

Comportamiento mecánico de cerramientos de fábrica de ladrillo no portantes

FRANCISCO JOSÉ CUBEL ARJONA

EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

TESIS DOCTORAL

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE CERRAMIENTOS DE FÁBRICA DE LADRILLO NO PORTANTES



AUTOR: FRANCISCO JOSÉ CUBEL ARJONA

DIRECTORES: ÁNGELES MAS TOMÁS
VICENTE GALVAÑ LLOPIS
ENRIQUE GIL BENSO

FECHA: FEBRERO 2013



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Universidad Politécnica de Valencia
Departamento de Construcciones Arquitectónicas

COMPORAMIENTO MECÁNICO DE CERRAMIENTOS DE FÁBRICA DE LADRILLO NO PORTANTE

TESIS DOCTORAL

Autor: Francisco José Cubel Arjona

Directores: Ángeles Mas Tomás
Vicente Galvañ Llopis
Enrique Gil Benso

Valencia, febrero de 2.013



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Esta editorial es miembro de la UNE, lo que garantiza la difusión y comercialización de sus publicaciones a nivel nacional e internacional.

© Francisco José Cubel Arjona

Primera edición, 2013

© de la presente edición:

Editorial Universitat Politècnica de València
www.editorial.upv.es

ISBN: 978-84-9048-069-4 (versión impresa)

Queda prohibida la reproducción, distribución, comercialización, transformación, y en general, cualquier otra forma de explotación, por cualquier procedimiento, de todo o parte de los contenidos de esta obra sin autorización expresa y por escrito de sus autores.

AGRADECIMIENTOS

Concluido el periodo de elaboración de la presente tesis, quiero mostrar mi gratitud hacia todas las personas que han compartido conmigo estos años de investigación, que con su entusiasmo, confianza y gran apoyo han hecho posible su desarrollo.

Estoy inmensamente agradecido con los directores de esta tesis, Ángeles Mas Tomás, Enrique Gil Benso y Vicente Galvañ Llopis, por su dedicación, profesionalidad y el respaldo recibido a lo largo de todo el tiempo que llevamos trabajando juntos, y por su gran disponibilidad y asistencia para solucionar todo tipo de cuestiones surgidas en el desarrollo de los trabajos. Me gustaría agradecer de una forma muy especial a Ángeles Mas Tomás el incentivarme y mostrarme su apoyo, su colaboración brindada durante toda la tesis, y mostrarme la importancia y el respeto por la investigación y la docencia. A Enrique Gil Benso, por su generosidad y dedicación al enseñarme los conocimientos necesarios para aplicar el método de los elementos finitos a un cerramiento de fábrica de ladrillo y responder a todas las cuestiones formuladas. A Vicente Galvañ Llopis, por todo lo aprendido sobre los materiales de construcción, por su cercanía y su confianza, y por su gran experiencia en la docencia e investigación, y en el trabajo profesional.

A todos los compañeros y amigos de la asignatura Construcción I de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, donde me inicié en la docencia e investigación con la primera beca de colaboración, y encarecidamente a Ángeles Mas Tomás, por confiar en mí desde el principio, y por preocuparse por mi formación y progreso en la universidad. Gracias a su dirección, motivación y aliento nos encontramos en estas líneas.

A todos los amigos y profesores de la asignatura Materiales de Construcción de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia, con especial cariño a los profesores Vicente Galvañ Llopis y María Soriano Cubells, por transmitir la pasión por la docencia, la atención a la asignatura, y su apoyo constante. También quiero agradecer a José Vercher Sanchís su amistad, compañerismo y colaboración en la aplicación del método de los elementos finitos.

A toda mi familia, por su apoyo y preocupación a lo largo de toda mi formación y carrera profesional. Especialmente a mis padres, por su infinita confianza, y por animarme y apoyarme en todas las decisiones tomadas a largo de la vida. Y sobre todo a Natalia, por su entusiasmo, comprensión y cariño, ya que de no ser así este trabajo no podría haberse realizado.

RESUMEN

Las fachadas de fábrica de ladrillo no portantes son uno de los cerramientos más utilizados en la arquitectura residencial actual en España. Se trata de una tipología con siglos de historia pero que todavía sigue vigente debido a la tradición de la industria cerámica y su facilidad de ejecución y mantenimiento.

Este tipo de cerramiento se construye tradicionalmente en España apoyando su hoja exterior en los forjados del edificio, lo cual conlleva problemas de estabilidad de esta hoja, problemas de aislamiento térmico y de estanquidad frente al agua. Se han encontrado multitud de edificios con estas lesiones clasificándolas en función de su origen. Para suplir estos inconvenientes surge la fachada autoportante, heredera del *cavity wall*, que se separa de los forjados dejando una cámara de aire continua. Esta fachada transmite las cargas verticales, debidas al peso propio, directamente a cimentación, y transmite las cargas horizontales, debidas al viento, a la estructura del edificio mediante anclajes metálicos.

El objetivo de esta tesis es realizar un estudio sobre el comportamiento mecánico de los cerramientos de ladrillo para proponer mejoras que eviten los problemas de estabilidad y resistencia. Para ello se estudia la normativa actual, se analizan los modelos de comportamiento y ensayos realizados.

Después de analizar los modelos de comportamiento de la fábrica existentes se emplea el método de los elementos finitos. Con este modelo se estudia el comportamiento del cerramiento, tanto del cerramiento tradicional como del cerramiento autoportante continuo por delante de la estructura. Se realiza una investigación sobre su comportamiento frente a acciones horizontales observando la influencia del tamaño de los huecos, la geometría de los anclajes, el efecto de cargas verticales y la posible colaboración de la hoja interior. Este método permite prever la aparición de fisuras con objeto de evitarlas mediante el refuerzo de la fábrica, comprobando además la eficacia de los refuerzos.

Una vez realizado el estudio, se proponen soluciones constructivas para ejecutar los cerramientos resolviendo los requisitos de estabilidad y resistencia, evitando la aparición de fisuras, y teniendo en cuenta otros aspectos como el aislamiento y la impermeabilización.

RESUM

Les façanes de fàbrica de rajola no portants són un dels tancaments més utilitzats en l'arquitectura residencial actual a Espanya. Es tracta d'una tipologia amb segles d'història però que encara segueix vigent a causa de la tradició de la indústria ceràmica i la seua facilitat d'execució i manteniment.

Aquest tipus de tancament es construeix tradicionalment a Espanya recolzant la seua fulla exterior en els forjats de l'edifici, la qual cosa comporta problemes d'estabilitat d'aquesta fulla, problemes d'aïllament tèrmic i d'estanquitat davant l'aigua. S'han trobat multitud d'edificis amb aquestes lesions classificant-les en funció del seu origen. Per suplir aquests inconvenients apareix la façana autoportant, hereva del *cavity wall*, que es separa dels forjats deixant una cambra d'aire contínua. Aquesta façana transmet les càrregues verticals, degudes al pes propi, directament a fonamentació, i transmet les càrregues horitzontals, degudes al vent, a l'estructura de l'edifici mitjançant anclatges metàl·lics.

L'objectiu d'aquesta tesi és realitzar un estudi sobre el comportament mecànic dels tancaments de rajola per proposar millores que evitin els problemes d'estabilitat i resistència. Per això s'estudia la normativa actual, s'analitzen els models de comportament i assajos realitzats.

Després d'analitzar els models de comportament de la fàbrica existents s'empra el mètode dels elements finits. Amb aquest model s'estudia el comportament del tancament, tant del tancament tradicional com del tancament autoportant continu per davant de l'estructura. Es realitza una investigació sobre el seu comportament enfront d'accions horitzontals observant la influència de la grandària dels buits, la geometria dels anclatges, l'efecte de càrregues verticals i la possible col·laboració de la fulla interior. Aquest mètode permet preveure l'aparició de fissures a fi d'evitar-les mitjançant el reforç de la fàbrica, comprovant a més l'eficàcia dels reforços.

Un vegada realitzat l'estudi, es proposen solucions constructives per executar els tancaments resolvent els requisits d'estabilitat i resistència, evitant l'aparició de fissures, i tenint en compte altres aspectes com l'aïllament tèrmic i la impermeabilització.

ABSTRACT

The façades of brick enclosures are one of the most widely used in current residential architecture in Spain. It is a type of facade with centuries of history, but that still stands due to the tradition of the ceramics industry and its ease of implementation and maintenance.

This type of enclosure is built traditionally in Spain supporting its outer sheet in the floors of the building, which leads to stability problems of this sheet problems of thermal insulation and sealing against water. Lots of buildings have been found with these damages. Damages are classified according to their origin. To meet these disadvantages arises self supporting facade, heir to the cavity wall, which is separated from the floors leaving a continuous air chamber. This facade transmits vertical loads, due to the weight directly to foundations, and transmits horizontal loads, due to wind, the building structure by metal anchors.

The objective of this thesis is to study the mechanical behavior of brick enclosures to propose improvements to avoid the problems of stability and strength. To this end, the current legislation, behavior patterns and trials have been analyzed.

The finite element method have been used, after analyzing the behavior patterns of the masonry. The behavior of the enclosure and the traditional enclosure and self supporting enclosure have been studied. The investigation into his behavior towards horizontal actions is performed noting the influence of the size of the holes, the geometry of the anchors, the effect of vertical loads and possible collaboration of the inner leaf. This method can predict the appearance of cracks in order to avoid them by reinforcing the masonry and checking the effectiveness of the reinforcements.

Following the study, constructive solutions are proposed to construct the enclosures solving Stability and strength requirements, avoiding the appearance of cracks, and considering other aspects such as insulation and waterproofing.

ÍNDICE

0. INTRODUCCIÓN	19
0.1. Objetivos de la tesis.....	19
0.2. Justificación y relevancia de la investigación	20
0.3. Descripción del proceso de investigación	21
1. FÁBRICAS DE LADRILLO EN LA CONSTRUCCIÓN.....	23
1.1. Introducción	23
1.2. Composición de una fábrica de ladrillo	26
1.2.1. El ladrillo	26
1.2.2. El mortero.....	40
1.2.3. Aparejo y juntas.....	43
1.3. Sistemas constructivos	46
1.3.1. Sistemas portantes	46
1.3.2. Sistemas no portantes.....	50
1.4. Evolución de la fachada de ladrillo.....	52
1.5. Evolución de las fachadas en España	58
1.6. Definición de sistemas constructivos en la actualidad.....	64
1.6.1. Cerramiento con cámara de aire inserta en la estructura	64
1.6.2. Cerramiento con cámara de aire corrida y continua por delante de la estructura	78
2. LOS CERRAMIENTOS DE FÁBRICA DE LADRILLO EN LA NORMATIVA VIGENTE	89
2.1. UNE Ladrillos	89
2.1.1. Designación	89
2.1.2. Características exigibles a los ladrillos.	92
2.2. UNE Morteros.....	93

2.3. Código Técnico de la Edificación	96
2.3.1. CTE-DB-H. Salubridad	96
2.3.2. CTE-DB-SUA. Uso	105
2.3.3. CTE-DB-SI. Incendios.....	106
2.3.4. CTE-DB-HR. Protección frente al ruido	108
2.3.5. CTE-DB-SE. Seguridad estructural.	110
2.3.6. CTE-DB-SE AE. Acciones en la Edificación.....	110
2.3.7. CTE-DB-SE F. Fábricas	114
2.4. Norma sismorresistente	133
2.5. Otras normativas en el ámbito europeo	135
3. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE UN CERRAMIENTO DE LADRILLO.	137
3.1. Modelos de comportamiento.....	139
3.1.1. Pared libre en cabeza sometida a su peso propio.....	140
3.1.2. Pared libre en cabeza a carga vertical y horizontal	141
3.1.3. Pared anclada en cabeza	142
3.1.4. Pared anclada en todos sus bordes	144
3.1.5. Pared cargada.	146
3.1.6. Pared no portante entre forjados	149
3.1.7. Efecto arco.....	151
3.1.8. Efecto placa	153
3.1.9. Efecto arco / efecto placa. Dominios de comportamiento	157
3.1.10. Pared esbelta	167
3.2. Comportamiento mecánico de los cerramientos.....	169
3.2.1. Cerramientos con cámara de aire interrumpida por la estructura	169
3.2.2. Cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura	191
3.2.3. Huecos en fachada	202
3.2.4. Antepecho	207

4. FISURACIÓN EN OBRAS DE FÁBRICA. MODELOS Y ENSAYOS	211
4.1. Estudio de la fisuración frente a deformaciones impuestas	214
4.2. Estudio de la fisuración por tracción y cortante	220
4.3. Estudio de la fisuración por movimientos térmicos.....	224
4.4. Estudio de la expansión por humedad	228
4.4.1. Expansión por humedad en ladrillos	229
4.4.2. Expansión por humedad en muros	233
4.4.3. Evitar daños provocados por expansión por humedad	235
4.5. Estudio de los daños provocados por impactos	236
5. MODELIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS	239
5.1. Método de los Elementos Finitos.....	239
5.1.1. Introducción histórica	239
5.1.2. Conceptos básicos	242
5.2. Modelos de cálculo para obras de fábrica	244
6. ESTUDIO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE UN CERRAMIENTO DE OBRA DE FÁBRICA.....	261
6.1. Datos comunes	262
6.1.1. Composición y geometría.....	262
6.1.2. Modelización utilizada.....	265
6.1.3. Características de la fábrica de ladrillo.....	268
6.1.4. Carga de viento.....	270
6.1.5. Calibración del modelo.....	271

6.2. Cerramiento con hoja exterior interrumpida a nivel de estructura	277
6.2.1. Geometría.....	277
6.2.2. Análisis de tensiones	278
6.2.3. Análisis de desplazamientos.....	280
6.2.4. Fisuración.....	282
6.3. Cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura	284
6.3.1. Estabilidad de la fachada: definiciones y parámetros	284
6.3.2. Geometría.....	286
6.3.3. Análisis de tensiones	287
6.3.4. Análisis de desplazamientos.....	289
6.3.5. Fisuración.....	290
6.4. Comparativa H.E. inserta en la estructura y H.E. continua por delante de la estructura.	292
6.4.1. Comparativa de tensiones.....	293
6.4.2. Comparativa de desplazamientos	296
6.4.3. Comparativa de la fisuración	298
6.5. Medidas propuestas para mejorar el comportamiento	300
6.5.1. Justificación de la eficacia de las mejoras	301
6.6. Disposición de los anclajes	303
6.6.1. Geometría de los modelos	304
6.6.2. Movimiento perpendicular al plano de fachada	307
6.6.3. Fisuración.....	309
6.7. Influencia del tamaño de los huecos.....	312
6.7.1. Geometría de los modelos	313
6.7.2. Tensiones.....	315
6.7.3. Movimiento perpendicular al plano de fachada	321
6.7.4. Fisuración.....	326
6.7.5. Caso del paño entre huecos	331

6.8. Influencia de las cargas verticales en la estabilidad de la fábrica	335
6.8.1. Geometría de los modelos	335
6.8.2. Movimiento perpendicular al plano de fachada	336
6.9. Anclaje a la hoja interior.....	337
6.9.1. Geometría de los modelos	340
6.9.2. Tensiones.....	341
6.9.3. Movimiento perpendicular al plano de fachada	341
6.9.4. Fisuración	345
7. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	347
7.1. Cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura	347
7.1.1. Aplicación constructiva del análisis de los resultados.....	347
7.1.2. Arranque de cimentación	348
7.1.3. Contorno de los huecos.....	350
7.1.4. Último paño y coronación del muro	352
7.1.5. Soluciones con hoja interior de ladrillo hueco	354
7.2. Cerramientos con hoja exterior inserta en la estructura	358
7.2.1. Arranque de cimentación	359
7.2.2. Contorno de huecos	360
7.2.3. Último paño y coronación del muro	360
8. CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO	365
8.1. Conclusiones.....	365
8.2. Futuras líneas de investigación	372

ANEJO: TOMA DE DATOS.....	373
A.1. Grietas y fisuras en paramentos ciegos	373
A.1.1. Fisura en ladrillo por aplastamiento del mortero	375
A.1.2. Desprendimientos en lajas.....	377
A.1.3. Manchas y descantillamiento.....	378
A.1.4. Deterioro superficial	379
A.1.5. Deformaciones impuestas por la estructura.....	380
A.1.6. Agrietamiento en voladizos.....	389
A.1.7. Fisuración del cerramiento sobre elemento rígido.....	392
A.1.8. Desprendimiento revestimiento de frente de forjado.....	395
A.1.9. Agrietamiento y abombamiento hacia el exterior en apoyos.....	398
A.1.10. Efectos de la acumulación de cargas	399
A.1.11. Fractura vertical en pilares.....	400
A.1.12. Influencia de la adherencia del mortero	404
A.1.13. Acción del viento	406
A.1.14. Rotura por solicitaciones dinámicas	407
A.1.15. Interacción con la estructura	409
A.1.16. Grietas que se producen en los puntos de coacción	412
A.2. Grietas y fisuras en paramentos con huecos	413
A.2.1. Fisuración en la parte superior e inferior del hueco.....	413
A.2.2. Fisuras en zona de cargaderos y dinteles.....	419
A.2.3. Solución al problema del contorno de los huecos	422

A.3. Grietas y fisuras debidas a la ausencia de juntas	428
A.3.1. Fisura vertical en pequeños quiebros	429
A.3.2. Abombamiento y desplome	432
A.3.3. Agrietamientos en esquinas de ventanas	434
A.3.4. Grietas en el encuentro entre cerramientos	436
A.3.5. Agrietamientos y desplazamientos	437
A.3.6. Deficiente ejecución de la junta de dilatación	438
A.3.7. Ausencia de junta de dilatación en puntos singulares.....	439
A.3.8. Ausencia de junta de dilatación la cubierta	440
A.4. Intervención sobre la estabilidad de una fábrica de ladrillo	441
A.4.1. Aumento de la longitud del apoyo en cada planta	441
A.4.2. Reducción de la esbeltez o longitud de los paños	445
A.4.3. Reposición de la hoja exterior.....	450
BIBLIOGRAFÍA	453

0. INTRODUCCIÓN

0.1. Objetivos de la tesis

Las fachadas no portantes de ladrillo caravista son uno de los cerramientos más utilizados en la arquitectura residencial actual en España. Los motivos de su uso son la tradición de la industria cerámica y su facilidad de ejecución y mantenimiento.

Los cerramientos deben cumplir con los requisitos de estabilidad, estanquidad y aislamiento. Estos requisitos se resolvían antiguamente gracias al gran espesor de los muros de carga. Con la evolución de las estructuras de hormigón armado y acero, los cerramientos pierden su función estructural y minimizan su espesor evolucionando hasta un cerramiento multicapa donde cada hoja se especializa en una función.

Los cerramientos no portantes se construyen tradicionalmente en España apoyando su hoja exterior en los forjados del edificio, lo cual conlleva problemas de estabilidad de esta hoja, problemas de aislamiento térmico y de estanquidad frente al agua. Para suplir estos inconvenientes surge la fachada ventilada autoportante, que separa de los forjados dejando una cámara de aire continua. Esta fachada transmite las cargas verticales directamente a cimentación, y transmite las cargas horizontales debidas al viento mediante anclajes metálicos a la estructura del edificio.

La entrada en vigor del Código Técnico de la Edificación ha supuesto, entre otros muchos aspectos, la obligación de justificar la estabilidad estructural del cerramiento a las acciones que se vea sometido. Para elementos de fábrica introduce dos modelos de comportamiento, que puede ser tipo arco o bien tipo placa.

Los objetivos de la tesis son analizar el estado de los cerramientos en la normativa vigente, realizar una toma de datos de los cerramientos de fábrica de ladrillo construidos en los últimos años detectando sus principales lesiones, estudiar el comportamiento mecánico de los cerramientos haciendo hincapié en su estabilidad frente acciones horizontales utilizando el método de los elementos finitos y proponer soluciones de aplicación práctica para el proyectista a la hora de diseñar un cerramiento de fábrica.

0.2. Justificación y relevancia de la investigación

Los cerramientos, por su carácter no estructural, se han construido siguiendo criterios de la buena construcción, sin justificar su estabilidad estructural como sí se hace con la estructura del edificio.

