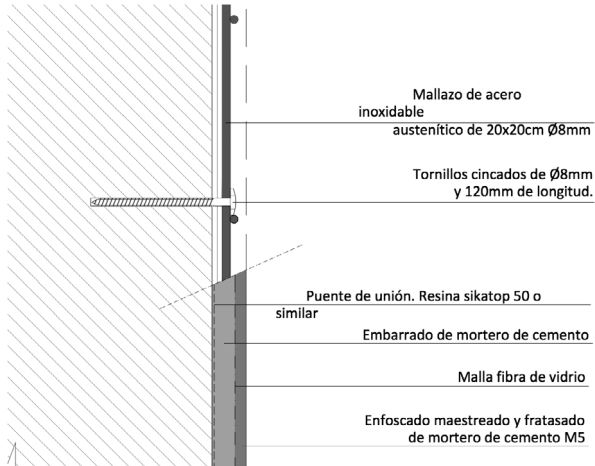
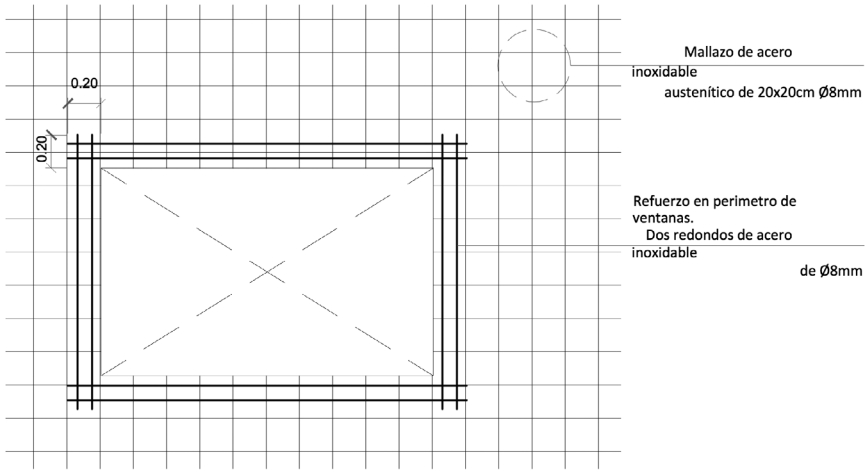


Figura 88. Detalles constructivos. Proyecto de refuerzo sísmico del colegio C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).

Referencias

- Abeling, S., Dizhur, D., Ingham, J. (2018). An evaluation of successfully seismically retrofitted URM buildings in New Zealand and their relevance to Australia. *Aust. J. Struct. Eng.* 19, 234-244. <<https://doi.org/10.1080/13287982.2018.1491820>>.
- AENOR (2018a). Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.
- (2018b). Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 3: Evaluación y adecuación sísmica de edificios.
- (2013). Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar.
- (1998). Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación (EC8-1). Madrid (España).
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2000). FEMA-356: prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building. Estados Unidos.
- Andrade, F.O. (1993). Construir en ladrillo dentro de una norma válida. *Rev. Edif.* 16, 37-50.
- Applied Technology Council (ATC) (1996). ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. California.
- Augenti, N., Cosenza, E., Dolce, M., Manfredi, G., Masi, A., Samela, L. (2004). Performance of School Buildings during the 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthq. Spectra* 20, S257-S270. <<https://doi.org/10.1193/1.1769374>>.
- Autoridade Nacional de Protecção Civi (ANPC) (2010). Estudo do risco sísmico e de tsunamis do Algarve. Autoridade Nacional de Protecção Civil, Carnaxide, Portugal.
- Barbat, A.H., Pujades, L.G., Lantada, N. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 28, 851-865. <<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.10.006>>.
- Battarra, M., Balcik, B., Xu, H. (2018). Disaster preparedness using risk-assessment methods from earthquake engineering. *Eur. J. Oper. Res.* 269, 423-435. <<https://doi.org/10.1016/J.EJOR.2018.02.014>>.
- Campos Costa, A., Sousa, M.L., Carvalho, A. (2008). Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8, 8-15.
- Capozucca, R. (2013). Effects of mortar layers in the delamination of GFRP bonded to historic masonry. *Compos. Part B Eng.* 44, 639-649. <<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.02.012>>.