La investigación del comportamiento mediante elementos finitos ha abordado en múltiples ocasiones el comportamiento de los muros de fábrica comprobando su estabilidad y resistencia. También existen investigaciones sobre cerramientos no portantes con la hoja exterior inserta en la estructura. Estos cerramientos han tenido problemas de estabilidad, aislamiento y estanquidad. Para suplir estos problemas se plantea el cerramiento autoportante continuo por delante de la estructura.

Se ha realizado un estudio mediante elementos finitos del cerramiento para llegar a un diseño capaz de mejorar las funciones del cerramiento, haciendo hincapié en la estabilidad. Se estudia el estado tensional de la hoja exterior del cerramiento, se analizan los desplazamientos que sufren sus puntos y se predice la fisuración que sufrirá la fábrica.

A partir de las conclusiones del estudio mediante elementos finitos se presentan detalles constructivos completos de las dos tipologías de cerramientos analizados. Los detalles tienen una importancia práctica de cara a la resolución de cerramientos en los edificios de acuerdo con la normativa vigente, y cumpliendo los requisitos de estabilidad, aislamiento y estanquidad, de manera que el arquitecto pueda tenerlos en cuenta en su proyecto.

Parte de esta investigación ha sido recogida en el artículo *Design and construction recommendations for brick enclosures with continuous air chamber* publicado en la revista indexada en el JCR *Construction and building Materials* en Abril de 2.012.

0.3. Descripción del proceso de investigación

La presente tesis supone una recopilación de información existente sobre el comportamiento mecánico del cerramiento, estudiando su estabilidad y resistencia, desde la normativa vigente hasta los artículos de investigación más recientes.

Se aplica la comprobación según Código Técnico de la Edificación a distintas tipologías de cerramientos de ladrillo, como son el cerramiento apoyado en los forjados, el apoyado en forjados y pilares, con junta horizontal en cabeza, con lámina impermeable en su arranque y soluciones de hoja exterior continua por delante de la estructura.

El estudio de las lesiones aparecidas en los cerramientos no portantes en el parque construido de edificios, mayoritariamente residenciales, indica los problemas que esta tipología de cerramiento tiene para cumplir con las funciones exigidas por el Código Técnico de la Edificación.

Los cerramientos con la hoja exterior continua por delante de la estructura resuelven con su diseño gran parte de los problemas que tienen los cerramientos tradicionales. Se estudia su comportamiento mecánico mediante el análisis con elementos finitos, localizando las zonas con mayores esfuerzos y fisuración, para una propuesta de mejora del sistema.

Para ello se modelizan distintas soluciones de fachada incluyendo paños ciegos y con aberturas, distintas geometrías de anclajes, influencia de la carga vertical y posibilidad de colaboración de la hoja interior. Estos modelos se someten a la carga vertical de su peso propio y a la carga horizontal hasta su rotura. De cada uno se estudia las tensiones, los desplazamientos y la fisuración aparecida.

Las conclusiones del análisis se recogen y se materializan en detalles constructivos concretos para construir cerramientos con un menor riesgo de fisuración de su hoja exterior.

1. FÁBRICAS DE LADRILLO EN LA CONSTRUCCIÓN

1.1. Introducción

“Se entiende por fábrica todo elemento de obra obtenido por colocación de ladrillos, bloques, piedras de cantería o adobes, unos junto a otros y sobre otros, ordenadamente y solapados de acuerdo con unas determinadas leyes de trabas”.¹

Los muros de fábrica son elementos sustentantes lineales formados por la unión de piezas, pequeñas, unidas con mortero. El aparejo es el encargado de unir las piezas. La unión de las piezas se consigue gracias a la trabazón de las piezas y a la adherencia entre ellas. La trabazón hace referencia a la colocación ordenada de las piezas formando un entrelazado que las una, para ello la junta que se crea entre dos piezas debe quedar solapada por una pieza en la hilada superior, en todo el espesor de la fábrica. La adherencia surge del empleo del mortero, ya sea de cemento, de cal o bastardo, que une las piezas enlazadas por la trabazón.

En una fábrica de ladrillo se busca un comportamiento resistente homogéneo, Figura 1.1, de manera que las cargas se vayan distribuyendo a lo largo del muro. Dicho comportamiento se consigue cohesionando entre sí los ladrillos con un material aglomerante, el mortero, y evitando la formación de planos débiles por los cuales pueda romper la fábrica al entrar en carga.

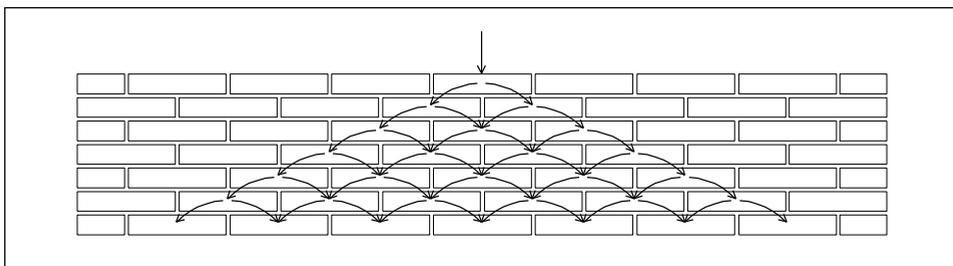


Figura 1.1 Transmisión de cargas en una fábrica de ladrillo.

¹ Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja. Obras de Fábrica. Madrid 1971.

El ladrillo es un material tradicional, son siglos de historia, que ya cualificaba la arquitectura romana y que hoy sigue teniendo un papel crucial en la arquitectura contemporánea, donde sigue demostrando su gran versatilidad.

Las fábricas han acompañado a la arquitectura a lo largo de toda su historia. En la Grecia del segundo milenio antes de nuestra era se perfeccionaron los aparejos ciclópeos, formados por grandes piezas de piedra sin desbastar. Entre ellos se introducían piezas de menor tamaño. Las piezas que forman la fábrica podían ser poligonales, piedras labradas de arista viva o con los ángulos rebajados. Los trapezoidales micénicos, antecesores del aparejo helénico, están formados por sillares labrados de arista viva y dispuestos en hiladas regulares con distintos formatos y aparejos. Los griegos usaron el *emplecton*, consistente en un muro con los paramentos exteriores regulares estando el interior compuesto por un relleno de argamasa.

El Imperio Romano fue un gran impulsor de estos materiales. En Roma también se usaron los aparejos para muros de fábrica de piedra. Los aparejos romanos se designan con la palabra *opus*, obra, seguida de un adjetivo que lo identifica. Otra de las construcciones más usadas por los romanos fue el muro con piedra labrada en las dos caras vistas del muro mientras que rellenaban el espacio interior con *opus caementicium*, una argamasa formada por áridos y cal. La Figura 1.2 muestra un muro ejecutado con *opus testaceum*, con sus dos caras vistas de ladrillo y el interior ejecutado con *opus caementicium*. Los romanos también utilizaron la fábrica de ladrillo cuando no contaban con piedra, era el llamado *opus latericium*. Con muros de mayores espesores también utilizaban rellenos, la técnica era la misma que con los muros de piedra, las dos caras del ladrillo se construían con ladrillos y el interior se rellena con *opus caementicium*. Otros aparejos en los que se utilizaban ladrillos eran el *opus spicatum*, espiga, realizado con ladrillos colocados inclinados y dispuestos alternativamente en forma de espiga, y el *opus piscatum*, realizado disponiendo los ladrillos inclinados 45º, que cambian el sentido en cada capa sucesiva. Cuando utilizaban ladrillos crudos, secados al sol, el aparejo era *opus latericium*, y cuando los ladrillos estaban cocidos, el aparejo pasaba a denominarse *opus testaceum*. El *opus mixtum* consistía en disponer franjas alternas de mampostería, ladrillo o tapial.

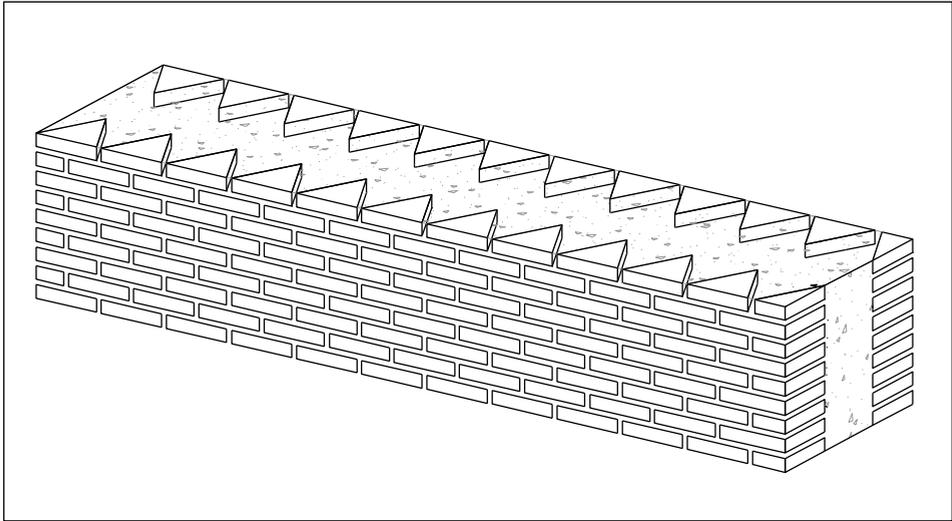


Figura 1.2. Opus testaceum romano.

Estos aparejos se mantuvieron en las siguientes épocas. Van apareciendo otros aparejos como el aparejo a sogas, donde los ladrillos muestran su cara de mayor longitud al exterior; el aparejo a tizón, donde la cara que muestran es la de menor longitud; y diversos aparejos que mezclan la disposición a soga y tizón.

En la Edad Media aparecen los primeros criterios de cálculo, utilizados principalmente para la construcción de catedrales. El mayor avance en el cálculo se dio en el Renacimiento al considerarse el comportamiento y la resistencia de los materiales, lo que fue el primer paso para realizar cálculos basados en las propiedades físicas y mecánicas de los materiales.

Young y Poisson en los siglos XVIII y XIX se establecieron los criterios elásticos de los materiales. Con esta base en los años posteriores se estudia el comportamiento de vigas, pilares, arcos y muros, apareciendo teorías sobre el comportamiento estructural de las fábricas.

En el siglo XX se introducen los conceptos de seguridad y estados límite. La normativa de cada país guía la construcción de las fábricas, introduciendo conceptos de control de calidad y sistemas constructivos.

En España la normativa sobre fábrica de ladrillo fue la MV-201/1972, Muros resistentes de fábrica de ladrillo. Fue derogada por la NBE-FL-90 y el pliego

general para materiales cerámicos RL-88. La normativa NBE, de obligado cumplimiento, se aplicaba en el proyecto y la ejecución de muros resistentes de fábrica de ladrillo en toda edificación. Esta normativa fue derogada con la aparición del Código Técnico que incluye un documento específico para la comprobación de fábricas de ladrillo para edificios de vivienda, CTE-SE-F. Las especificaciones que deben cumplir los ladrillos se recogen en la norma UNE 771. El Código Técnico recoge las fábricas tanto si actúan con función resistente como si no.

Hasta la entrada en vigor del CTE las prestaciones y especificaciones técnicas de las fábricas no han sido suficientemente consideradas en la normativa de las últimas décadas. La construcción de los cerramientos se realizó sin el respaldo de una normativa específica, basándose en reglas de la buena construcción, fruto de la experiencia de la construcción.

El CTE ha supuesto un paso importante en la unificación de criterios a nivel europeo y da respaldo a sistemas constructivos que hasta su entrada en vigor no lo tenían.

1.2. Composición de una fábrica de ladrillo

La fábrica de ladrillo es un material heterogéneo y anisótropo constituido por ladrillos y mortero. Los materiales que forman la fábrica son importantes de cara a estudiar el comportamiento del elemento constructivo a lo largo de la vida útil. Por ejemplo, de la calidad de las materias primas dependerá el grado de expansión por humedad de los ladrillos cerámicos y en función del método del moldeo obtendremos piezas más o menos heladizas.

1.2.1. El ladrillo

La materia prima principal de ladrillo es la arcilla. Antes de conocerse la técnica para convertir la arcilla en un material cerámico, es decir, la cocción, la arcilla fue utilizada para levantar muros de carga.

Los materiales cerámicos son el primer pétreo artificial fabricado por el hombre. Los pétreos artificiales se fabrican a partir de los materiales pétreos naturales, mediante distintos procesos que transforman estas materias primas, permitiéndonos moldearlas antes de que alcancen su resistencia mecánica.

Los procesos por los cuales estos materiales alcanzan unas prestaciones mecánicas suficientes para formar parte de los distintos elementos constructivos son diversos. Los materiales aglomerantes alcanzan su endurecimiento tras un proceso de fraguado (de hidratación o de carbonatación en su caso), es decir un proceso químico que permite su posterior endurecimiento. Los materiales cerámicos se forman a partir de la calcinación de las arcillas. Es por lo tanto un procedimiento por el cual el calor será el medio por el cual se formará un nuevo material con características de material pétreo.

Antes de perfeccionar los sistemas de cocido fueron los utilizados los sistemas de arcilla sin cocer. El tapial consiste es ejecutar muros “in situ” con arcilla. Para ello se utilizaba un encofrado generalmente de madera en el cual se vierte una mezcla de arcilla, arena y paja, por tongadas y se compacta mediante un pisón. Una vez construido se deja secar al sol. Llamamos adobe a la mezcla de arcilla, limos, arena y paja, amasada con agua y moldeada con métodos manuales, secado al sol. El adobe era utilizado para muros de carga, las juntas se realizaban con el mismo material.

Tanto el tapial, Foto 1.1, como el adobe con arcilla sin cocer, de manera que no se ha producido ningún cambio químico en la arcilla. Si añadimos agua, podemos volver a moldear la arcilla. Para que el muro de tapial o de adobe no se vea afectado por el agua se revestía con mortero de cal, que le aporta estanquidad frente al exterior.



Foto 1.1. Muro de tapial

Los productos cerámicos se fabrican a partir de las arcillas, a las que se les añaden materias primas no plásticas para mejorar sus propiedades y el agua necesaria para poder moldearlas. Una vez obtenida la forma deseada se procede al secado de la pieza, en la que se gana cierta rigidez y resistencia, siendo un proceso físico y reversible. Una vez realizado el secado se procede a la cocción del producto en hornos, donde se produce un cambio químico irreversible que da lugar al producto cerámico terminado.

Existen dos tipos de materias primas para los productos cerámicos, las materias primas plásticas y las no plásticas.

Las materias primas plásticas, arcillas y caolines, son rocas sedimentarias disgregadas, constituidas por aluminosilicatos hidratados, con partículas de gran finura que les confiere plasticidad. Son partículas cristalinas que provienen de la descomposición de los feldespatos, por la acción erosiva de la atmósfera, la acción del anhídrido carbónico y emanaciones volcánicas. Una de las características principales de las arcillas es la plasticidad al ser mezclada con agua, lo cual nos permite dar la forma deseada a los productos cerámicos.

Los minerales arcillosos están constituidos por silicatos aluminicos hidratados, que en ciertas arcillas van unidos a otros óxidos, principalmente de hierro, que les dan una coloración rojiza.

Por el contrario, las arcillas caoliníticas tienen elevado contenido de alúmina, y están exentas de otros óxidos que les den coloración. Son blancas y se emplean para la porcelana y otros cerámicos de color blanco.

Los materiales arcillosos tienen una estructura hojosa, en forma de planos paralelos, típica de los silicatos. La arcilla está formada por sílice (SiO_2) y alúmina (Al_2O_3).

La estructura química del sílice tiene forma de tetraedro, estando el átomo de silicio situado en el centro. Cada oxígeno del silicato tiene una valencia para combinarse con iones positivos (Si_2O_3)⁻². Si dos vértices de cada tetraedro se enlazan con otros tetraedros se forma una estructura en cadena o en anillo. Si tres vértices se unen se forma la estructura laminar de las arcillas. Si se unen cuatro vértices se forman redes tridimensionales (cuarzo, tridimita, cristobalita). La Figura 1.3 muestra la unión de los tetraedros.

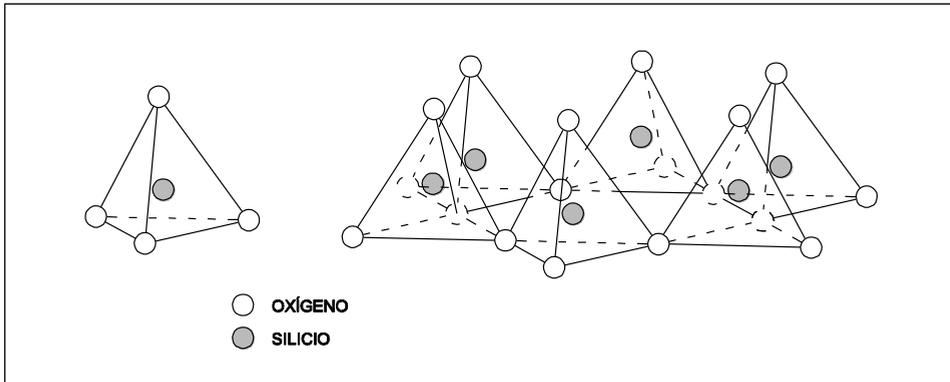


Figura 1.3. Sílice. Composición química. (Souza, 1975)

La alúmina tiene forma de octaedro, formado por iones de aluminio en el centro de octaedro con seis hidroxilos $(Al_2(OH)_4)^{-2}$, que se unen a otros octaedros formando láminas cargadas positivamente. La Figura 1.4 muestra la unión de los octaedros generando estructuras laminares.

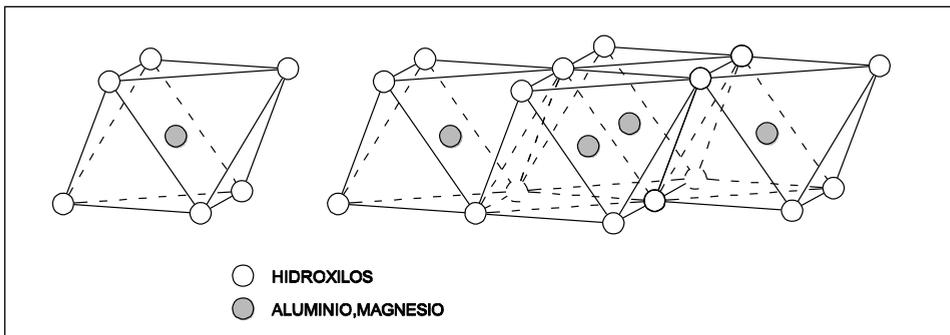


Figura 1.4. Alúmina. Composición química. (Souza, 1975)

Según se unan la sílice y la aluminita tenemos distintos tipos de arcillas. Por ejemplo, la caolinita, está formado por capas de sílice y capas de alúmina $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$, es el mineral arcilloso más puro. La montmorillonita tiene la formulación $Al_2O_3 \cdot 4SiO_2 \cdot nH_2O$, se trata de una arcilla expansiva, aumenta de volumen en contacto con el agua. La variedad haloisita tiene la formulación $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 4H_2O$.

Las materias primas no plásticas son aquellas que se emplean para modificar algunas propiedades de las arcillas. Los más utilizados son los desgrasantes, para reducir la plasticidad y la retracción de las pastas; los fundentes, para rebajar las temperaturas de transformación de las arcillas; los plastificantes, mejoran la capacidad de moldeo de las pastas; quemantes, favorecen la sinterización uniforme de la pasta; materias primas refractarias, que aumentan las temperaturas de transformación.

Otra materia prima necesaria es el agua, que aumenta la capacidad de moldeo de las pastas. Según el tipo de moldeo a emplear sobre las pastas cerámicas tomaremos una cantidad de agua determinada.

Al mezclar la arcilla con el agua se desprende calor, el material se vuelve plástico, aumenta de volumen, y desprende olor a tierra mojada. La propiedad de la plasticidad se refiere al estado intermedio entre sólido y líquido, durante el cual se puede amasar y conformar según se requiera.