- Carre, E., Zornoza, V. (2011). Terremotos en la Península Ibérica. Enseñanzas las Ciencias la Tierra 19.3, 289-295.
- Colomb, F., Tobbi, H., Ferrier, E., Hamelin, P. (2008). Seismic retrofit of reinforced concrete short columns by CFRP materials. *Compos. Struct.* 82, 475-487. <<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2007.01.028>>.
- Del Gaudio, C., Ricci, P., Verderame, G.M., Manfredi, G. (2017). Urban-scale seismic fragility assessment of RC buildings subjected to L'Aquila earthquake. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 96, 49-63. <<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.02.003>>.
- Diz, S., Costa, A., Costa, A.A. (2015). Efficiency of strengthening techniques assessed for existing masonry buildings. *Eng. Struct.* 101, 205-215. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.07.017>>.
- Dolce, M., Ponzó, F.C., Di Croce, M., Moroni, C., Giordano, F., Nigro, D., Marnetto, R., Mazzolani, F.M. (2009). Experimental assessment of the CAM and DIS-CAM systems for the seismic upgrading of monumental masonry buildings 1021--1027--.
- Estêvão, J.M.C. (2020). Computational Strategies for Seismic Assessment and Retrofitting of Existing School Buildings. INCREaSE 2019, 1031-1042. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-30938-1_81>.
- (2019). An integrated computational approach for seismic risk assessment of individual buildings. *Appl. Sci.* 9. <<https://doi.org/10.3390/app9235088>>.
- (2016). Utilização do programa EC8spec na avaliação e reforço sísmico de edifícios do Algarve, in: 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Ponta Delgada, Açores.
- Estêvão, J.M.C., Carvalho, A. (2015). The role of source and site effects on structural failures due to Azores earthquakes. *Eng. Fail. Anal.* 56, 429-440. <<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.12.010>>.
- Estêvão, J.M.C., Ferreira, M.A., Braga, A., Carreira, A., Barreto, V., Requena-García-Cruz, M.V, Segovia-Verjel, M.L., Romero-Sánchez, E., de Miguel, J., Morales-Esteban, A., Fazendeiro Sá, L., Sousa Oliveira, C. (2019). Projetos de escolas resilientes aos sismos no território do Algarve e de Huelva (PERSISTAH), in: 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Estêvão, J.M.C., Oliveira, C.S. (2012). Point and fault rupture stochastic methods for generating simulated accelerograms considering soil effects for structural analysis. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 43, 329-341. <<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.07.019>>.
- C.S., 2001. Parâmetros que condicionam os valores da casualidade sísmica. 5º Encontro Nac. sobre Sismol. e Eng. Sísmica 29-41.
- Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E., Paciello, S. (2010). Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign. *Constr. Build. Mater.* 24, 84-93. <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.019>>.
- Fathalla, E., Salem, H. (2018). Parametric Study on Seismic Rehabilitation of Masonry Buildings Using FRP Based upon 3D Non-Linear Dynamic Analysis. *Buildings* 8, 124. <<https://doi.org/10.3390/buildings8090124>>.
- Fazendeiro Sá, L., Morales-Esteban, A., Durand, P. (2016). A Seismic risk simulator for Iberia. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 106, 1198-1209. <<https://doi.org/10.1785/0120150195>>.