Medimos la plasticidad mediante el índice técnico de plasticidad o límites de Atterberg mostrados en la Figura 1.5. La arcilla se encuentra en estado plástico cuando somos capaces de moldear un cordón con ella. Si añadimos agua, llegará un momento no se podrá moldear un cordón, se encuentra en el estado fluido. Si por el contrario, reducimos el porcentaje de agua y el cordón se rompe, se encuentra en el estado frágil.

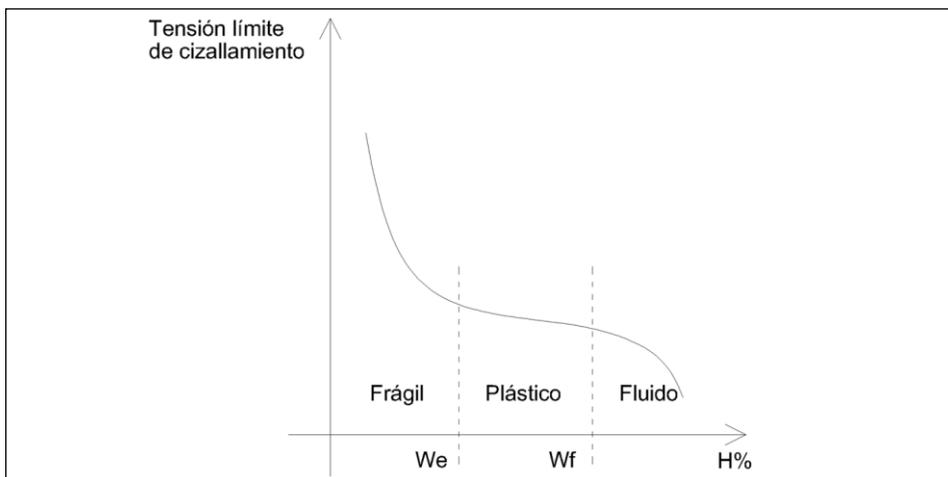


Figura 1.5. Tensión límite de la arcilla en función del contenido de agua.

Se define el índice de plasticidad con la siguiente expresión:

$$P_L = W_f - W_e$$

Donde:

W_e : límite de plasticidad. Es el mínimo contenido de agua necesario para poder moldear un cordón de arcilla.

W_f : límite de fluidez. A partir de este límite la arcilla se comporta como un líquido.

Para la mayoría de los métodos de moldeo necesitaremos un contenido de agua en la arcilla comprendido entre los dos límites.

Según el índice de plasticidad tendremos la clasificación de las arcillas recogida en la Tabla 1.1:

Índice de plasticidad P_L	
<7	Reducida
7-15	Moderada
>15	Elevada

Tabla 1.1. Clasificación de las arcillas en función de la plasticidad.

La temperatura disminuye la plasticidad. También el aire interpuesto entre las partículas de arcilla reduce la plasticidad, introduciéndose en algunas máquinas moldeadoras cámaras de vacío para favorecer la plasticidad.

Otra propiedad importante de las arcillas es la retracción. Se define como retracción, a la reducción de la dimensión lineal y volumétrica de la materia bruta. Se producen dos tipos de retracción, la retracción aérea y la térmica. Es la retracción que se produce durante el secado, debida a la desaparición del agua intersticial. El valor de la retracción aérea varía con la cantidad de fracción fina que contenga la arcilla. Los valores de la retracción aérea son del 2-3% al 10-12%. La retracción térmica es la retracción debida a la cocción de las arcillas, se produce por fusión de partículas de arcillas. Los valores de la retracción térmica son del 2-8%. La suma de la retracción aérea y la retracción térmica se denomina retracción total. Los valores de la retracción térmica son del 5-18%.

Los valores de la retracción elevados en el proceso de fabricación del ladrillo pueden llevar asociado un aumento de expansión por humedad de la cerámica.

Obtenidas las materias primas se procede a preparar las pastas, donde se incluye las operaciones tendentes a la eliminación de impurezas, tales como las arenas, el carbonato cálcico, toda la presencia de nódulos, materia orgánica y sales. También se pretende con esta operación dar el grado de humedad necesario para su posterior moldeo.

Una vez preparadas las pastas arcillosas se procede al moldeo de las piezas. Lo métodos empleados para el moldeo de los ladrillos utilizados para las fábricas son el método manual, mediante una gradilla, la extrusión y la prensa. El método manual requiere una mayor cantidad de agua de amasado (alrededor de un 25%), mientras que los métodos industrializados, como la extrusión y la prensa, requieren un menor porcentaje de agua, alrededor de 15% y 8% respectivamente. La Tabla 1.2 recoge los métodos de moldeo, sus usos y el contenido de agua.

Tipo de moldeo	Contenido de agua	Usos
Colada por barbotina	25-50%	Aparatos sanitarios Piezas especiales
Moldeo manual	25-30%	Ladrillos macizos (de tejar) Tejas curvas
Extrusión	15-20%	Ladrillos macizos, perforados, aligerados y huecos Tejas planas y curvas Piezas para pavimentos Bardos Piezas para ventilación
Prensado	5-10%	Ladrillos macizos Ladrillos de cazoleta Piezas de pavimento Tejas

Tabla 1.2. Moldeo de los materiales cerámicos.

Para la fabricación de ladrillos perforados y aligerados el método de moldeo más usado y es el moldeo mediante extrusionadora o galletera. Para ladrillos macizos o de cazoleta, se utiliza la prensa. Cuanto menor sea la cantidad de agua de amasado, a igualdad de condiciones, la resistencia de las piezas será mayor, debido a su menor porosidad.

La siguiente fase en la fabricación del ladrillo es el secado. Es una operación que consiste en la reducción del contenido de humedad de los productos cerámicos al 5-10%, de tal modo que sea el conveniente para su posterior cocción, de otro modo se produciría un gran número de roturas de las piezas durante la cocción. Es una transformación física reversible, se pierde el agua de plasticidad que hemos añadido a la arcilla para moldearla. Durante esta transformación física la arcilla adquiere rigidez y cierta resistencia mecánica. Consiste en someter a los productos cerámicos a la acción de aire caliente de tal modo que éstos cedan humedad al ambiente.

Para los ladrillos de adobe, ladrillos crudos, el proceso de fabricación quedaba aquí. Para la fabricación de ladrillos cerámicos la siguiente fase es la cocción o cochura. Es una transformación fisicoquímica irreversible, la arcilla sufre transformaciones con el calor, que son las que le confieren características de pétreo artificial. La cocción se realiza en hornos continuos, siendo el más utilizado el horno de vagonetas. Los hornos continuos son aquellos en los cuales el fuego permanece encendido todo el tiempo. Son de dos tipos, básicamente, aquellos en los que el material se desplaza, quedando el fuego fijo (Figura 1.6), y los que permiten que la zona de fuego se desplace, quedando el material fijo.

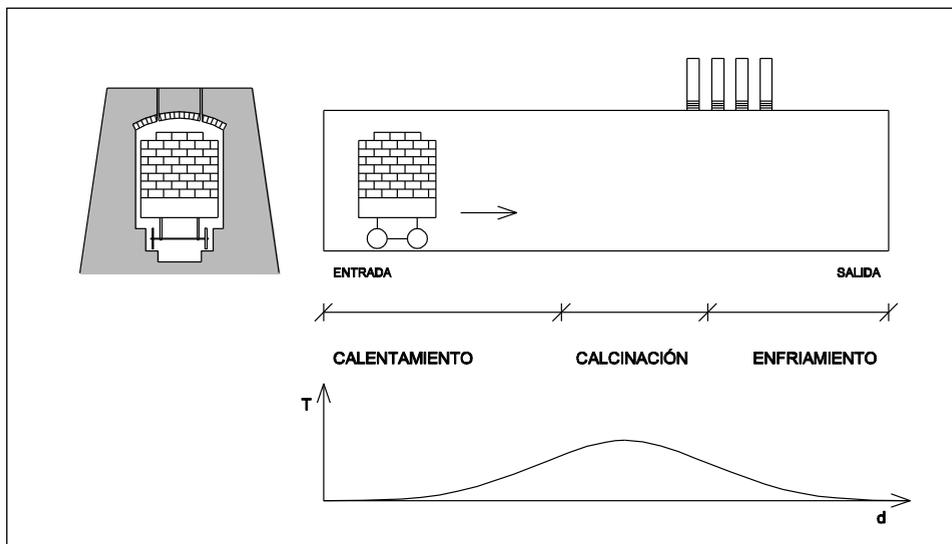


Figura 1.6. Horno de vagonetas. La fuente de calor se encuentra fija y es el material quien se mueve.

Dentro del horno se procede el cambio químico de la arcilla. La evolución de las temperaturas es la que se muestra en la Tabla 1.3. El silicato aluminico hidratado se transforma en mullita, que ya es un pétreo de forma irreversible y el producto cerámico concluye su proceso de fabricación y se procede a su embalaje y recepción en obra.

Hasta 450°	Arcilla. Silicato aluminico hidratado. $\text{SiO}_2 \text{ Al}_2\text{O}_3 \text{ nH}_2\text{O}$
450-600°	El silicato aluminico hidratado se deshidrata y forma caolinita anhidra. $2\text{SiO}_2 \text{ Al}_2\text{O}_3 + \text{H}_2\text{O}$
700°	Se descompone la metacaolinita anhidra en sílice SiO_2 y alúmina Al_2O_3 . La masa sufre una contracción al deshidratarse la caolinita.
900°	El sílice y la alúmina se unen nuevamente formando silicato aluminico anhidro, también llamado mullita. $2\text{SiO}_2 \text{ 3Al}_2\text{O}_3$ En este proceso se produce una fuerte contracción.

Tabla 1.3. Comportamiento de la arcilla frente a la temperatura.

Un proceso de cocción deficiente conlleva problemas en la pieza cerámica que afectarán al cerramiento de fábrica². Si el intervalo de cocción es reducido pueden producir descuadres y calibres en la pieza, crudos que provocan falta de uniformidad en la pieza, sobrecocidos provocando excesiva contracción y tendencia a la deformación o incluso la rotura de la pieza, normalmente en las zonas de precalentamiento y enfriamiento del horno. Con una cocción insuficiente y materia orgánica en la arcilla pueden producirse piezas que presente corazón negro, o núcleo de reducción. Estas piezas tienen problemas como la disminución de la resistencia mecánica, fisuras de enfriamiento o hinchamientos. Si a la entrada del horno la pieza mantiene humedad interior las piezas pueden romperse o aparecer los desconchados por humedad.

² Galvañ, V.: Materiales Cerámicos. Materiales de construcción.

Forma y tamaño.

El ladrillo es un material con una forma y tamaño adecuados a su uso. Tiene unas dimensiones pensadas para ser tomado con una mano. En la puesta en obra del material el operario toma el ladrillo con una mano mientras con la otra, con ayuda de una paleta, coloca el mortero de agarre con estado fresco (Foto 1.2). La pieza para ser tomada correctamente tiene un ancho máximo y el lado largo, por razones de modulación, es igual a dos veces el ancho, aunque recientemente han surgido ladrillos de gran formato que incumplen esta regla general. Estos ladrillos de gran formato necesitan ser tomados con las dos manos para su puesta en obra.



Foto 1.2. Puesta en obra del ladrillo en una fachada cara vista.

Debido a esta regla general de utilización la forma y tamaño del ladrillo ha variado poco a través de la historia. No obstante el tamaño concreto se ha ido adaptando a las regiones geográficas.

Los formatos están ligados a determinadas zonas geográficas debido a que la albañilería se basa en las tradiciones de cada país. Algunos de los formatos de ladrillo son el formato catalán (DIN) de 30 cm x 15 cm que rige en el noreste de la península, el formato castellano de 24 cm x 11'5 cm (métrico) en el resto de la península. En los países centroeuropeos habitualmente se utiliza el formato flamenco o anglosajón de medidas 20 cm x10 cm.

Las caras de los ladrillos reciben los siguientes nombres: tabla, la cara mayor; canto, la cara intermedia.; y testa, la cara menor. Respecto las aristas, la mayor es la sogá, la intermedia, el tizón; y la menor, el grueso. (Figura 1.7)

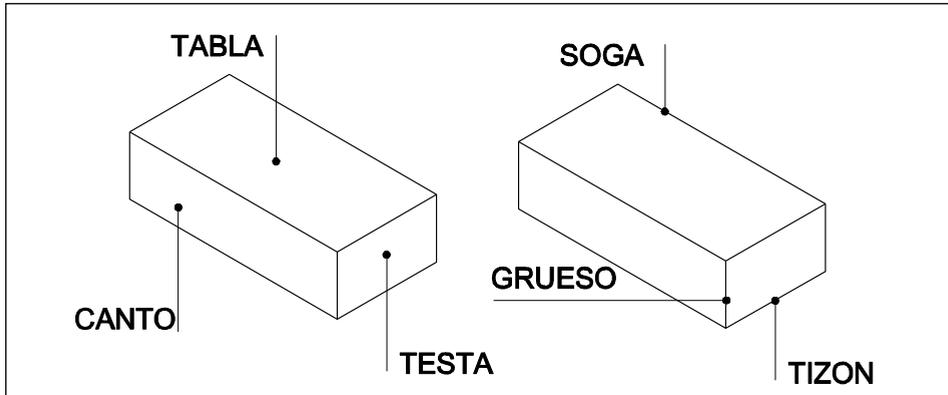


Figura 1.7. Nomenclatura ladrillo.

Para poder ejecutar los distintos aparejos, es necesario que los ladrillos tengan una concordancia dimensional entre las dimensiones de sogá, tizón y grueso. Por tanto, la sogá medirá dos veces la dimensión del tizón más el ancho de una junta (1 cm generalmente). La dimensión del grueso es más libre, encontrando ladrillos de 3 cm de grueso hasta 7 cm. No obstante, para algunos aparejos conviene que el grueso tenga una dimensión tal que una sogá mida cuatro gruesos y tres juntas, como el ejemplo de la Foto 1.3.



Foto 1.3. Concordancia dimensional entre la sogá y el grueso.

Por tanto, en el caso de fábricas de ladrillo de cara vista, el proyecto contará con un estudio detallado de la distribución de ladrillos y juntas. Modulando los edificios se evita el uso de piezas cortadas. Este estudio se hará en base a un módulo horizontal que será 1 soga + 1 junta, 2 tizones + 2 juntas, ó 4 gruesos + 4 juntas y un módulo vertical que será 1 grueso + 1 junta. Las dimensiones de los entrepaños de los muros, deberán ser múltiplos del módulo horizontal menos una junta ($nM - 1$). Las dimensiones del ancho de los huecos deberán ser múltiplos del módulo horizontal más una junta ($nM + 1$). Igual la altura de los mismos. La Figura 1.8 muestra el módulo horizontal y las dimensiones de los huecos y entrepaños.

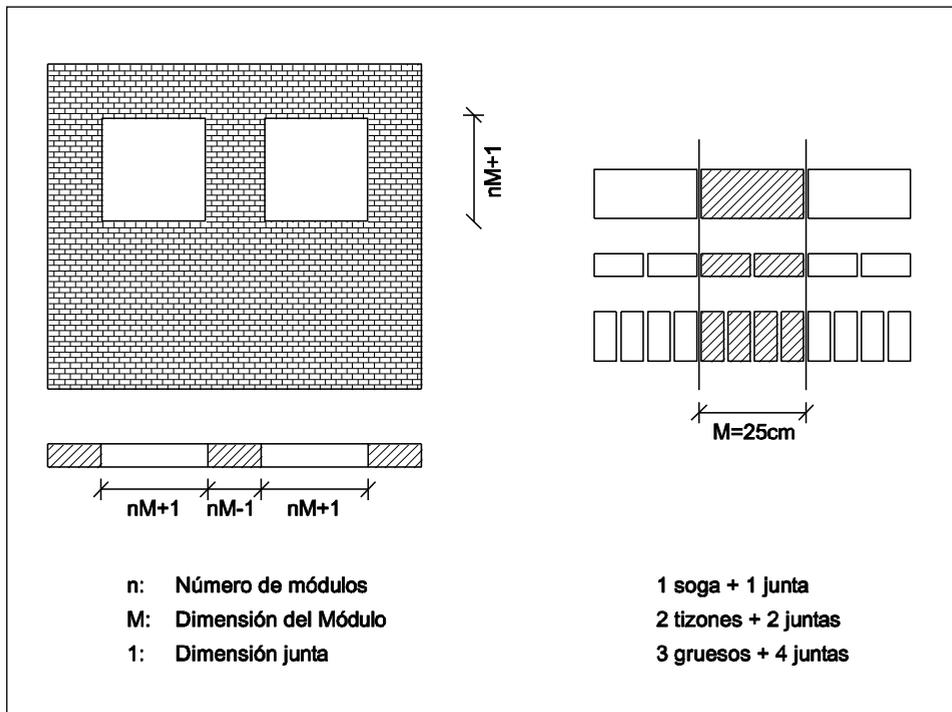


Figura 1.8. Modulación de un edificio. Hispalyt.

Según la normativa vigente³ existen cuatros tipos de ladrillo atendiendo a su configuración:

Ladrillo macizo (Figura 1.9): Aquel cuyo volumen de huecos es inferior al 25% del volumen bruto, el volumen de cada hueco es inferior al 12,5% del mismo, y en el que además el espesor combinado (suma de los espesores de las paredes y tabiquillos medidos perpendicularmente a la cara del muro) es inferior al 37,5% del ancho total. Los huecos pueden ser huecos verticales que atraviesan la pieza, rebajes o asas. En la Figura 1.9 se muestran los tipos más usuales de ladrillos macizos.

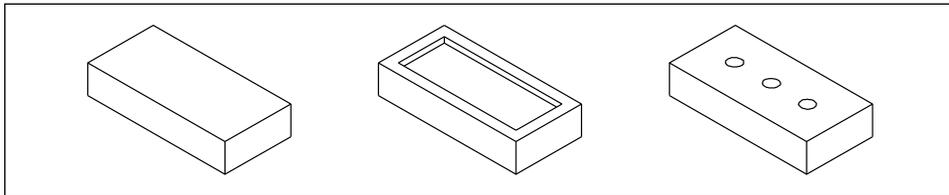


Figura 1.9. Ladrillos macizos.

Ladrillo perforado (Figura 1.10): Aquel cuyo volumen de huecos es inferior al 45% del volumen bruto, el volumen de cada hueco es inferior al 12,5% del mismo, y en el que además el espesor combinado (suma de los espesores de las paredes y tabiquillos medidos perpendicularmente a la cara del muro) es inferior al 30% del ancho total.

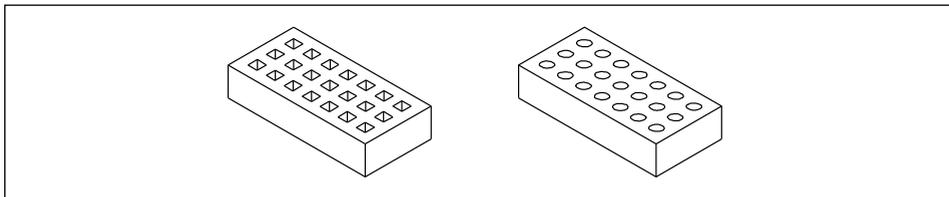


Figura 1.10. Ladrillos perforados.

Ladrillo aligerado (Figura 1.11): Aquel cuyo volumen de huecos es inferior al 55% del volumen bruto, el volumen de cada hueco es inferior al 12,5% del mismo, y en el que además el espesor combinado (suma de los espesores de las paredes y tabiquillos medidos perpendicularmente a la cara del muro) es inferior al 20% del ancho total.