- Fiorentino, G., Forte, A., Pagano, E., Sabetta, F., Baggio, C., Lavorato, D., Nuti, C., Santini, S. (2018). Damage patterns in the town of Amatrice after August 24th 2016 Central Italy earthquakes. *Bull. Earthq. Eng.* 16, 1399-1423. <<https://doi.org/10.1007/s10518-017-0254-z>>.
- Freeman, S.A. (2004). Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET J. Earthq. Technol.* 41, 113.
- Fulop, L., Suppola, M. (2011). Steel solutions for the seismic retrofit and upgrade of existing constructions Constructive and performance analysis of the retrofit systems for vertical masonry elements.
- García-Mayordomo, J., Faccioli, E., Paolucci, R. (2004). Comparative study of the seismic hazard assessments in European national seismic codes. *Bull. Earthq. Eng.* 2, 51-73. <<https://doi.org/10.1023/B:BEEE.0000039046.42398.9d>>.
- Gràcia, E., Bartolomé, R., Lo Iacono, C., Moreno, X., Martínez-Lorient, S., Perea, H., Masana, E., Pallàs, R., Diez, S., Dañobeitia, J.J., Terrinha, P., Zitellini, N. (2010). Characterizing active faults and associated mass transport deposits in the South Iberian Margin (Alboran Sea and Gulf of Cadiz): on-fault and off-fault paleoseismic evidence, in: *Primera Reunión Ibérica Sobre Fallas Activas y Paleosismología*, Volumen de Resúmenes. Sigüenza, España, pp. 163-166.
- Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P. (1983). RSAEEP. Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio.
- Instituto Geológico y Minero de España (2015). Mapa tectónico de la región del sur de la Península [WWW Document].
- Ju, M., Lee, K.S., Sim, J., Kwon, H. (2014). Non-compression X-bracing system using CF anchors for seismic strengthening of RC structures. *Mag. Concr. Res.* 66, 159-174. <<https://doi.org/10.1680/macr.13.00165>>.
- Lee, M., Lee, J., Kim, J. (2017). Seismic retrofit of structures using steel honeycomb dampers. *Int. J. Steel Struct.* 17, 215-229. <<https://doi.org/10.1007/s13296-015-0101-5>>.
- Maio, R., Estêvão, J.M.C., Ferreira, T.M., Vicente, R. (2017). The seismic performance of stone masonry buildings in Faial island and the relevance of implementing effective seismic strengthening policies. *Eng. Struct.* 141, 41-58. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.009>>.
- Martín-Caro Álamo, J.A. (2001). Análisis estructural de puentes arco de fábrica: Criterios de comprobación.
- Martinelli, E., Perri, F., Sguazzo, C., Faella, C. (2016). Cyclic shear-compression tests on masonry walls strengthened with alternative configurations of CFRP strips. *Bull. Earthq. Eng.* 14, 1695-1720. <<https://doi.org/10.1007/s10518-016-9895-6>>.
- Martínez, J.L., Martín-Caro, J.A., Leon, J. (2001). Comportamiento mecánico de la obra de fábrica. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.M.
- Mazzolani, F.M. (2008). Innovative metal systems for seismic upgrading of RC structures. *J. Constr. Steel Res.* 64, 882-895. <<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.12.017>>.
- Mazzoni, S., Eeri, M., Castori, G., Galasso, C., Calvi, P., Dreyer, R., Fischer, E., Fulco, A., Sorrentino, L., Wilson, J., Penna, A., Magenes, G. (2018). 2016-2017 Central Italy Earthquake Sequence: Seismic Retrofit Policy and Effectiveness. *Earthq. Spectra* 34, 1671-1691. <<https://doi.org/10.1193/100717EQS197M>>.

- Meijninger, B.M.L. (2006). Late-orogenic extension and strike-slip deformation in the Neogene of southeastern Spain. Geol. Ultraiectina. Utrecht University.
- Meireles, H.A., Bento, R. (2012). Seismic assessment and retrofitting of Pombalino buildings by fragility curves. 15th World Conf. Earthq. Eng. 1-10. <<https://doi.org/10.12989/eas.2014.7.1.057>>.
- Ministerio de Fomento de España (2012). Actualización de mapas de peligrosidad sísmica de España.
- (2002). Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 35898-35967.
- Ministerio de la Vivienda de España (1972). Norma MV-201: Muros resistentes de fábrica de ladrillo. España.
- Ministerio de Obras Públicas Transportes y Medio Ambiente (1994). Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Eficación (NCSE-94).
- (1990). Norma básica de la edificación NBE FL-90: Muros resistentes de fábrica de ladrillo.
- Ministerio de Planificación del Desarrollo (1974). Norma sismorresistente PDS-1. Parte A.
- (1968). Norma sismorresistente PGS-1. Parte A. Boletín Of. del Estado.
- Morales-Esteban, A., Martínez-Álvarez, F., Scitovski, S., Scitovski, R. (2014). A fast partitioning algorithm using adaptive Mahalanobis clustering with application to seismic zoning. *Comput. Geosci.* 73, 132-141. <<https://doi.org/10.1016/j.cageo.2014.09.003>>.
- Nacional, I. (1961). RSEP. Regulamento de solicitações em edifícios e pontes. Decreto nº 44041, de 18 de Novembro de 1961.
- (1958). RSCCS. Regulamento de segurança das construções contra os sismos. Decreto n. 41 658, de 31 de Maio.
- NTC (2008). Decreto Ministeriale 14/1/2008. Norme tecniche per le costruzioni. Ministry of Infrastructures and Transportations. G.U. S.O. n.30 on 4/2/2008; 2008 [in Italian], n.d.
- Oh, S.H., Kim, Y.J., Ryu, H.S. (2009). Seismic performance of steel structures with slit dampers. *Eng. Struct.* 31, 1997-2008. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.03.003>>.
- Oliveira, C.S. (1977). Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal, in: Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, p. 205.
- Oliveira, C.S., Campos-Costa, A., Sousa, M.L. (2000). Definition of seismic action in the context of EC8. Topics for discussion. 12th World Conf. Earthq. Eng. 1-8.
- Ozcelik, R., Akpınar, U., Binici, B. (2011). Seismic Retrofit of Deficient RC Structures with Internal Steel Frames. *Adv. Struct. Eng.* 14, 1205-1222. <<https://doi.org/10.1260/1369-4332.14.6.1205>>.
- Ozcelik, R., Binici, B., Kurç, O. (2012). Pseudo dynamic testing of an RC frame retrofitted with chevron braces. *J. Earthq. Eng.* 16, 515-539. <<https://doi.org/10.1080/13632469.2011.653297>>.
- Papanicolaou, C., Triantafyllou, T., Lekka, M. (2011). Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels. *Constr. Build. Mater.* 25, 504-514. <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.018>>.
- Peter Fajfar, M.E. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthq. Spectra* 16, 573-592. <<https://doi.org/10.1193/1.1586128>>.