³ CTE-DB-SE-F

1. Fábricas de ladrillo en la construcción

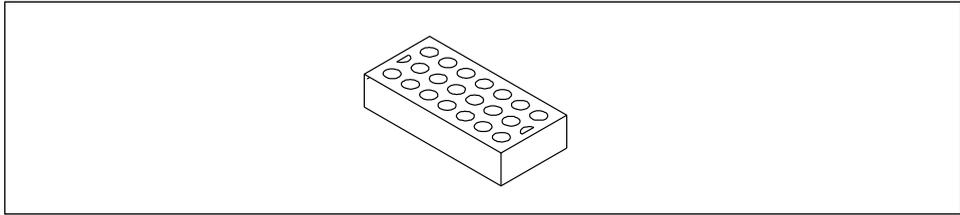


Figura 1.11. Ladrillo aligerado.

Ladrillo hueco (Figura 1.12): Aquel cuyo volumen de huecos es inferior al 70% del volumen bruto, y el volumen de cada hueco es inferior al 12,5% del mismo, no teniendo límite en cuanto al espesor combinado.

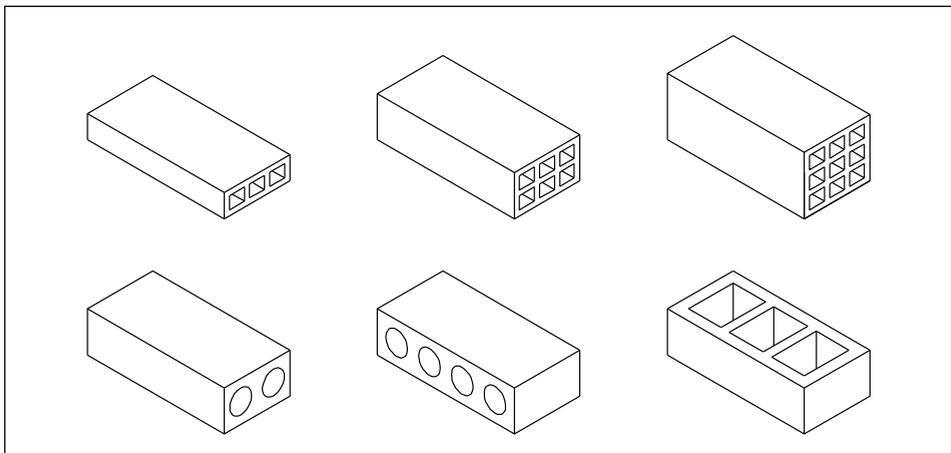


Figura 1.12. Ladrillos huecos.

Las definiciones anteriores de forma resumida en la Tabla 1.4:

	Macizo	Perforado	Aligerado	Hueco
Volumen de huecos (% del bruto)	≤ 25	≤ 45	≤ 55	≤ 70
Volumen de cada hueco (% del bruto)	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$
Espesor combinado (% del ancho total)	$\geq 37,5$	≥ 30	≥ 20	-

Tabla 1.4. Tipos de ladrillo según CTE

En edificación, y para los ladrillos destinados a obras de fábrica resistente, el valor característico de la tensión de rotura bajo carga normal a la tabla, expresado en N/mm^2 , no deberá ser inferior al valor nominal garantizado por el fabricante en la designación.

La resistencia normalizada a compresión mínima de las piezas, f_b , será de 5 N/mm^2 . No obstante, pueden aceptarse piezas con una resistencia normalizada a compresión inferior, hasta 4 N/mm^2 en fábricas sustentantes y hasta 3 N/mm^2 en fábricas sustentadas siempre que, o se limite la tensión de trabajo a compresión en estado límite último al 75% de la resistencia de cálculo de la fábrica ($\leq 0,75 f_d$), o bien se realicen estudios específicos sobre la resistencia a compresión de la misma.

1.2.2. El mortero

El mortero es un material conglomerado formado por un material conglomerante inorgánico (cemento, cal o yeso), árido fino y agua. También puede llevar aditivos o adiciones. Al mezclar los componentes del mortero éste se encuentra en estado fresco. Debido a la reacción de hidratación del conglomerante el conjunto va adquiriendo una rigidez y resistencias progresivas hasta convertirse en un pétreo artificial.

El uso de los morteros de cal está documentado desde el año 6000 a.C. en la ciudad neolítica de Catal Hüyük en Anatolia⁴, para la construcción de muros y suelos. Ya en Egipto desde el año 3000 a.C. existía un dominio generalizado del yeso, y también de los materiales arcillosos. Los griegos y romanos perfeccionaron la técnica del mortero de cal. Los romanos desarrollaron los revestimientos impermeables para acueductos y cisternas, así como los estucos para la decoración. Durante la época medieval no se produjeron grandes progresos técnicos. Cabe destacar es esta época la reaparición del estuco y los esgrafiados, así como la adición de compuestos de origen orgánico. Por tanto, los morteros se han usado a lo largo de toda la historia, pero hasta el siglo XIX no se consigue el conglomerante hidráulico más utilizado, el cemento Portland. En la actualidad se utilizan morteros mixtos de cal y cemento Portland o simplemente de cemento Portland.

⁴ Galvañ, V. Apuntes Materiales de Construcción.

Los morteros utilizados en la actualidad para fábricas de albañilería pueden ser ordinarios, de junta delgada o ligeros.⁵

- Mortero ordinario: Mortero para juntas de espesor mayor de 3 mm (generalmente entre 8 y 15), y en cuya elaboración se utilizan sólo áridos ordinarios. La resistencia mínima será $\geq 1 \text{ N/mm}^2$ para fábrica convencional y $\geq 4 \text{ N/mm}^2$ para fábrica armada o pretensada.
- Mortero de junta delgada: Mortero por dosificación para juntas de espesor entre 1 mm y 3 mm. La resistencia mínima será $\geq 4 \text{ N/mm}^2$.
- Mortero ligero: Mortero por dosificación cuya densidad en desecado sea inferior a 1.500 kg/m^3 . La resistencia mínima será $\geq 4 \text{ N/mm}^2$.

Para caracterizar un mortero se expresarán su dosificación, su resistencia, y su plasticidad.

La dosificación se expresará indicando el conglomerante, o conglomerantes empleados, y el número de partes en volumen, del conjunto de sus componentes. El último número corresponderá al número de partes de arena (por ejemplo 1:1:5, cemento:cal:arena).

Los morteros se clasifican por su resistencia a la compresión, que se designa por la letra M seguida de dicha resistencia en N/mm^2 (por ejemplo: M5).

Para evitar roturas frágiles de los muros, la resistencia a compresión del mortero, f_m , no superará el 75% de la resistencia normalizada a compresión de los ladrillos, f_b .

Además, f_m no será mayor que 20 N/mm^2 , ni que $2 f_b$ (lo que se cumple si es menor al 75% de f_b). La optimización de la resistencia a compresión de la fábrica se obtiene cuando f_m se sitúa entre el 33,33% y el 50% de f_b . Para resistencias menores al 33,33% de f_b la fábrica es muy deformable y aparecen fisuras de cortante; en cambio para resistencias mayores al 50% de f_b se produce un efecto de zunchado y se fisura la fábrica por las juntas.

⁵ Código Técnico de la Edificación. CTE-SE-F

La plasticidad (característica que define la manejabilidad o trabajabilidad de los morteros) vendrá dada en función del contenido de cal y de finos en la arena; la cal aumenta el número de finos. Esta característica también se consigue hoy con el uso de aditivos. Una plasticidad grasa corresponde a un mortero confeccionado con cal, cemento y arena con contenido de finos de 0 a 15% o con cemento y arena con contenido de finos de 7 a 15%. Una plasticidad sogrosa corresponde a un mortero confeccionado con cemento y arena con 0 a 7% de finos, y un aditivo aireante plastificante. Y una plasticidad magra es la que se consigue con un mortero confeccionado con cemento y arena con 0 a 7% de finos, y sin aditivo.

Los morteros habitualmente utilizados y el uso específico de cada uno se detallan en la Tabla 1.5:

1. - MORTEROS DE CEMENTO (cemento: arena)		
M-5	(1:12)	Flojo
M-10	(1:10)	Flojo, para tomar tejas
M-20	(1: 8)	Flojo, de albañilería
M-40	(1: 6)	Normal de albañilería
M-80	(1: 4)	Fuerte, muros resistentes
M-16	(1: 3)	Muy fuertes y con muchas retracciones.
2. MORTEROS BASTARDOS (cemento: cal: arena)		
M-10	(1:2:12)	Flojo, para tomar tejas
M-20	(1.3: 8)	Flojo, albañilería
M-40	(1:1: 7)	Normal, albañilería
M-80	(2:1: 9)	Fuerte, muros resistentes.
3. MORTEROS DE CAL (cal: arena)		
M-40	(1:3)	Es el más frecuente.
M-60	(1:2)	Resistente
M-80	(1:1)	Mortero romano

Tabla 1.5. Tipos de morteros usuales.

Los espesores de las juntas de mortero en las fábricas de albañilería se encuentran comprendidos entre los 0,8 cm y los 1,5 cm, siendo el ancho de 1,0 cm el utilizado como término medio. El espesor de las juntas hay que vincular al tamaño de los ladrillos para que haya una concordancia dimensional que permita los distintos aparejos.

1.2.3. Aparejo y juntas

El aspecto de la fábrica de ladrillo depende de varios factores: tipo de ladrillo, color, proceso de fabricación, textura, formato..., de la dimensión y forma de la junta de mortero y del tipo de aparejo utilizado. En la Foto 1.4 observamos como Rafael Moneo, en la ampliación del Museo del Prado, utiliza el material con un aparejo tradicional, muro de un pie de espesor a tizones típico de los edificios de viviendas de su entorno, en un edificio decididamente moderno.

Para conseguir que la fábrica adquiera un comportamiento resistente homogéneo a las sollicitaciones a que estará sometida es preciso que los ladrillos queden bien trabados.

Existen dos reglas elementales para conseguir la trabazón en la fábrica de ladrillos. Las juntas verticales o llagas, deben quedar interrumpidas en cada hilada por solapos no menores de mitad de soga menos una junta. Los ladrillos no deben cortarse a una dimensión inferior a la mitad de la soga.

El problema geométrico de distribución topológica de los ladrillos en un plano cumpliendo las reglas anteriores tiene múltiples soluciones. Dichas soluciones son los llamados aparejos, formas concretas de ordenar los ladrillos en la fábrica: aparejo a sogas, aparejo a tizones, aparejo inglés, aparejo belga, aparejo flamenco o gótico, aparejo americano, aparejo a panderete...



Foto 1.4. Aparejo a tizones en la ampliación del Museo del Prado, Rafael Moneo.

El aparejo se adapta al espesor que tenga la fábrica así como a los encuentros (esquinas y cruces) entre muros ejecutados a partir de una fábrica.

El acabado exterior de la junta de mortero afecta tanto al aspecto de la fábrica como al comportamiento de la misma. En general suelen ser de 1 centímetro de grueso excepto en el caso de ladrillos prensados de cazoleta donde la junta visible es inferior.

Por su forma exterior, la junta puede ser: degollada, rehundida, enrasada, matada superiormente... En la Figura 1.13 se recogen distintos tipos de juntas. No son recomendables las juntas salientes, las matadas inferiormente ni las rehundidas más de 5 milímetros ya que facilitan que el agua penetre a través de ellas. La forma exterior de la junta la realiza el albañil una vez a colocado el ladrillo y antes del inicio del fraguado de mortero. Esta operación se lleva a cabo con el paletín o con el llaguero, aparte de conformar la junta la compacta, mejorando la adherencia del mortero a los bordes del ladrillo, y elimina las coqueas que pudiera haber.

La resistencia a la filtración del agua depende por tanto de la ejecución de las juntas de mortero y de su geometría. Esta forma debe favorecer el deslizamiento del agua, por lo tanto su acabado será liso y compacto, adherido a las caras del material evitando que queden fisuras.

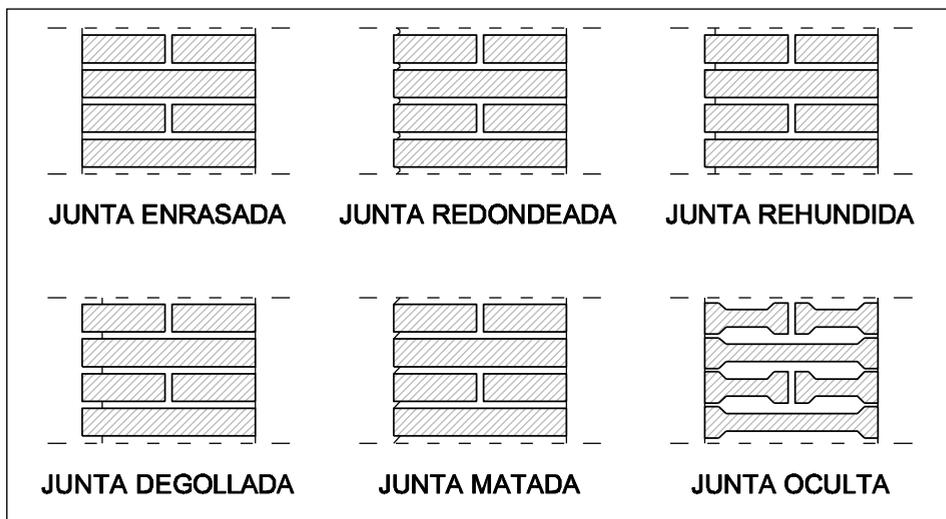


Figura 1.13. Tipología de juntas respecto al agua.

Para hojas exteriores en cerramientos de ladrillo sin revestimiento exterior, el CTE-HS distingue dos tipos de juntas según su resistencia a la filtración. Las juntas con resistencia alta a la filtración son las juntas llaguedas o las juntas matadas (pico de flauta) y las juntas con resistencia media a la filtración el resto. Las juntas que impiden que el agua se deposite en las juntas y las que expulsan el agua resultarán cerramientos con una mayor resistencia a la filtración de agua.

La mejor forma de garantizar el acabado de las juntas es mediante el rejuntado, es decir, apretar el mortero al haz exterior del muro hasta una profundidad de un par de centímetros. Esta operación mejora si previamente retiramos de 1,5 a 2,0 cm de mortero y lo sustituimos por un mortero que cumpla ser el plástico, ausente de retracción e impermeable al agua. Foto 1.5 muestra a un operario realizando la operación del rejuntado con un llaguero.

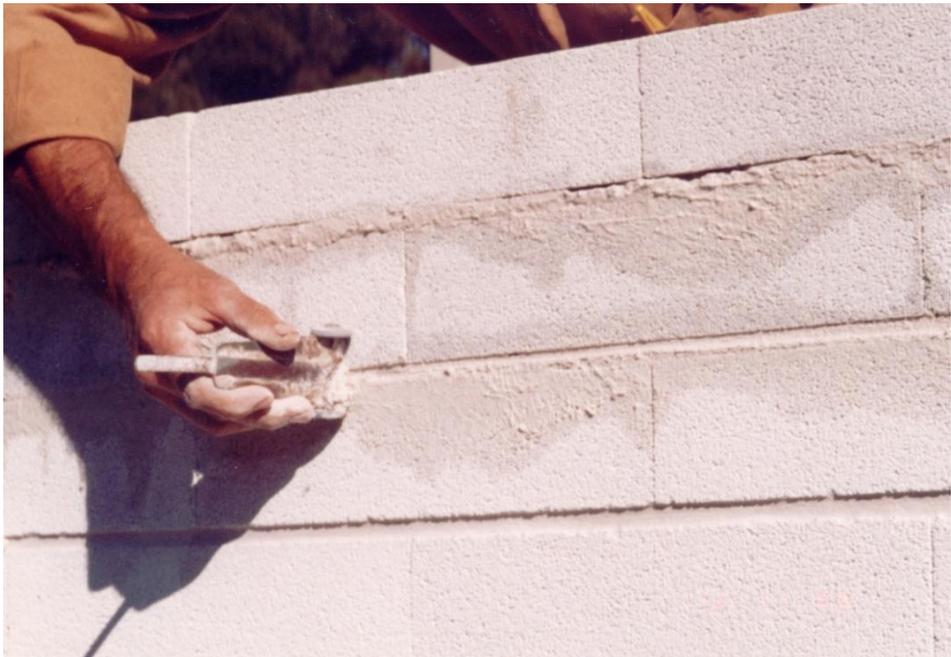


Foto 1.5. Rejuntado de las piezas utilizando un llaguero. (Mas, 2005)

1.3. Sistemas constructivos

Los sistemas constructivos para muros de fábrica de ladrillo, desde el punto de vista mecánico, podemos diferenciarlos en sistemas portantes o sustentantes, que reciben las cargas de los forjados, y los sistemas no portantes o sustentados, que únicamente reciben como cargas su peso propio y la acción del viento y sismo.

1.3.1. Sistemas portantes

La fábrica como sistema portante asume la función de muro de carga, forma parte del sistema estructural y recibe las cargas de los forjados, bóvedas o elementos de cubierta. El cerramiento actuando como parte de la estructura ha sido fundamental hasta la uso de las estructuras porticadas que han separado las dos funciones. Si los muros resisten fundamentalmente cargas horizontales, como presiones del terreno, se denominan muros de contención.

Desde la antigüedad se han utilizado muros de carga para construir edificaciones de todo tipo. Los muros más antiguos que se conservan son de piedra. Para edificaciones de menor importancia, o en zonas en las que no se encontraba piedra, también se utilizaban muros de carga de tapial o adobe. La Foto 1.6 muestra una vivienda construida con muros de tapial.



Foto 1.6. Muro de carga de tapial (Maldonado, 1997)

Con la evolución del adobe, añadiendo el proceso de cocción, por el cual la arcilla se transforma en cerámica, aparecen los muros de carga de ladrillo, que han sido los más utilizados en arquitectura. El ladrillo empleado en los muros de carga tradicionales ha sido el ladrillo macizo, hoy en día también es utilizado el ladrillo perforado.

El muro de carga recibe las cargas del forjado y lo transmite al terreno. El elemento que ayuda a la transmisión de esfuerzos al terreno evitando que el muro punzone el terreno es una zapata corrida. Esta zapata corrida se realiza hoy en día de hormigón armado y anteriormente era habitual realizarlo como un ensanchamiento del muro, con el mismo material o con un hormigón ciclópeo.

La ejecución de un muro de carga puede realizarse con piezas de ladrillo con aparejos de un pie de espesor, con bloques de hormigón o con bloques cerámicos aligerados. La Figura 1.14 muestra el esquema estructural tipo de un muro de carga y la sección más utilizadas para ejecutarlos.

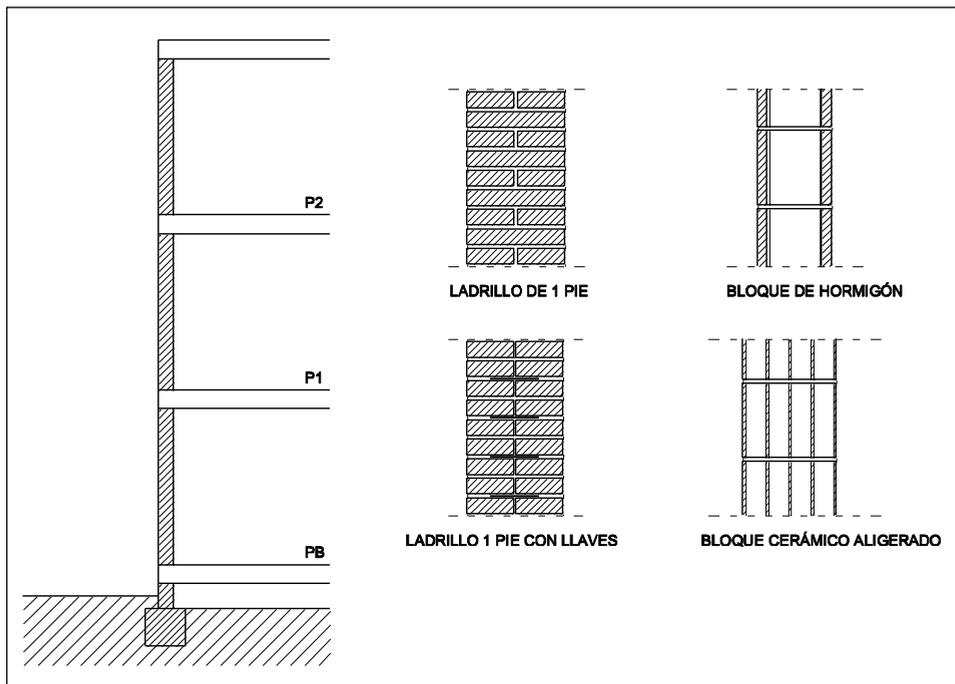


Figura 1.14. Sistema portante, materiales.

La disposición de los huecos en un cerramiento portante debe cuidarse para evitar fisuraciones y roturas en la fábrica. El hueco supone una discontinuidad en la transmisión de cargas, para conducirla hasta las jambas del hueco se han utilizado arcos, trabajando a compresión, y dinteles, trabajando a flexión. Los huecos deben tener una continuidad en vertical. La Figura 1.15 muestra una correcta disposición en los huecos de fachada para un muro de carga.

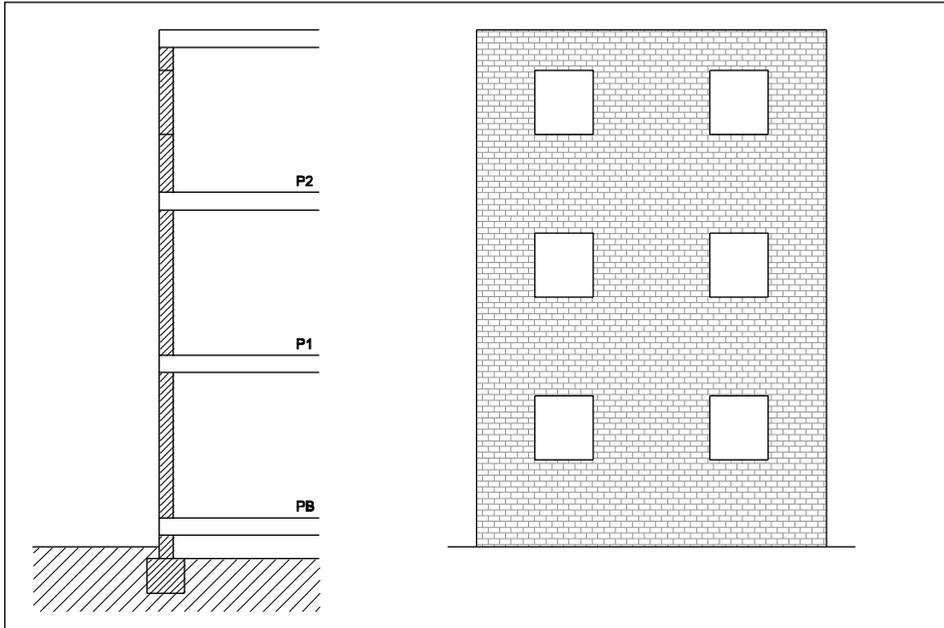


Figura 1.15. Huecos en muros de carga.

Los muros portantes necesitan muros de arriostramiento para ser equilibrado y rigidizado. Los esfuerzos horizontales, como el viento o el sismo, son absorbidos por los muros de arriostramiento. Se considera rigidizado si está trabado con un elemento de grosor mínimo 9 cm y de una longitud mínima de 40 cm. También se considera rigidizado si está unido mediante anclajes metálicos colocados en los tendeles cada 40 cm a un muro de grosor mínimo 7,5 y longitud de 80 cm⁶. Los muros transversales también pueden sustituirse por machones recrecidos en el muro de carga.

⁶ Berstein, D.; Champetier, J.; Peiffer, F.: El muro de dos hojas en la arquitectura de hoy, Editorial Gustavo Gili, Barcelona, España, 1985.

En la actualidad los muros de carga aparecen en edificaciones de poca importancia, como viviendas aisladas o adosadas de dos o tres alturas. Los materiales más utilizados para este fin son el bloque de hormigón y el bloque cerámico aligerado. La fotografía 1.7 muestra una obra de 5 adosados realizados con muros de bloque de hormigón.



Foto 1.7. Promoción de viviendas adosadas con muro de bloque de hormigón terminadas en 2.009.

Para promociones de mayores alturas los muros de carga dejaron de ser rentables frente a las estructuras porticadas y el uso de cerramientos desprovistos de la función portante. En primer lugar, los muros de carga suponen una mayor cantidad de material y mano de obra que encarecen la obra. Además, entre otros factores, necesitan una mayor superficie en planta ocupada por la estructura, por lo que se reduce la superficie útil de la edificación.

1.3.2. Sistemas no portantes

Las fábricas no portantes o sustentadas no tienen función estructural. En el presente estudio nos centraremos en este sistema constructivo actuando como cerramiento del edificio. Estos sistemas están compuestos por varias hojas con funciones distintas. La hoja exterior es la imagen del edificio y además es la que recibe las acciones exteriores. La hoja exterior se puede ejecutar con ladrillo caravista (perforado o macizo), ladrillo hueco con revestimiento continuo o bloque de hormigón o cerámico aligerado (Figura 1.16).

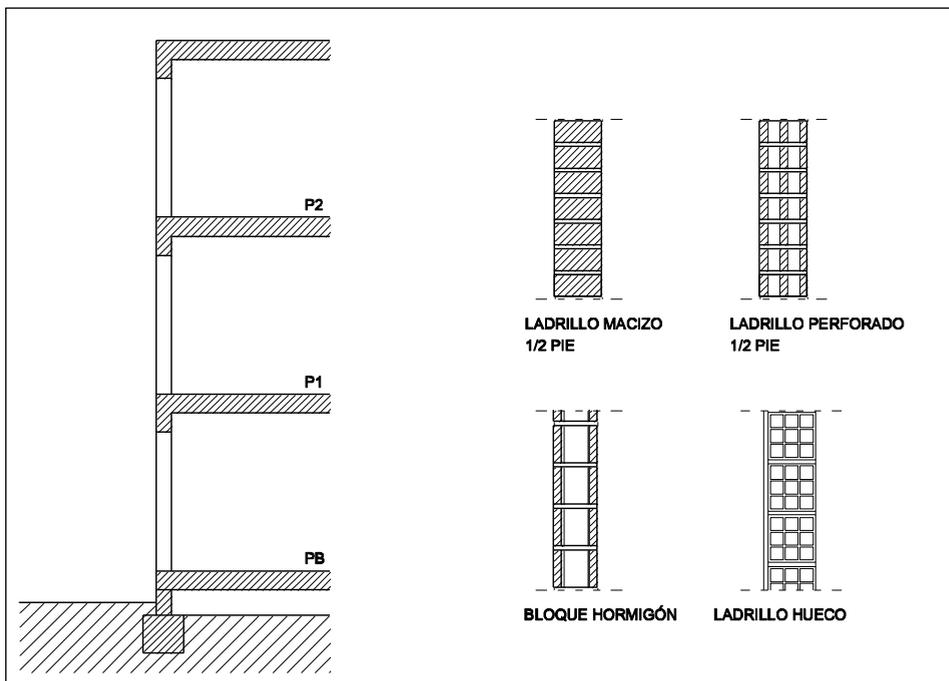


Figura 1.16. Sistema portante y materiales.

Estos sistemas surgen cuando aparecen las estructuras porticadas de acero y de hormigón armado. De manera que el muro ya no recibe las cargas del forjado y queda liberado de transmitir estos esfuerzos a cimentación. Por tanto, el diseño de un muro no portante, es más libre, permitiendo huecos de mayor tamaño, ventanas longitudinales o huecos sin continuidad en la vertical del edificio.

El cerramiento se apoya o se conecta a la estructura del edificio de distintas maneras para transmitir los esfuerzos que este recibe. Los esfuerzos que recibe un muro no portante serán su peso propio y los esfuerzos de viento y sismo.

En la actualidad los muros no portantes son muy utilizados en cerramientos de edificios. La fotografía 1.8 muestra una vivienda unifamiliar ejecutada con cerramiento de fábrica de ladrillo. El cerramiento de ladrillo en nuestro país es el más utilizado, debido a la disponibilidad del material, su facilidad de construcción y su durabilidad. Las funciones que tiene este muro serán la estabilidad y resistencia, frente a su peso propio y acciones horizontales, el aislamiento térmico y acústico, y la impermeabilidad.



Foto 1.8. Ejecución de cerramiento no portante en vivienda unifamiliar aislada.

1.4. Evolución de la fachada de ladrillo

La actual fachada de ladrillo es una evolución desde el muro portante de fábrica de ladrillo. Con la aparición de las estructuras porticadas y desaparecer la función portantes de los cerramientos, éstos han perdido espesor y han aumentado el número de capas específicas para ir resolviendo los requerimientos que se le solicitan. El muro de carga tradicional podía satisfacer las exigencias respecto resistencia y confort interior. Los cerramientos no portantes de menor espesor no pueden satisfacer las necesidades interiores de los edificios, por lo que han necesitado el empleo de distintas capas y materiales específicos.

El muro tradicional asumía las funciones básicas de estructura y cerramiento con un mismo material. El incremento en alguna de las necesidades, por ejemplo una mayor altura o un mayor aislamiento, se resuelve aumentando el espesor del muro. Una fachada de pie y medio de espesor es capaz de soportar las cargas y además puede proporcionar estanquidad al agua al interior del edificio y también un aislamiento térmico eficaz.

Los muros, frente a la acción de la gravedad, adquieren su estabilidad mediante la colocación de las piezas una sobre otra. Frente a las acciones horizontales, el aparejo de las piezas y la adherencia del mortero ayudan a mantener el conjunto.

La fachada tradicional portante tiene resistencia de compresión más que suficiente debido a su gran espesor. En la Figura 1.17 se muestra un muro de carga con espesor de un pie. El comportamiento de esos muros es un comportamiento plástico. Es normal la aparición de fisuras de acomodación debido a movimientos impuestos o a esfuerzos de tracción. Estas fisuras generalmente no ponen en peligro la estabilidad de la edificación, pero hoy en día no serían aceptables por poder reducir la capacidad de respuesta frente a cada una de las funciones del cerramiento.

Las edificaciones además de tener muros de carga en fachada necesitan muros de arriostramiento transversales a éstos capaces de rigidizarlos y absorber los esfuerzos horizontales de viento o sismo.

Los muros arrancaban del terreno mediante una cimentación que en ocasiones era un simple ensanchamiento del muro, del mismo material o de argamasa ciclópea. Por tanto, es frecuente encontrar humedades provenientes del subsuelo en las edificaciones así construidas al ser la fábrica un material poroso e higroscópico. En ocasiones se utilizaba una plancha de plomo para evitar el ascenso de la humedad proveniente del subsuelo.

Los forjados, generalmente con viguetas de madera, se apoyan en los muros sin ofrecer éstos coacción al giro. Las viguetas se encuentran con el muro con un apoyo simple, que no transmite momento a los muros.

Las estructuras de fábrica alcanzaban hasta seis plantas de altura. Los muros conforme van ganando altura, al disminuir la carga, reducen su espesor. Los muros en las plantas más bajas alcanzan grandes espesores reduciendo la superficie útil de las viviendas o los locales comerciales.

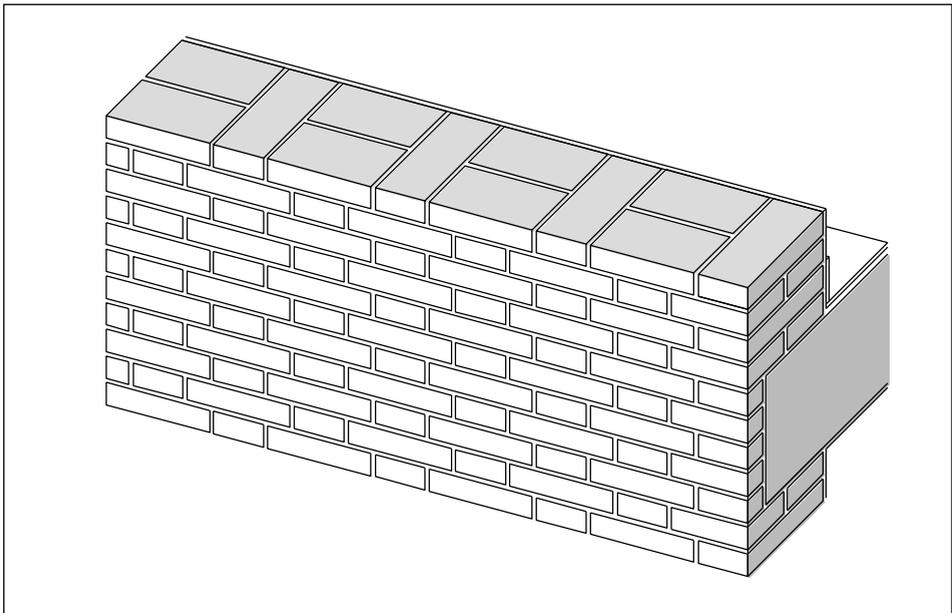


Figura 1.17. Muro de carga.

A finales del Siglo XIX en el Reino Unido surge el *cavity wall*⁷ como respuesta a la exigencia de estanquidad necesaria en clima británico. Para ello el muro portante se separa en dos hojas dejando una cámara de aire intermedia. La hoja interior es el muro portante del edificio, realizado con el espesor necesario según la altura. La hoja exterior es más delgada y está atada a la hoja interior mediante llaves metálicas. Esta hoja exterior es autoportante frente a las cargas verticales mientras que las cargas horizontales se transmiten a la hoja interior, portante, mediante las llaves de atado, Figura 1.18. La cámara de aire supone una interrupción en la composición del cerramiento de manera que una gota de agua no encuentra un poco capilar continuo desde la parte exterior del cerramiento hasta la parte interior, lo que mejora notablemente la estanquidad de estos muros. Además la cámara de aire permite un secado más rápido de la hoja exterior en los períodos sin lluvia.

Lo habitual para edificaciones de hasta tres plantas es construir la hoja interior con muro de un pie de espesor y la hoja exterior con muro de medio pie de espesor⁸. La hoja exterior no toca los forjados evitando el puente térmico y problemas de entrada de agua por la interrupción de la cámara de aire.

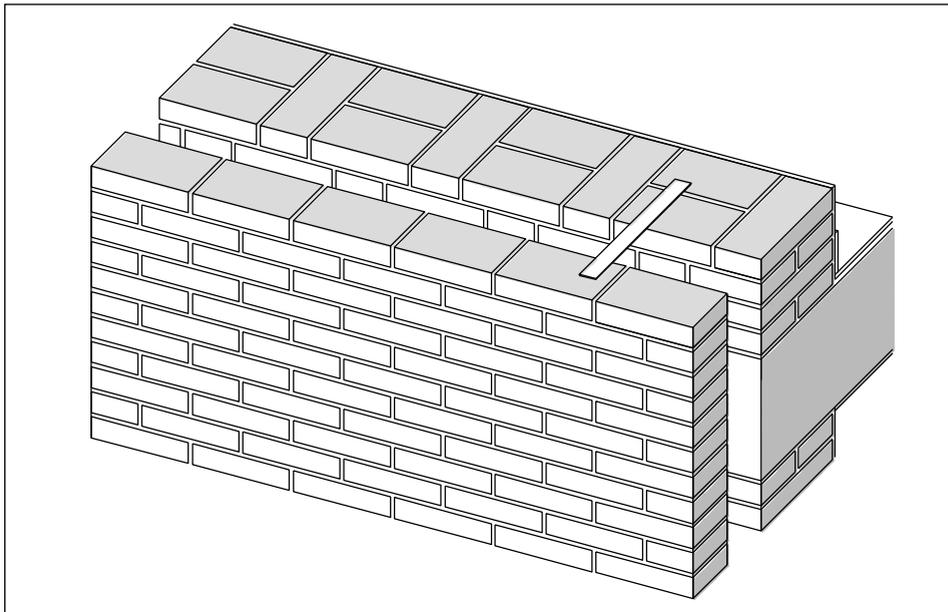


Figura 1.18. Axonometría *cavity wall*.

⁷ Sarrablo, V.: La cerámica avanzada. Tectónica 15. Cerramientos. 1995.

⁸ Paricio. I.: La fachada de ladrillo Ed. Bisagra, Barcelona 2000.

Una solución que busca los mismos fines que el *cavity wall*, pero en nuestro ámbito geográfico es el tabique pluvial⁹. Se considera otro precedente, junto al *cavity wall* inglés de la fachada ventilada. El tabique pluvial está formado por una hoja interior de medio pie de espesor y una hoja exterior de ladrillo a panderete, dejando una cámara de aire ventilada. La hoja interior tiene unos machones que salen hasta la hoja exterior y permiten el apoyo de este tabique exterior. Los machones sobresalen 15 cm respecto la hoja interior y tiene entrantes y salientes para poder ejecutar la traba con la hoja exterior. En la Figura 1.19 se muestra un ejemplo de tabique pluvial típico.

Este sistema fue una solución utilizada para proteger medianeras de la acción de la lluvia. Además supone una protección frente al fuerte soleamiento al permitir evacuar al aire caliente que se acumula en la cámara de aire. Esta solución del Mediterráneo se basa en los mismos conceptos que las cubiertas ventiladas también usadas en nuestro entorno.

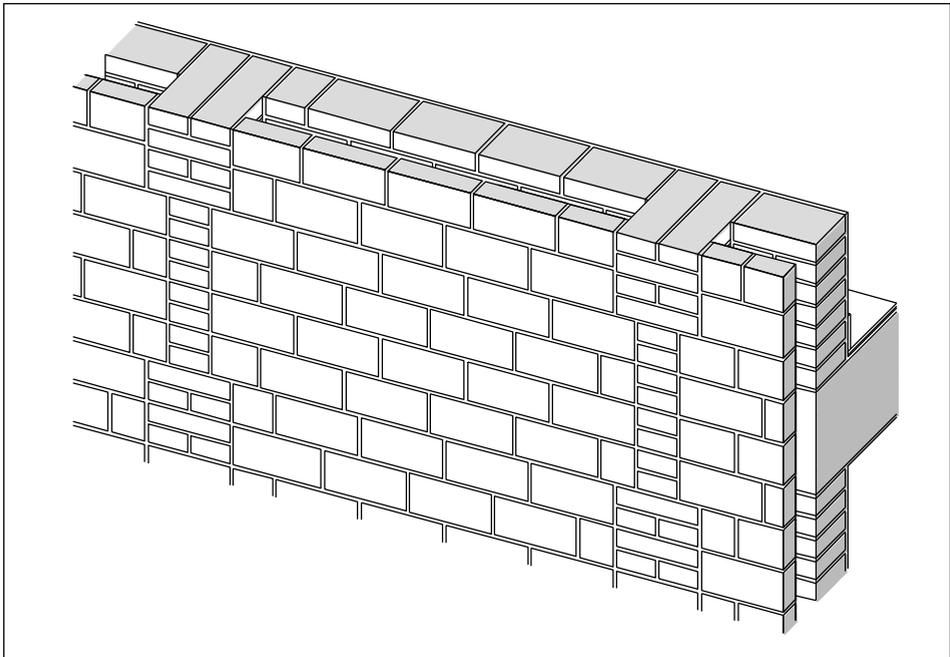


Figura 1.19. Axonometría tabique pluvial.

⁹ Paricio, I.: La fachada ventilada de ladrillo caravista. NA (Nueva Arquitectura). Faenza Editrice Ibérica S.L., Hispalyt. 1995

Con la aparición de las estructuras porticadas el uso del muro como estructura del edificio disminuyó, debido a un menor uso de los materiales y a una mayor libertad en la composición de las plantas. Por tanto, es este momento prácticamente desaparece el uso de muros de carga para edificios en altura, aunque si es frecuente encontrarlo en edificaciones de menos de tres plantas de altura.

La estructura está formada por pilares y vigas de hormigón armado o de acero y forjados de hormigón armado. La fachada se construye posteriormente a la estructura del edificio y se inserta sobre ella. El muro de fachada pasa de ser sustentante a sustentado. Al no tener que transmitir la carga de los forjados, el cerramiento reduce su espesor, normalmente al espesor mínimo de la pieza, que varía según el país donde se construya, pero habitualmente de medio pie. La Figura 1.20 muestra una axonometría del cerramiento inserto en una estructura porticada, diseñada como eran las primeras soluciones, con hoja exterior a sogas y la hoja interior de ladrillo simple hueco a panderete.