- Proença, J., Gago, A.S., Cardoso, J., Córias, V., Paula, R. (2012). Development of an innovative seismic strengthening technique for traditional load-bearing masonry walls. *Bull. Earthq. Eng.* 10, 113-133. <<https://doi.org/10.1007/s10518-010-9210-x>>.
- Proença, J.M., Gago, A.S., Vilas Boas, A. (2019). Structural window frame for in-plane seismic strengthening of masonry wall buildings. *Int. J. Archit. Herit.* 13, 98-113. <<https://doi.org/10.1080/15583058.2018.1497234>>.
- Rahimi, A., Maheri, M.R. (2018). The effects of retrofitting RC frames by X-bracing on the seismic performance of columns. *Eng. Struct.* 173, 813-830. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.003>>.
- Raychowdhury, P., Hutchinson, T.C. (2009). Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation 679-698. <<https://doi.org/10.1002/eqe>>.
- Requena-García-Cruz, M.-V., Morales-Esteban, A., Durand-Neyra, P., Estêvão, J.M.C. (2019). An index-based method for evaluating seismic retrofitting techniques. Application to a reinforced concrete primary school in Huelva. *PLoS One* 14, e0215120. <<https://doi.org/10.1371/journal.pone.0215120>>.
- Reyes, J.C., Yamin, L.E., Hassan, W.M., Sandoval, J.D., Gonzalez, C.D., Galvis, F.A. (2018). Shear behavior of adobe and rammed earth walls of heritage structures. *Eng. Struct.* 174, 526-537. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.061>>.
- Ruiz-Pinilla, J.G., Adam, J.M., Pérez-Cárcel, R., Yuste, J., Moragues, J.J. (2016). Learning from RC building structures damaged by the earthquake in Lorca, Spain, in 2011. *Eng. Fail. Anal.* 68, 76-86. <<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2016.05.013>>.
- Sá, L., Morales-Esteban, A., Durand Neyra, P. (2018). The 1531 earthquake revisited: loss estimation in a historical perspective. *Bull. Earthq. Eng.* 16, 4533-4559. <<https://doi.org/10.1007/s10518-018-0367-z>>.
- Salgado-Gálvez, M.A., Carreño, M.L., Barbat, A.H., Cardona, O.D. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico en Lorca mediante simulaciones de escenarios. *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.* 32, 70-78. <<https://doi.org/10.1016/j.rimni.2014.12.001>>.
- Sanaz, R., Armen, D.K. (2012). A stochastic ground motion model with separable temporal and spectral nonstationarities. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 41, 1549-1568. <<https://doi.org/10.1002/eqe>>.
- Segovia-Verjel, M.L., Requena-García-Cruz, M.V., De-Justo-Moscardó, E., Morales-Esteban, A. (2019). Optimal seismic retrofitting techniques for URM school buildings located in the southwestern Iberian peninsula. *PLoS One* 14. <<https://doi.org/10.1371/journal.pone.0223491>>.
- Seo, H., Kim, J., Kwon, M. (2018). Optimal seismic retrofitted RC column distribution for an existing school building. *Eng. Struct.* 168, 399-404. <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.098>>.
- Shabdin, M., Attari, N.K.A., Zargaran, M. (2018). Experimental study on seismic behavior of Un-Reinforced Masonry (URM) brick walls strengthened with shotcrete. *Bull. Earthq. Eng.* 16, 3931-3956. <<https://doi.org/10.1007/s10518-018-0340-x>>.
- Silva, P.G., Rodriguez Pascua, M.A. (2014). Catálogo de los efectos geológicos de los terremotos en España, in: Asociación Española para el Estudio del Cuaternario (ed.), *Riesgos Geológicos/Geotecnia N° 4*. Instituto Geológico y Minero de España.