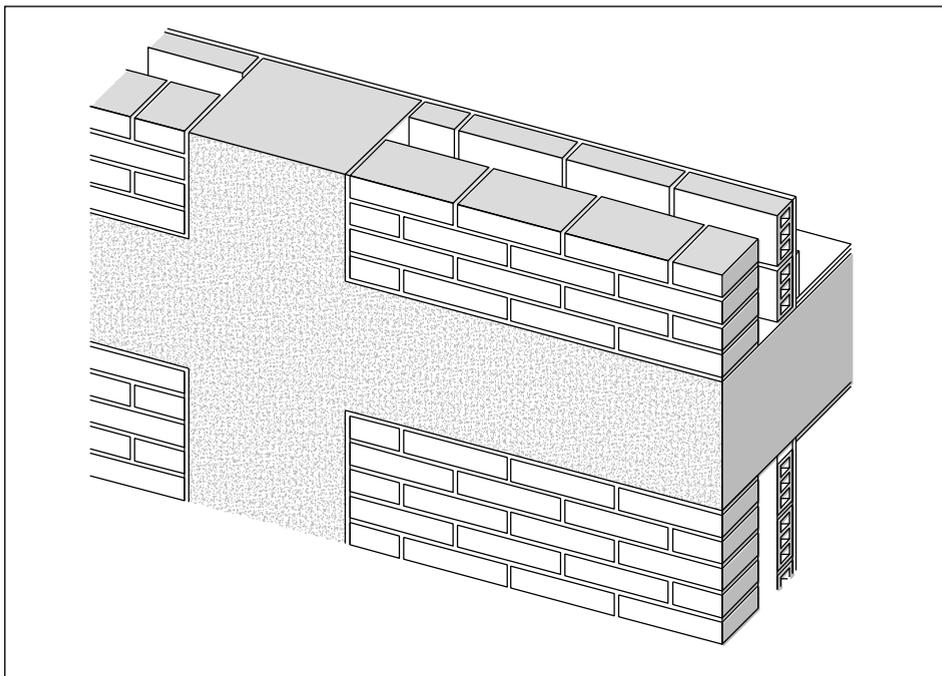


Figura 1.20. Axonometría cerramiento inserto en la estructura.

El cerramiento inserto en la estructura, como el que se muestra en la foto 1.9, se veía sometido a nuevas formas de comportamiento que en un principio no fueron estudiadas. En esta situación la fábrica de cerámica ve coartados sus movimientos producidos por los cambios de temperatura y sobre todo por la expansión por humedad. Los movimientos térmicos que sufre un muro de carga podían ser asumibles por su gran espesor, pero no ocurre esto en los delgados cerramientos. Además, los movimientos provocados por asientos diferenciales de la estructura se manifiestan en las fachadas con fisuras y grietas.

Los requerimientos de estanquidad y de aislamiento en un principio no fueron de gran preocupación lo que provocó la construcción de cerramientos de espesor mínimo, el ancho de la pieza, que no garantizaban el buen comportamiento del cerramiento.

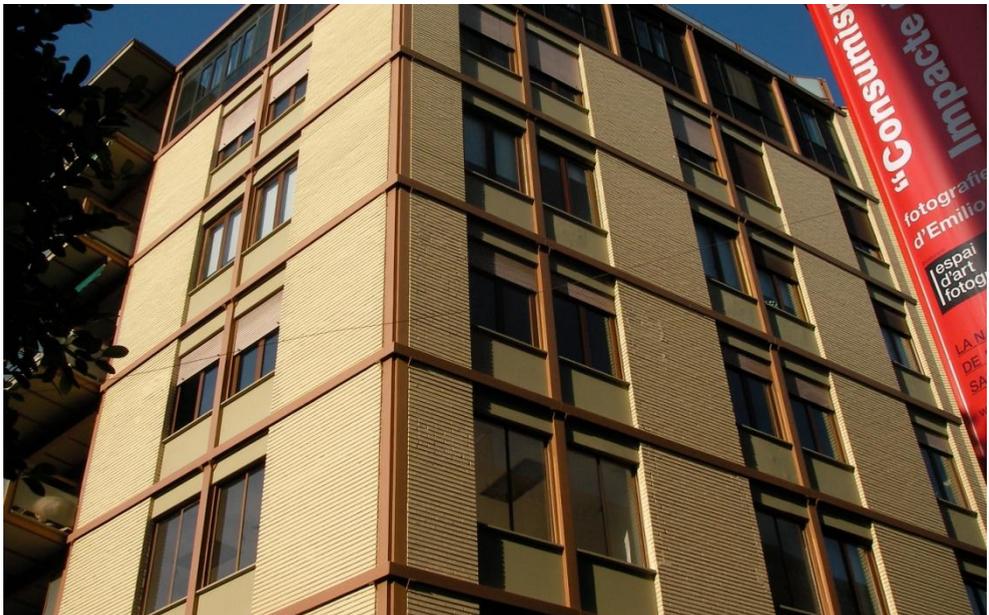


Foto 1.9. Edificio con fachada inserta en estructura porticada metálica.

Una vez asumido el nuevo papel de la fachada, desprovisto de su función estructural, los maestros del Movimiento Moderno analizaron detenidamente las funciones y exigencias del cerramiento. El resultado fue la utilización de materiales específicos para el aislamiento térmico, como el corcho, y la utilización de sistemas para mejorar la estanquidad, como cámaras de aire y enfoscados impermeables. Estéticamente la fachada se manifiesta libre, al

igual que la planta, apareciendo la ventana corrida de Le Corbusier como máxima expresión.

La solución de fachada que se impone en la segunda mitad del S. XX es la de cerramiento no portante con cámara de aire. Se trata de un muro con un espesor de un pie compuesto por una hoja exterior de medio pie a sogas y una hoja interior de ladrillo hueco de 7 cm a panderete, separadas por una cámara de aire, sin utilizar aislamiento térmico, hasta que aparecieron normativas para limitar el consumo energético.

La hoja exterior gira hacia el interior en los huecos de fachada, formando una jamba. El espesor de la jamba, de un pie de espesor, marca el espesor del cerramiento. La unión entre la hoja exterior a sogas y la interior a panderete no tiene una fácil solución constructiva.

Ha sido una solución comúnmente empleada para proteger medianeras. El soporte del tabique pluvial se ha hecho tradicionalmente con macizos volados respecto al muro medianero interior. Estos macizos forman unos pilastrones que sobresalen 15 cm y presentan unos retallos donde se apoya el tabique. Esta solución permite la evacuación de la humedad por ventilación de la cámara interior y la protección solar de los diferentes elementos internos.

1.5. Evolución de las fachadas en España

A principios del S. XX, a pesar de que en el resto de Europa para edificios en altura se utiliza la estructura porticada, en España se continúan construyendo edificios de seis plantas de altura con muros de carga.¹⁰

La configuración más usual de este muro es la formada por una hoja exterior de un pie o pie y medio, incluso medio pie para menores alturas, una hoja interior de ladrillo hueco del 4. El forjado, apoyado en la hoja exterior, se manifiesta en fachada.

Respecto la estabilidad, la hoja exterior recibe las cargas verticales del forjado, el peso propio y las acciones horizontales, por lo que necesita muros transversales de arriostamiento. Los movimientos del forjado, muchas veces de madera o metálicos, pueden fisurar la fábrica justo debajo del apoyo del forjado. Para la ejecución de los huecos de generan arcos en la muro.

¹⁰ J. Adell.: Arquitectura sin fisuras. Ed. Munilla. 2000.

El comportamiento frente al agua es correcto en algunas zonas climáticas. La humedad que absorbida por la hoja exterior suele secarse por efecto del sol en períodos sin lluvia sin que se llegue a alcanzar la cámara de aire, debido al espesor de un pie de los muros. En caso de llegar el agua a la cámara de aire debe desecarse por transpiración de la fábrica de ladrillo, un proceso lento.

El comportamiento térmico es bueno debido al espesor del muro portante y, sobretodo, a la buena climatología española. Los forjados se manifiestan al exterior formando un puente térmico provocando pérdidas de energía.

El uso de las estructuras porticadas se generaliza bajando el precio de su construcción lo que permite que la fachada se desvincule de la función estructural.

En los años 60 el edificio tipo estaba formado por una estructura de hormigón armado con vigas de cuelgue y luces pequeñas, entre 3 y 4 m. Sobre esta estructura, rígida, se inserta el cerramiento formado por una hoja exterior de un pie de espesor, cámara de aire, y tabique de ladrillo simple hueco, como se muestra en la Foto 1.10. El cerramiento de un pie de espesor inserto en la estructura no se da en ningún otro país de Europa.

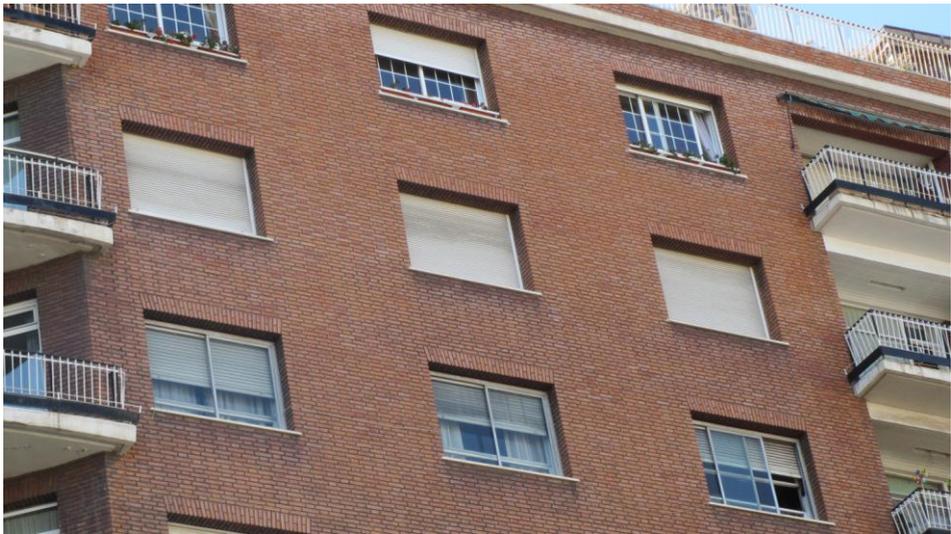


Foto 1.10. Edificio de viviendas con cerramiento no portante de un pie de espesor, con aparejo flamenco.

Los frentes de los forjados podían quedar vistos, enfoscados o revestidos con aplacados de piedra tomado con mortero y alambres.

Los edificios en los años 70 aumentan en altura y los cerramientos disminuyen su espesor. El forjado mantiene vigas de cuelgue pero con unas luces mayores, entre 4 y 5 metros. El cerramiento está formado por una hoja exterior de medio pie de espesor, una cámara de aire con aislamiento de lana de roca y una hoja interior de ladrillo a panderete de ladrillo simple hueco. La hoja exterior vuela 4 cm respecto la línea de forjado para forrar los frentes de forjado con plaquetas con objeto de crear una imagen homogénea en la fachada. La hoja exterior apoyada en los forjados y empotrada en el pódico recibe los esfuerzos de viento y los trasmite a la estructura. En los huecos la hoja exterior gira con piezas de $\frac{3}{4}$ de pie.

Desde el punto de vista del aislamiento se producen mejoras. Se comienza a usar materiales aislantes térmicos en la cámara de aire y el puente térmico del frente del forjado se reduce, muy poco, con un chapado de plaquetas, Figura 1.21. En estos años la hoja interior del cerramiento solía ejecutarse con ladrillo hueco de 4 cm, lo que provocaba problemas a la hora de ejecutar rozas para el paso de instalaciones.

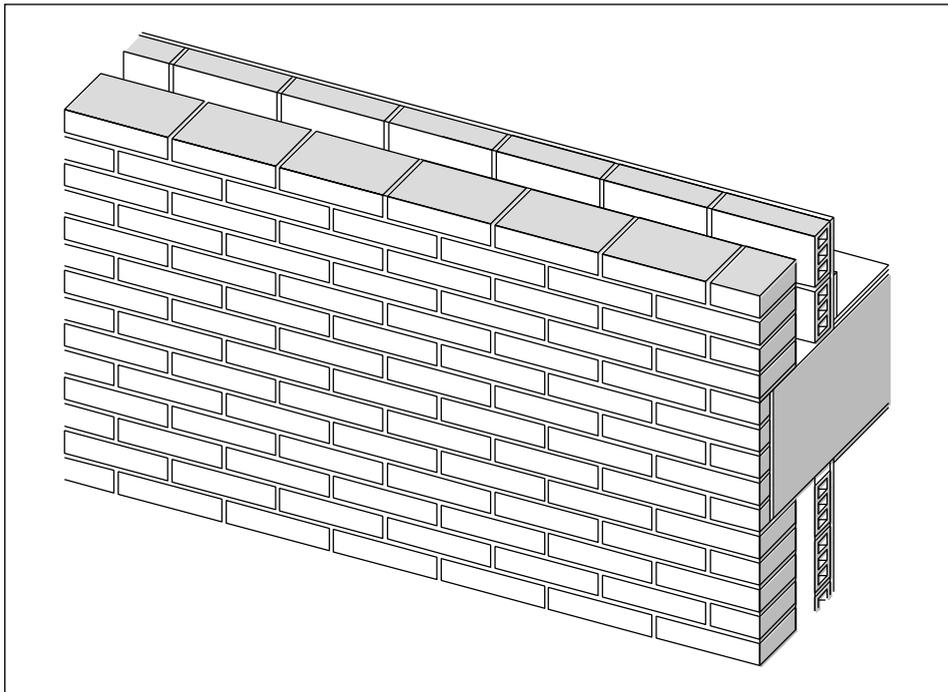


Figura 1.21. Fachada forrando la estructura porticada.

En los años 80 las estructuras porticadas son más altas y ligeras. Los forjados se construyen con vigas planas y mayores luces, 5 o 6 metros, lo que provoca que las estructuras sean menos rígidas. En la foto 1.11 se muestra un edificio de los años 80 construido en Valencia.

El cerramiento no varía su composición básica pero desde la entrada en vigor de la normativa térmica se hace obligatorio la utilización de aislamiento térmico entre las hojas.¹¹ El cerramiento lo forma una hoja exterior de medio pie de espesor, volada respecto al forjado, cámara de aire con aislamiento y hoja interior de ladrillo simple hueco.

La mayor deformación de la estructura provoca movimientos impuestos al cerramiento. No se utilizaban juntas entre la estructura y el cerramiento. El resultado es la aparición de lesiones como la fisuración de la hoja exterior e interior.

Los huecos de la fachada aumentan su anchura, colgando el dintel del forjado cuando las luces son grandes y pueden provocar la deformación excesiva del cargadero. El cuelgue se realiza con pletinas ancladas al forjado a las que se les suelda un perfil metálico en L que hace de cargadero del dintel.



Foto 1.11. Edificio de viviendas de los años 80 con hoja exterior a sardinel.

¹¹ Norma Básica de la Edificación NBE-CT-79. Real Decreto 2429/79

En el período entre 1990 y la entrada en vigor del CTE de la edificación, 2006, se continúan y acentúan los diseños de la década anterior. Se hace obligado prever plazas de aparcamiento en los edificios, generalmente en sótano. El hecho de construir edificios con aparcamiento en el sótano conlleva un aumento de las luces. La plaza de aparcamiento mínima según la normativa de habitabilidad¹² vigente en esos años tiene una anchura de 2,20 m. Para incluir dos plazas en un pórtico se requiere una luz libre de 4,40 m y si son tres plazas, la luz libre entre caras de pilares aumenta hasta 6,60 m.

El cerramiento lo forma una hoja exterior de medio pie de espesor, volada respecto el forjado, cámara de aire con aislamiento y hoja interior de ladrillo doble hueco o sistemas de yeso laminado. El edificio de la fotografía 1.12 muestra un edificio de viviendas típico de estos años donde el cerramiento se inserta en la estructura.



Foto 1.12. Cerramiento caravista en edificio de viviendas. Año 2004.

¹² HD-91. Normas de Habitabilidad y Diseño de Viviendas en el ámbito de la Comunidad Valenciana

Los problemas de estabilidad de la hoja exterior se resuelven incorporando un perfil metálico en el frente del forjado como prolongación del apoyo en el forjado. Otra solución utilizada como sustitución del angular metálico ha sido colocar ladrillos perforados a sardinel incorporando varillas de acero como anclaje. En muchas ocasiones esta solución no ha sido efectiva y las piezas del frente del forjado se han fisurado y caído, como en el edificio mostrado en la fotografía 1.13. La rapidez en la ejecución de los edificios y la expansión por humedad han sido factores clave para las lesiones de los edificios de esta época.

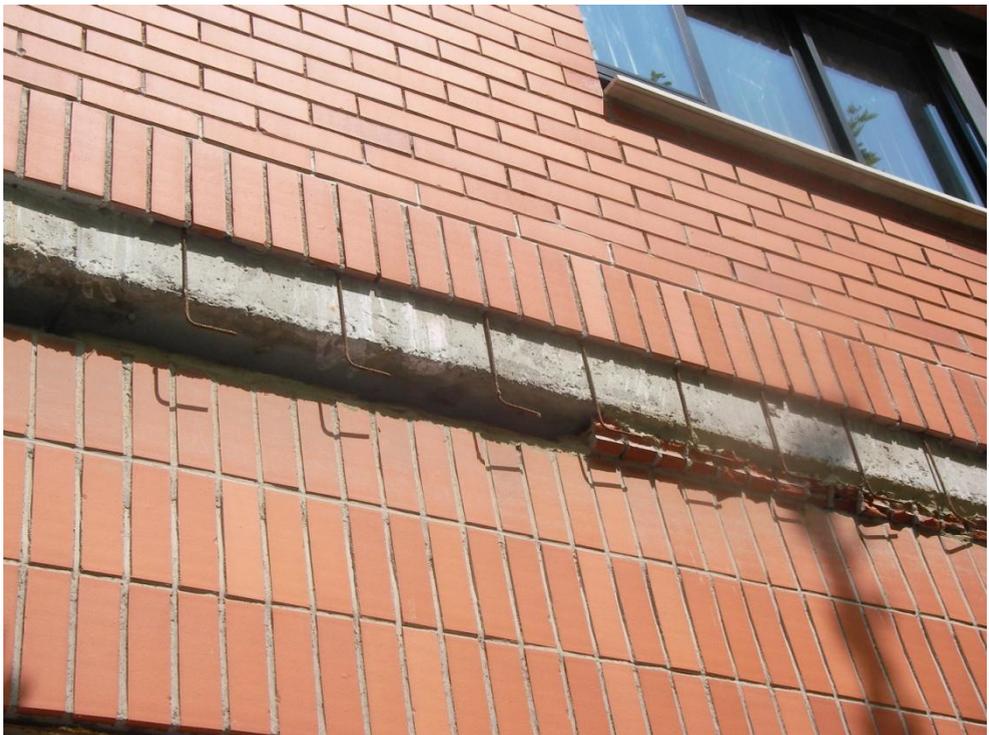


Foto 1.13. Edificio de vivienda con desprendimientos en los frentes de forjado. Ha quedado vista la barra de acero utilizada como anclaje de estas piezas.

1.6. Definición de sistemas constructivos en la actualidad

En la actualidad definimos dos sistemas básicos para la construcción de cerramientos de ladrillo. Por un lado tenemos el cerramiento convencional, con cámara de aire inserta en la estructura, donde la tanto la hoja exterior como la interior se apoyan en los forjados y por otro lado tenemos el cerramiento con cámara de aire corrida por delante de la estructura, donde la hoja exterior no se apoya en la estructura sino que tiene carácter autoportante y se enlaza a la estructura con llaves metálicas para mejorar su estabilidad.

Los sistemas analizados en este punto cumplen con el Código Técnico de la Edificación. Por ser los sistemas analizados, el presente punto se centra en el estudio de los cerramientos no portantes con el aislante en situación intermedia, es decir, en la cámara de aire.