- Spinella, N. (2019). Push-over analysis of a rubble full-scale masonry wall reinforced with stainless steel ribbons. *Bull. Earthq. Eng.* 17, 497-518. <<https://doi.org/10.1007/s10518-018-0461-2>>.
- TahamouliRoudsari, M., Entezari, A., Hadidi, M.H., Gandomian, O. (2017). Experimental Assessment of Retrofitted RC Frames With Different Steel Braces. *Structures* 11, 206-217. <<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.06.003>>.
- TahamouliRoudsari, M., Eslamimanesh, M.B., Entezari, A.R., Noori, O., Torkaman, M. (2018). Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS and TADAS Yielding Dampers. *Structures* 14, 75-87. <<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.02.005>>.
- Terrinha, P., Rocha, R., Rey, J., Cachao, M., Moura, D., Roque, C., Martins, L., Valadares, V., Cabral, J., Azevedo, M.R., Barbero, L., Clavijo, E., Dias, R.P., Gafeira, J., Matias, H., Matias, L., Madeira, J., Marques da Silva, C., Munha, J., Rebelo, L., Ribeiro, C., Vicente, J., Noiva, J., Youbi, N., Bensalah, K. (2013). A Bacia Do Algarve: Estratigrafia, Paleogeografia E Tectonica. *Geol. Port. no Context. da Iberia* 71.
- Teves-Costa, P., Batlló, J., Matias, L., Catita, C., Jiménez, M.J., García-Fernández, M. (2019). Maximum intensity maps (MIM) for Portugal mainland. *J. Seismol.* 23, 417-440. <<https://doi.org/10.1007/s10950-019-09814-5>>.
- Turco, V., Secondin, S., Morbin, A., Valluzzi, M.R., Modena, C. (2006). Flexural and shear strengthening of un-reinforced masonry with FRP bars. *Compos. Sci. Technol.* 66, 289-296. <<https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2005.04.042>>.
- Udías, A., Mézcua, J. (1986). *Fundamentos de geofísica*. Alhambra S.L., Madrid.
- UNICEF (2011). *Para Reconstruir la Vida de los Niños y Niñas: Guía para apoyar intervenciones psicosociales en emergencias y desastres*. Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia, UNICEF, Santiago de Chile.
- Valente, M., Milani, G. (2018). Alternative retrofitting strategies to prevent the failure of an under-designed reinforced concrete frame. *Eng. Fail. Anal.* 89, 271-285. <<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.02.001>>.

Listado de tablas

Tabla 1.	Terremotos históricos sentidos en la Península Ibérica (Silva y Rodríguez Pascua, 2014)	22
Tabla 2.	Clasificación y coeficiente del terreno	27
Tabla 3.	Tipos de terreno. Valores geotécnicos característicos	27
Tabla 4.	Valores de la aceleración sísmica básica a_b de los municipios de la provincia de Huelva	30
Tabla 5.	Valores PGA ($T_R = 475$) de los municipios de la provincia de Huelva	33
Tabla 6.	Clasificación tipos de terreno.....	36
Tabla 7.	Valores de los periodos T_B , T_C y T_D y el coeficiente de suelo S según el tipo de espectro.....	37
Tabla 8.	Coeficientes de importancia (γ_I)	40
Tabla 9.	Valores de T_B , T_C y T_D y S para cada tipo de espectro de respuesta 41	
Tabla 10.	Aceleración máxima de referencia a_{gR} (m/s^2) en varias zonas sísmicas.....	42
Tabla 11.	Listado de los parámetros básicos para determinar la aceleración sísmica según cada código.....	43
Tabla 12.	Apartados incluidos en la base de datos	49
Tabla 13.	Ficha característica de un edificio para el cálculo del modelo estructural	51
Tabla 14.	Cuestionario enviado a la dirección de los colegios	52
Tabla 15.	Características comunes de los edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo	66
Tabla 16.	Parámetros mecánicos de la fábrica de ladrillo	69
Tabla 17.	Clasificación de las tipologías de vulnerabilidad para edificios de muros de carga	70
Tabla 18.	Evolución de las propiedades mecánicas y criterios constructivos para edificios de hormigón armado según normativa.....	72

Tabla 19. Propiedades mecánicas de los edificios de pórticos de hormigón armado, según documentación proyectual disponible	72
Tabla 20. Características de los pilares y vigas de los edificios de pórticos de hormigón armado	74
Tabla 21. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado y planta cuadrada	77
Tabla 22. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado y planta rectangular	78
Tabla 23. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado con intersecciones.....	79
Tabla 24. Propiedades de los edificios de pórticos de hormigón armado con intersecciones.....	80
Tabla 25. Ecuaciones para la determinación del desplazamiento objetivo. Anexo B, EC8, parte 1.....	88
Tabla 26. Estrategias de adecuación sísmica de la norma ATC-40.....	111
Tabla 27. Estrategias de rehabilitación la norma FEMA 356.....	114
Tabla 28. Tipos de intervención. Eurocódigo 8, parte 3	116
Tabla 29. Estrategias de refuerzo Eurocódigo 8, parte 3. Anexo C: Edificios de fábrica.....	117
Tabla 30. Estrategias de refuerzo Eurocódigo 8, parte 3. Anexo A: Edificios de hormigón armado	119
Tabla 31. Estrategias de refuerzo globales Eurocódigo 8, parte 3, Anexo B: Estructuras de acero y mixtas	121
Tabla 32. Estrategias de refuerzo locales, Eurocódigo 8, parte 3. Anexo B: Estructuras de acero y mixtas	122
Tabla 33. Estrategias de refuerzo sísmico local en edificios de muros de carga	126
Tabla 34. Estrategias de refuerzo sísmico general en edificios de muros de carga	127



Listado de figuras

Figura 1.	Convergencia entre las placas tectónicas euroasiática y africana.	
	21	
Figura 2.	Mapa de fallas activas cuaternarias en la península ibérica con magnitud de los terremotos (elaboración propia).....	23
Figura 3.	Espectro de respuesta elástica para diferentes valores de C y K (NCSE-02).....	29
Figura 4.	Espectro de respuesta elástica de tipo 1 (a) y 2 (b) para cada tipo de suelo.....	37
Figura 5.	Zonificación sísmica de Portugal (Decreto Ley nº. 235/83).	39
Figura 6.	Zonificación sísmica anexo tipo 1 (a) y tipo 2 (b).....	41
Figura 7.	Municipios considerados en el estudio.....	44
Figura 8.	Comparación de los espectros de respuesta para cada código sísmico para un escenario de terremoto lejano (tipo 1) (a) y un terremoto cercano (tipo 2) (b).....	45
Figura 9.	Colegios según el número de edificios en los que se dividen....	47
Figura 10.	Clasificación de los colegios según su sistema estructural.	53
Figura 11.	Clasificación de los edificios según la fecha de construcción y el sistema estructural (sin considerar los edificios para los que no se conoce el sistema estructural).....	54
Figura 12.	Clasificación de los edificios según sus características geométricas y volumétricas.	55
Figura 13.	Clasificación volumétrica. Colegio S084. Edificio: 2. Tipo: Compacto. Subtipo: sin patios.	55
Figura 14.	Clasificación volumétrica. Colegio S006. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: forma de H.....	56
Figura 15.	Clasificación volumétrica. Colegio S050. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: compacto.....	56
Figura 16.	Clasificación volumétrica. Colegio S026. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: con patios.....	57