1.6.1. Cerramiento con cámara de aire inserta en la estructura

El cerramiento tiene las dos hojas insertas en la estructura porticada. La estructura se diseña de manera que el forjado se retrasa 4 o 5 cm respecto a la línea de fachada con objeto de forrar el frente de forjado con plaquetas cerámicas. Los pilares se sitúan retrasados respecto a la línea de forjado otros 5 cm para poder pasar por delante de los pilares ladrillos cortados o plaquetas de mayor tamaño. (Figura 1.22)

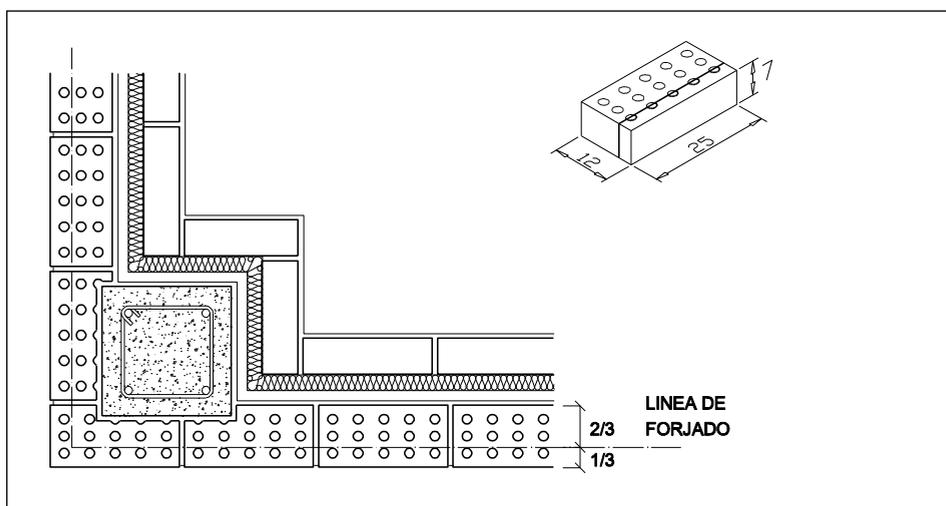


Figura 1.22. Posición de la hoja exterior respecto de la estructura

Una vez concluida la estructura se ejecuta la hoja exterior del cerramiento desde fuera del edificio con ayuda de un andamio. En el replanteo se marca la hoja exterior, a línea de fachada, sobresaliendo respecto al canto del forjado, dejando un apoyo de unos 8 cm del espesor de la hoja, en función de la altura libre y carga de viento. Al llegar a los pilares, la hoja exterior se apoya contra ellos, cortando las piezas en forma de pistola. De esta manera la hoja exterior se encuentra acodalada en todo el perímetro contra la estructura. El arranque de la hoja se realiza en una viga riostra, un muro de hormigón en caso de sótano o un forjado si existen distintos planos de fachada. La hoja exterior se ejecuta con ladrillo macizo o perforado caso de ser ladrillo caravista o ladrillo triple hueco en caso de ejecutar una fachada con un revestimiento discontinuo. En caso de ser un acabado cara vista es aconsejable enfoscar la cara interior de la hoja exterior con un mortero hidrófugo. La Figura 1.23 representa un la primera fase en la ejecución de esta tipología de cerramiento.

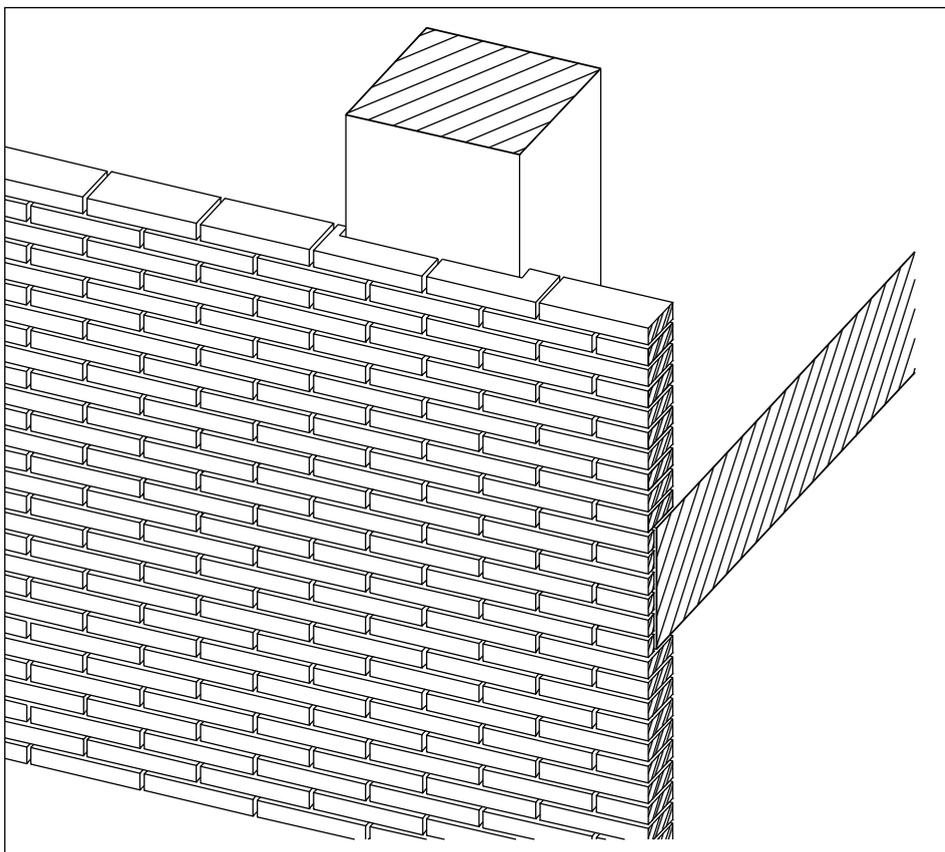


Figura 1.23. Ejecución de la hoja exterior encastrada en los pilares y forjados.

Ejecutada la hoja exterior, se realiza la hoja interior al mismo que se coloca el aislante térmico. Se replantea la hoja interior separada de la hoja exterior el espesor de la cámara de aire más el espesor del aislamiento térmico. Para poder colocar los paneles de aislamiento térmico es necesario ejecutar 3 o 4 hiladas de la hoja interior para apoyarlo sobre ésta. Para que el aislamiento no varíe su posición debe quedar fijado, mediante tacos de anclaje a la hoja interior o trozos del mismo material en la cámara de aire. Al mismo tiempo que se levanta la hoja interior, se coloca y fija el aislamiento térmico. La hoja interior se realiza desde el interior del edificio. Para ejecutar la hoja interior se utiliza ladrillo doble hueco colocado a panderete. Una vez concluida, se enlucce la cara interior de la hoja interior con yeso. (Figura 1.24)

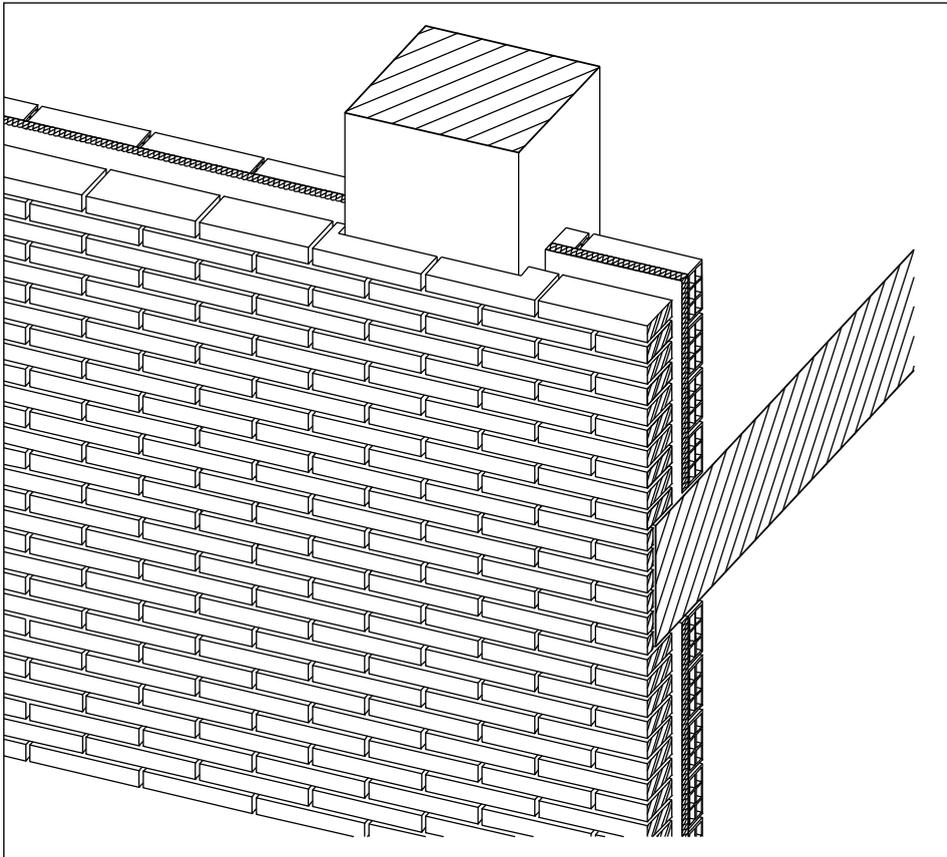


Figura 1.24. Cerramiento con hoja exterior interrumpida en la estructura.

1.6.1.1. Estabilidad

La función estructural de este cerramiento consiste en resistir las cargas verticales consistentes en su peso propio y las cargas horizontales como viento o sismo.

Este sistema constructivo transmite las cargas verticales a los forjados en los que se apoya, aunque como se verá más adelante el cerramiento en la realidad puede ir acumulando carga en los pisos inferiores. Para poder transmitir las cargas verticales correctamente es necesario que sea posible generar fuerzas de reacción en los apoyos. En condiciones habituales en edificación, residencial, altura libre menor de 2,70 m y luces entre pilares 5-6 m, lo recomendable es fijar un apoyo de la hoja exterior de 8 cm, Figura 1.25. En borradores del CTE aparecía textualmente la recomendación de apoyar 2/3 del espesor de la hoja, lo cual en función de la altura entre plantas y fuerza de viento puede no ser suficiente.

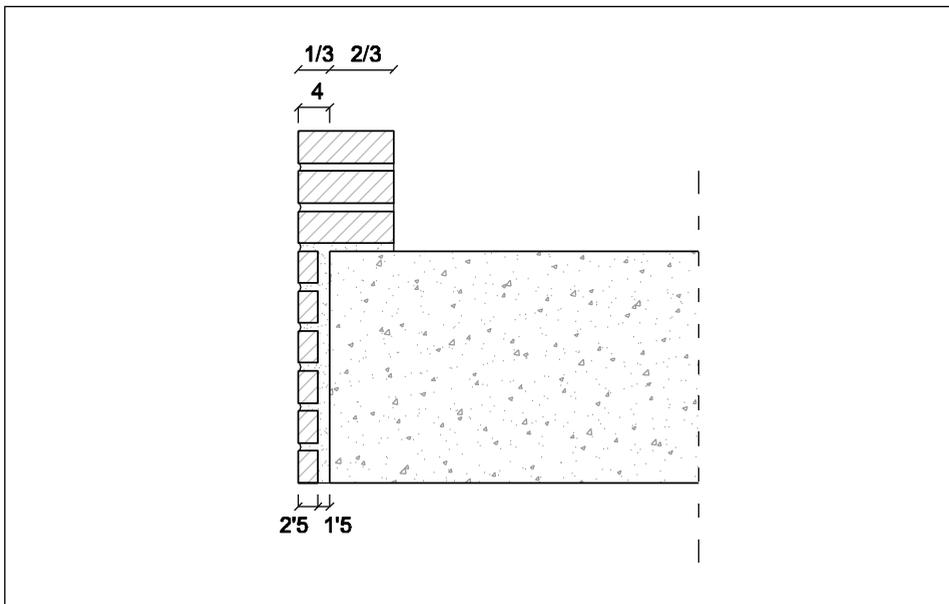


Figura 1.25. Apoyo horizontal mínimo de la hoja exterior para condiciones usuales.

Las cargas horizontales las recibe la hoja exterior y las transmite a la estructura porticada en todo el perímetro en contacto, es decir, en el apoyo en el forjado inferior, en el enlace con el forjado superior, y en los pilares contra los que se acodala. De esta manera el paño del cerramiento actúa como una placa apoyada en sus bordes.

Las lesiones debidas a la falta de estabilidad son debidas a la falta de apoyo horizontal (forjado) o vertical (pilares) generando fisuras, abombamientos y desprendimientos. El apoyo horizontal en el forjado requiere una gran precisión que no es fácil de alcanzar en obra, por tolerancias de replanteo y por la propia irregularidad del forjado.

La necesidad de apoyo en el contorno del paño requiere que no se coloquen juntas entre el cerramiento y la estructura portantes, provocando roturas por la incompatibilidad de deformaciones. La fábrica es un elemento muy rígido mientras que la estructura es flexible y dúctil. En los frentes de los forjados la adherencia entre las plaquetas y el forjado se va reduciendo progresivamente debido a los cambios de temperatura y humedad. Si el material de agarre de las plaquetas no puede absorber estos movimientos provocados por cambios de temperatura y humedad se producen desprendimientos en las plaquetas.

Para corregir el problema de la falta de apoyo horizontal en los forjados se utiliza un perfil metálico trabajando en ménsula como prolongación del apoyo. El perfil metálico es un perfil con forma de L atornillado al canto del forjado y una de las alas se disimula en el tendel de mortero. La Figura 1.26 ilustra esta última solución. Esta solución también tiene problemas por incompatibilidad de deformaciones entre el perfil y la fábrica.

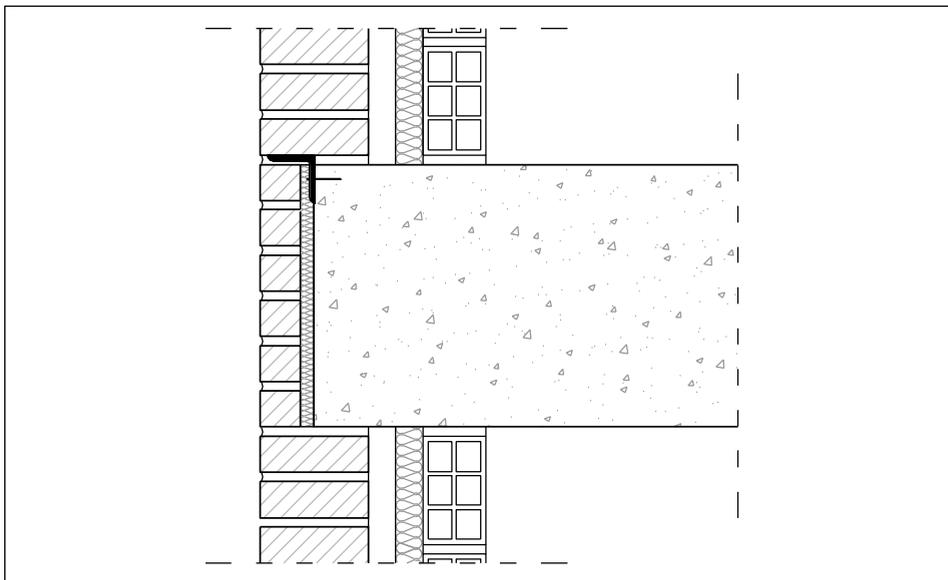


Figura 1.26. Aumento del apoyo mediante angular metálico

Otra solución que evita el empleo de perfiles metálicos es la ejecución de un tacón en el forjado que hace de apoyo en ménsula para la hoja exterior. Esta solución suele utilizarse cuando en fachadas con revestimiento continuo para que el tacón no sea visible.

Este sistema no requiere llaves metálicas de unión entre las dos hojas aunque es necesario utilizarlas cuando el apoyo de la hoja exterior se reduce con objeto de forrar el frente de forjado con aislante térmico o con plaquetas de mayor espesor.

Los huecos en el cerramiento se resuelven mediante dinteles. Esta tipología de cerramiento basa su estabilidad en la unión con la estructura. Cuando aparecen huecos se utiliza el contorno de estos para unir las dos hojas. De esta manera se produce una menor merma de resistencia en el paño por la aparición de los huecos. Por tanto, el dintel se resuelve con un único cargadero en el que apoyan las dos hojas. El alfeizar se resuelve con estante que une las dos hojas y funciona como soporte del vierteaguas. Las jambas igualmente suponen la unión de las dos hojas girando la hoja exterior hacia el trasdós, aunque la traba entre las dos hojas no tiene solución fácil.

1.6.1.2. Aislamiento

El aislamiento del cerramiento se debe básicamente al empleo de materiales específicos. Las dos hojas del cerramiento tienen poca inercia térmica y es el material específicamente aislante el responsable de alcanzar un aislamiento térmico correcto.

El material aísla al confinar aire, o cualquier otro gas, en su interior. Los aislamientos de fibra abierta, como la lana de vidrio o de roca, lo hacen entre sus fibras y los aislamientos formados por celdillas con aire en su interior, como los poliestirenos. El espesor del aislante se calculará en función de la zona climática y las exigencias del edificio.

El aislamiento térmico puede colocarse al exterior del cerramiento, al interior o en posición intermedia. La solución más utilizada, a pesar de no ser la mejor térmicamente, es la colocación del aislante en posición intermedia. Los motivos de ser el uso más generalizado es su fácil ejecución, la situación protegida del aislante y el posible acabado de ladrillo caravista.

En presencia de humedad los aislantes hidrófilos dejan de ser efectivos reduciendo su resistencia térmica, por lo que se recomienda una cámara de aire de 50 a 150 mm que separe el aislamiento de la hoja exterior. Los materiales no hidrófilos no varían su conductividad en presencia de humedad por lo que la cámara de aire puede reducirse o eliminarse.

Con el aislante en posición intermedia para garantizar la separación del aislante con la hoja exterior se utilizan tacos del mismo material, separadores desde la hoja interior con topes de plástico o llaves de unión entre las dos hojas también con topes de plástico.

La cámara de aire aporta aislamiento térmico que varía en función de su espesor. Si el espesor es grande las corrientes por convección reducen mucho la resistencia térmica de la cámara. La resistencia óptima se consigue con un espesor de 40-50 mm, siempre que la cámara no esté ventilada.

La conductividad térmica del material aislante es mucho menor que el resto de materiales constructivos. Por esto, en los puntos que aparezca una discontinuidad del material aislante se producirá un puente térmico.

Las causas principales de patología debidas al aislamiento se deben a su falta de continuidad y a la deficiente fijación con la hoja interior por la inexistencia de separadores.

La dificultad que entraña colocar un aislamiento adecuado en posiciones concretas origina que parte del cerramiento cambie su resistencia térmica de forma significativa. Por ejemplo, que el aislante térmico y la cámara de aire queden interrumpidos para dejar paso a un pilar o elemento estructural, dejando un puente térmico.

Se define como puente térmico el conjunto de puntos de un paramento interior que mantienen la temperatura superficial del mismo por debajo de la del resto de la superficie. Si dicha temperatura es inferior al valor estimado como punto de rocío del aire del local, se producirá una condensación del vapor de agua en ellos.

Se consideran puentes térmicos las zonas de la envolvente del edificio en la que se evidencia una variación de la uniformidad de la construcción, ya sea por un cambio de la geometría o de los materiales empleados lo que conlleva necesariamente un cambio de la resistencia térmica en una parte de la construcción.

Según el Código Técnico de la Edificación las causas para que parte del cerramiento de un edificio donde la resistencia térmica, normalmente uniforme, varía respecto al resto del cerramiento significativamente son:

- a) Penetraciones completas o parciales en el cerramiento de un edificio, de materiales con diferente conductividad térmica.
- b) Cambios en el espesor de la fábrica.
- c) Diferencias entre áreas internas o externas, tales como juntas entre paredes, suelos o techos.

Los puentes térmicos más comunes son: soleras, techos, pilares, huecos de ventanas, puertas y esquinas (entrantes y salientes dependiendo de la posición exterior respecto a la esquina).