Figura 17. Clasificación volumétrica. Colegio S076. Edificio: 1. Tipo: compacto. Subtipo: simétrico.	57
Figura 18. Clasificación volumétrica. Colegio S109. Edificio: 2. Tipo: lineal. Subtipo: pequeño.....	58
Figura 19. Clasificación volumétrica. Colegio S096. Edificio: 2. Tipo: lineal. Subtipo: mediano.....	58
Figura 20. Clasificación volumétrica. Colegio S039. Edificio: 1. Tipo: lineal. Subtipo: largo.....	59
Figura 21. Clasificación volumétrica. Colegio S057. Edificio: 1. Tipo: lineal. Subtipo: forma de L.....	59
Figura 22. Clasificación volumétrica. Colegio S067. Edificio: 1. Tipo: lineal. Subtipo: varios.....	60
Figura 23. Clasificación volumétrica. Colegio S112. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: volúmenes.....	60
Figura 24. Clasificación volumétrica. Colegio S071. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: irregular.....	61
Figura 25. Clasificación volumétrica. Colegio S109. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: fusión.....	61
Figura 26. Clasificación volumétrica. Colegio S058. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: forma de E.....	62
Figura 27. Clasificación volumétrica. Colegio S117. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: nexos.....	62
Figura 28. Clasificación volumétrica. Colegio S108. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: múltiple.....	63
Figura 29. Clasificación volumétrica. Colegio S077. Edificio: 1. Tipo: intersección. Subtipo: aspa.....	63
Figura 30. Clasificación volumétrica. Colegio S013. Edificio: 1. Tipo: prisma.....	64
Figura 31. Clasificación volumétrica. Colegio S020. Tipo: yuxtaposición..	64
Figura 32. Clasificación volumétrica. Colegio S025. Tipo: polideportivo...	65
Figura 33. Sección tipo de fábrica de un pie (a) y un pie y medio (b) de ladrillo.	66
Figura 34. Sección tipo forjado unidireccional sanitario (a) y planta tipo (b).....	67
Figura 35. Sección tipo de forjado sanitario (a), forjado unidireccional (b) y bidireccional (c).....	73
Figura 36. Sección cerramientos tipo (a) y división interior (b).....	75
Figura 37. Curva de capacidad de un sistema equivalente a un sistema de múltiples grados de libertad. Software PERSISTAH.....	82

Figura 38. Curva de capacidad bilineal. Sistema equivalente SDOF. Anexo B, EC8, parte 1.....	85
Figura 39. Diagrama de flujo del algoritmo desarrollado para el método iterativo N2 (Estêvão, 2019).....	86
Figura 40. Curva de capacidad del sistema estructural elástica perfectamente plástica siendo $d_{ti}^* = d_m$	87
Figura 41. Determinación del desplazamiento objetivo para un sistema equivalente SDOF para periodos cortos (a) y largos (b). Anexo B, EC8, parte 1.....	88
Figura 42. Curva de capacidad del sistema estructural elástica perfectamente plástica siendo $d_{ti}^* < d_m$	89
Figura 43. Curva de capacidad del sistema estructural elástica perfectamente plástica siendo $d_{ti}^* > d_m$	90
Figura 44. Interfaz método N2 en el programa PERSISTAH.....	91
Figura 45. Esquemas método del espectro de capacidad–demanda (Estêvão, 2019).....	92
Figura 46. Proceso iterativo del espectro de capacidad–demanda (Estêvão, 2019).....	93
Figura 47. Curva de capacidad y estados límites de daño. Programa PERSISTAH.....	95
Figura 48. Curva de rendimiento. Programa PERSISTAH.....	96
Figura 49. Curvas de fragilidad. Programa PERSISTAH.....	98
Figura 50. Esquema de funcionamiento del programa PERSISTAH. Obtención del <i>School-Score</i>	100
Figura 51. Base de datos colegios. Programa PERSISTAH.....	101
Figura 52. Menú para georreferenciación de los colegios. Imagen aérea.....	101
Figura 53. Caracterización general del colegio.....	102
Figura 54. Exportación de la localización de los colegios en Google Earth. Programa PERSISTAH.	102
Figura 55. Base de datos de los colegios. Programa PERSISTAH.....	103
Figura 56. Módulo de introducción de las curvas de capacidad.....	103
Figura 57. Base de datos colegios. Programa PERSISTAH.....	104
Figura 58. Módulo de acción sísmica. Espectro de respuesta.....	105
Figura 59. Acción sísmica correspondiente a un escenario sísmico.....	105
Figura 60. Clasificación de los colegios en función del <i>School-Score</i> . Software PERSISTAH.....	106
Figura 61. Punto de desempeño. Método N2.....	107
Figura 62. Curvas de fragilidad.....	107

Figura 63. Ejemplo de exportación de los resultados filtrados para Google Earth.....	108
Figura 64. Esquemas de sistemas de rigidización de diafragmas horizontales: a) Losa de hormigón armado sobre forjado existente; b) Placa metálica sobre forjado existente; c) Aumento del canto mediante capa de madera contrachapada (Forjados de madera); d) Arriostramiento bajo forjado existente.....	112
Figura 65. Esquemas sistemas de rigidización mediante contrafuertes: a) Hormigón armado; b) Perfiles de acero	113
Figura 66. Esquemas sistemas de rigidización: (a) Pórticos triangulados; (b) Muros pantalla.....	115
Figura 67. Ferrocemento. Esquema y detalle constructivo.....	128
Figura 68. Malla de redondos de acero cubierta por hormigón proyectado. Esquema y detalle constructivo.....	129
Figura 69. Bandas de acero externas. Esquema y detalle constructivo.....	130
Figura 70. Malla rectangular de bandas de acero. Esquema y detalle constructivo.....	130
Figura 71. Sistema de atado tridimensional. Esquema y detalle constructivo.....	130
Figura 72. Inyección de lechada o resina epoxi. Esquema y detalle constructivo.....	131
Figura 73. Inyección de lechada o resina epoxi en grietas. Esquema y detalle constructivo.	131
Figura 74. Actuación general con elementos de hormigón armado. (a) núcleo rígido y (b)confinamiento con pilares y vigas de HA. Esquemas y detalles constructivos.....	132
Figura 75. Esquemas configuraciones de refuerzo mediante bandas de CFRP.	134
Figura 76. Recercado metálico en hueco. Esquema en alzado y sección....	135
Figura 77. Sistemas de refuerzo analizados: malla de acero (a), malla de CFRP (b) y recercados de acero (c).....	136
Figura 78. Esquemas tipo de sistemas de rigidización mediante pórticos triangulados.....	139
Figura 79. Sistema de rigidización. Pantalla de hormigón armado.....	141
Figura 80. Sistema de rigidización. Pantallas metálicas.....	141
Figura 81. Esquemas de sistemas de mejora de la capacidad de deformación mediante la adición de confinamiento: a) Camisa de hormigón armado; b) Camisa de acero; c) Camisa de acero continua; d) Camisa de FRP.....	143

Figura 82. Planta baja. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).....	147
Figura 83. Planta primera. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).....	148
Figura 84. Alzado Norte. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).	149
Figura 85. Alzado Sur. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).....	149
Figura 86. Alzado Este. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).....	150
Figura 87. Alzado Oeste. C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).....	150
Figura 88. Detalles constructivos. Proyecto de refuerzo sísmico del colegio C.E.I.P. Los Llanos, Almonte (Huelva).....	152

El presente documento tiene como objetivo la presentación del trabajo desarrollado en el proyecto europeo de investigación PERSISTAH (*Projetos de Escolas Resilientes aos SISMos no Território do Algarve e de Huelva*, en portugués), desarrollado de forma cooperativa entre la Universidad de Sevilla (España) y la Universidad del Algarve (Portugal). Dicho proyecto tiene la finalidad principal de contribuir a una sociedad más resiliente a los sismos a través del entorno escolar. Para lograr el objetivo propuesto, el proyecto ha seguido dos caminos paralelos: por un lado, estudiar y evaluar el riesgo sísmico de edificios de educación primaria en el territorio del Algarve (Portugal) y Huelva (España). Por otro lado, se pretende aumentar la conciencia del riesgo sísmico de la comunidad educativa.

El proyecto sustenta su relevancia en los siguientes aspectos esenciales: la singularidad sísmica de esta zona geográfica, el interés en la tipología de edificios escolares y el análisis de su vulnerabilidad sísmica, la gran necesidad de una metodología de refuerzo sísmico específica, la cual ha sido aplicada en dos colegios piloto de Huelva y el Algarve, la comunicación del riesgo sísmico a la comunidad escolar, y finalmente, la cooperación internacional para la reducción de riesgos.

La presente guía se centra en los aspectos más técnicos del proyecto, presentándose en ella primero la metodología y la normativa sísmica aplicada en el análisis de la vulnerabilidad y el posterior refuerzo sísmico de los edificios escolares. A continuación, se describe la peligrosidad sísmica de la zona del Algarve y Huelva, así como la acción sísmica utilizada para el análisis sísmico en función de las distintas normativas sísmicas en cada región. Después, se exponen la caracterización y clasificación tipológica de los edificios escolares estudiados, así como su posterior análisis sísmico. Por último, se proponen diferentes técnicas de refuerzo sísmico basadas en las diferentes normativas y estudiadas en el proyecto.

Los aspectos relacionados con la comunicación del riesgo sísmico y las medidas de autoprotección a la comunidad educativa quedan recogidos en las guías *¿Por qué se mueve el suelo?* y *Guía práctica para un colegio resiliente a los sismos* de esta misma editorial.