Los síntomas propios de esta humedad son manchas de carácter superficial que se localizan en rincones, encuentros de forjados con los cerramientos, en torno a las ventanas, etc. Estas manchas tienen color oscuro con la formación de moho, como las mostradas en la Foto 1.14 pertenecientes a un edificio de viviendas situado en Sagunto, Valencia, donde la temperatura exterior es de 17°, la interior de 21° y la humedad relativa del 75%. El crecimiento del moho se puede producir si la humedad relativa se mantiene por encima el 70%, y su aparición es probable si la humedad relativa sobrepasa el 80% ó 90% durante periodos largos, es decir, normalmente mayores de 12 horas de duración.



Foto 1.14. Humedades por falta de aislamiento térmico.

Existen soluciones para evitar los puentes térmicos que aparecen en los puntos singulares de este sistema constructivo:

Pilares:

La hoja exterior pasa por delante de los pilares acodándose contra ellos. El aislante térmico debe colocarse por el interior del pilar eliminando el puente térmico. Con esta solución la estructura se ve afectada por los cambios de temperatura, Figura 1.27.

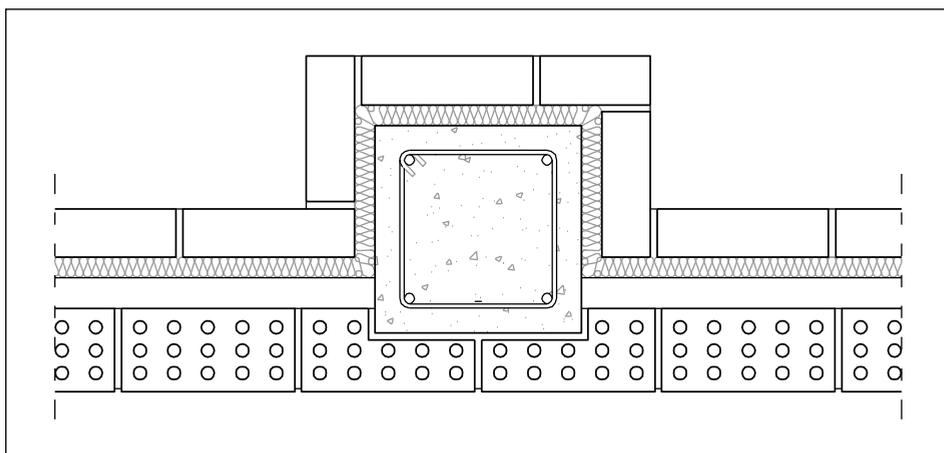


Figura 1.27. Apoyo en pilar sin puente térmico.

Frente de forjado:

La solución pasa por incrementar el espacio entre la línea de fachada y el forjado con objeto de introducir un aislante térmico. Para poder realizarlo sin comprometer la estabilidad de la hoja exterior se utiliza un perfil metálico trabajando en ménsula. De esta manera la hoja exterior puede apoyar más de 8 cm y dejamos un espacio donde colocar el aislamiento térmico. Los perfiles metálicos deben protegerse frente la oxidación y se debe asegurar la adherencia de la plaqueta al aislante. El incremento en el espesor de las plaquetas mejora su estabilidad. (Figura 1.28A)

Otra solución pasa por realizar una ménsula de hormigón armado, aunque esta solución reduce el puente térmico pero no lo elimina. Esta solución suele utilizar son cerramientos con revestimiento continuo. En la junta entre la hoja exterior y la ménsula se utilizará una malla plástica para evitar la aparición de fisuras. (Figura 1.28B)

Una solución al puente térmico que puede utilizarse en rehabilitación es la colocación del aislamiento por el interior. Para que el aislamiento no sea visible se utilizarán falsos techos y trasdosados.

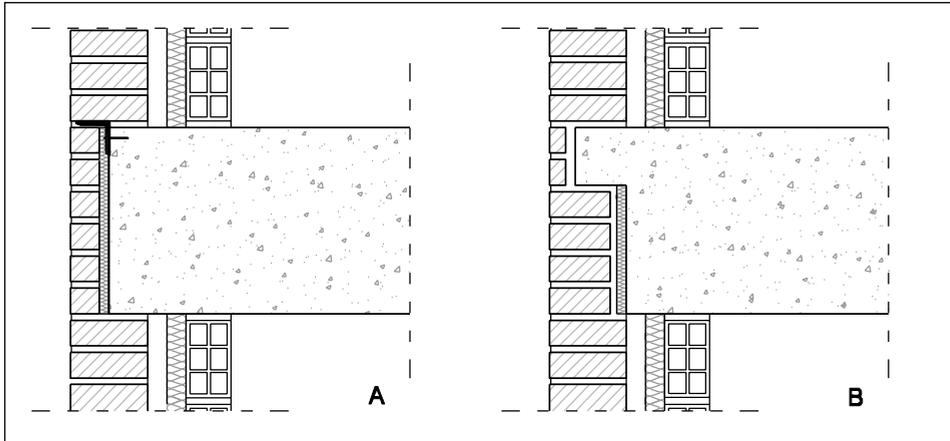


Figura 1.28. Soluciones al puente térmico del forjado.

Dintel:

La utilización de un dintel único que une las dos hojas supone un puente térmico. En caso de ser necesario evitarlo debemos utilizar un dintel para cada hoja añadiendo una llave metálica para no perder la unión de las dos hojas en esta parte del hueco. Entre los dos dinteles se intercala un material aislante térmico de pequeño espesor y poca conductividad térmica. Figura 1.29.

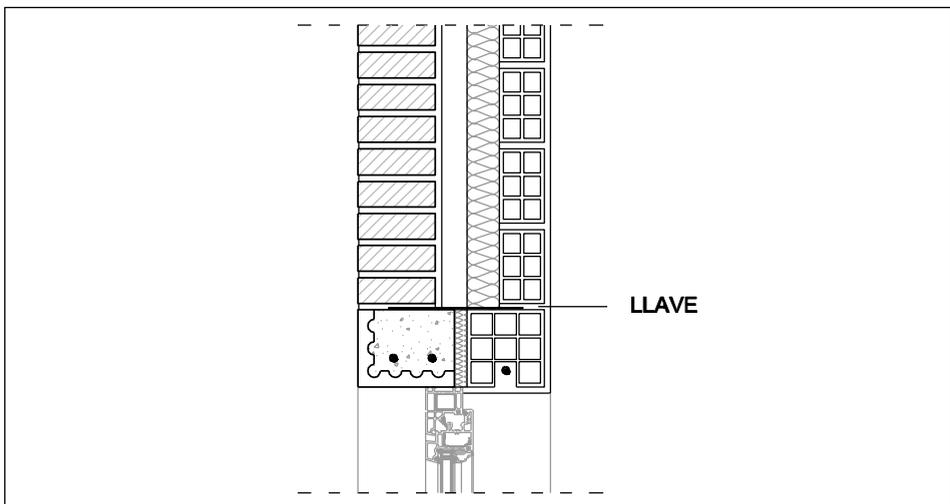


Figura 1.29. Puente térmico en dintel y solución.

Alfeizar:

De igual manera que ocurre en el dintel, el estante que une las dos hojas forma un puente térmico. Para eliminarlo debemos introducir un trozo de aislante térmico entre la pieza que cierra la cámara de aire y la hoja exterior. Figura 1.30.

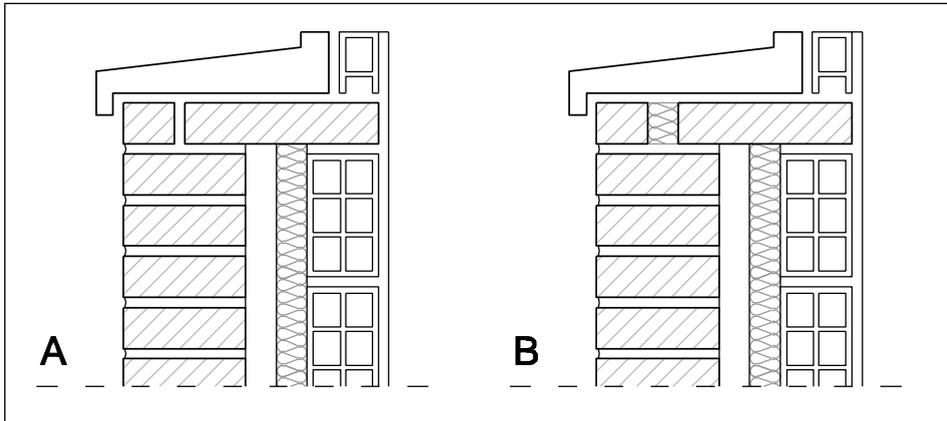


Figura 1.30. Puente térmico en alfeizar y solución.

Jambas:

Para realizar la jamba en esta tipología de cerramiento la hoja exterior gira y se une con la hoja interior. Esta unión es necesaria para la estabilidad de la hoja exterior pero produce un puente térmico. Para evitarlo se separan las dos hojas intercalando un material aislante pero se utilizan llaves metálicas para evitar que la estabilidad se vea afectada. Figura 1.31.

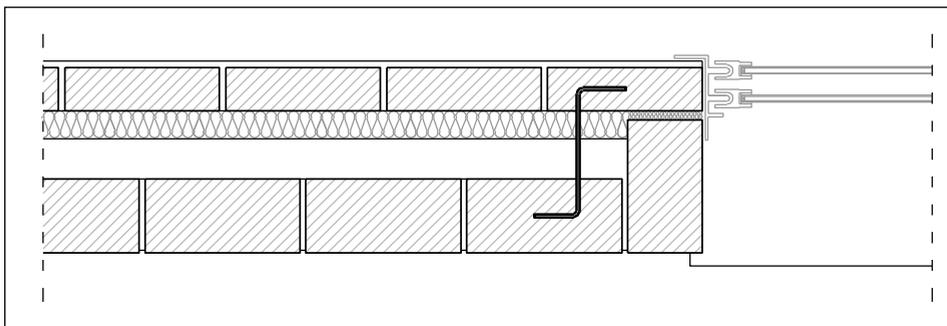


Figura 1.31. Puente térmico jamba.

1.6.1.3. Estanquidad

Los cerramientos se ven sometidos a la acción de la lluvia y el viento. En casos de muros de una hoja con gran espesor el agua poco a poco va penetrando hacia el interior. En períodos sin lluvia el muro va secándose evaporando la humedad hacia el exterior.

En el caso de lluvias frecuentes en regiones de humedad relativa elevada o de lluvias acompañadas por fuertes vientos, el cerramiento de una sola hoja de obra de fábrica no basta por sí sólo para evitar las filtraciones, ya que para ello deberíamos ir a un espesor excesivo y antieconómico¹³. (Figura 1.32)

Los cerramientos con cámara de aire ofrecen una buena resistencia a las filtraciones de agua de lluvia. Esta cámara rompe la continuidad del material impidiendo el paso de la humedad. El cerramiento se compone de dos hojas que por separado constituyen una pantalla insuficiente frente a la lluvia, la estanquidad depende de la separación entre ambas. Para garantizar la función separadora de la cámara de aire, ésta debe tener unos 50 mm y en el caso que el aislante incorporado en la cámara sea no hidrófilo puede reducirse a 35 mm.

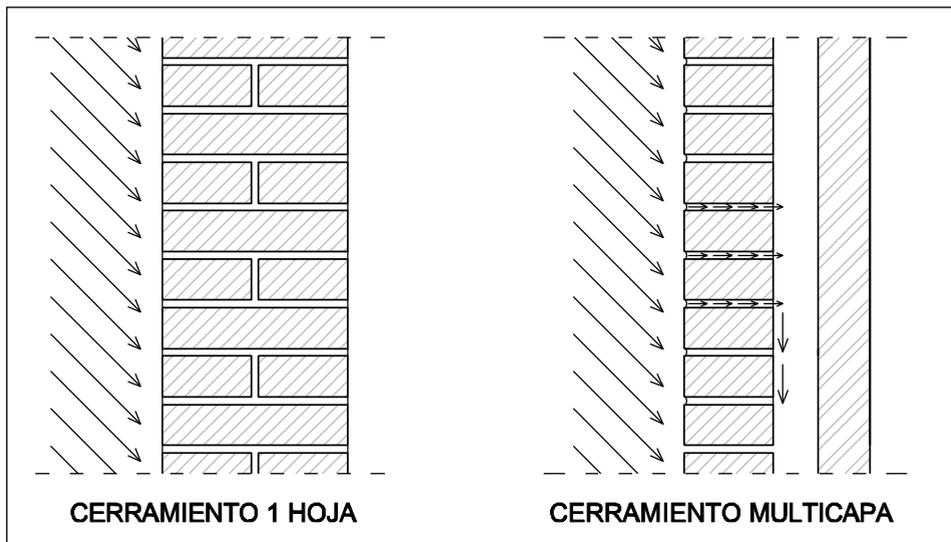


Figura 1.32. Acción de la lluvia sobre el cerramiento.

¹³ Mas, A.: Cerramientos de obra de fábrica SPUPV 2005.

Para mayores requerimientos de estanquidad, en zonas con mayor índice pluviométrico, a solución pasa por añadir aberturas para conseguir una cámara de aire ventilada que aumenta la velocidad de secado del cerramiento.

En los paños el cerramiento tiene un buen comportamiento. Los problemas aparecen, igual que los problemas de aislamiento, en las zonas en las que se interrumpe esta cámara de aire. Estos puntos serán el apoyo en forjados y pilares y el contorno de huecos.

El apoyo en los forjados, así como los dinteles, suponen una interrupción de la cámara de aire. El agua que accede a la cámara de aire a través de la porosidad de la hoja exterior cae por la cara interior esta hoja. El agua cuando llega al forjado se acumula y puede llegar al interior del edificio. En los puntos donde se interrumpe la cámara de aire colocaremos un babero de estanquidad que recoge el agua de la cámara e impide que penetre en el interior del edificio. Además de recoger el agua es necesario evacuarla, eso se realiza mediante perforaciones que conectan la parte baja de la cámara de aire con el exterior del edificio. Las perforaciones se pueden disimular en las llagas de mortero entre ladrillos, dejando una llaga sin mortero cada tres o cuatro ladrillos. En la Figura 1.33 se muestra la resolución de este punto.

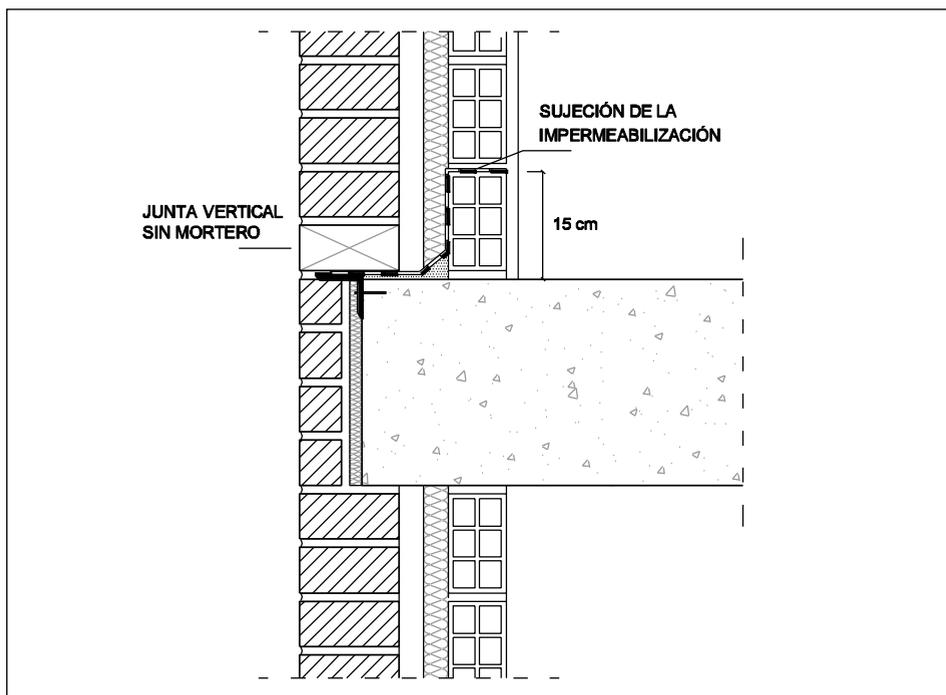


Figura 1.33. Lámina impermeable en la interrupción de la cámara de aire.

El babero o canalón de estanquidad está formado por una lámina impermeable que atraviesa la cámara y forma un ángulo apoyándose verticalmente de 10 a 15 cm en la hoja interior del cerramiento y metiéndose por debajo de la hoja exterior. Su forma ha de ser tal que el agua no pueda llegar a la pared interior haciendo que fluya por los extremos

El dintel, al unir las dos hojas, también supone una interrupción de la cámara. Para evitar humedades en este punto se actúa de igual manera, colocando una lámina impermeable en forma de canalón o babero de estanquidad que recoja el agua y unas llagas abiertas para evacuarla.

Las jambas y el alfeizar suponen también posibles entradas de agua. La solución a esta vía de entrada consiste en añadir láminas impermeables entre las dos hojas de la jamba y en colocar una lámina impermeable sobre el estante del alfeizar si el vierteaguas es permeable.

Los forjados y los pilares están en contacto con la hoja exterior. Si ésta es porosa, como ladrillo caravista, la humedad provocada por el agua de lluvia puede llegar a la estructura. Cuando deja de llover, estas zonas mantienen más tiempo la humedad que los paños con cámara de aire, foto 1.15. Por este motivo, se recomienda pintar los frentes de los forjados y los pilares con una pintura impermeable, en todo el frente y unos 15 cm en la cara superior e inferior.

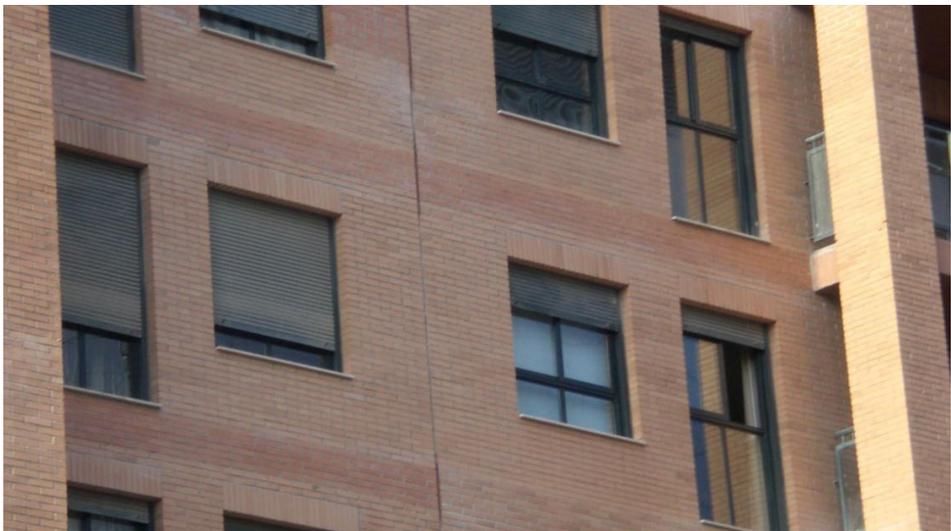


Foto 1.15. Los pilares y forjados son visibles al tener más humedad que el resto de los paños.

1.6.2. Cerramiento con cámara de aire corrida y continua por delante de la estructura

Es el cerramiento heredero del cavity wall inglés, surgido para solucionar los problemas de estabilidad, aislamiento y estanquidad que hemos visto que el cerramiento tradicional tiene. Está formado por una hoja exterior autoportante conectada con llaves a la estructura portante, una cámara de aire continua y ventilada, aislante térmico y una hoja interior.

En este sistema la hoja exterior pasa por delante de la estructura y la hoja interior se inserta en la estructura. La estructura debe diseñarse de manera que los pilares y los frentes del forjado formen un único plano, separado de la línea de fachada una distancia igual al espesor de la hoja exterior más la cámara de aire más el aislamiento térmico. (Figura 1.34)

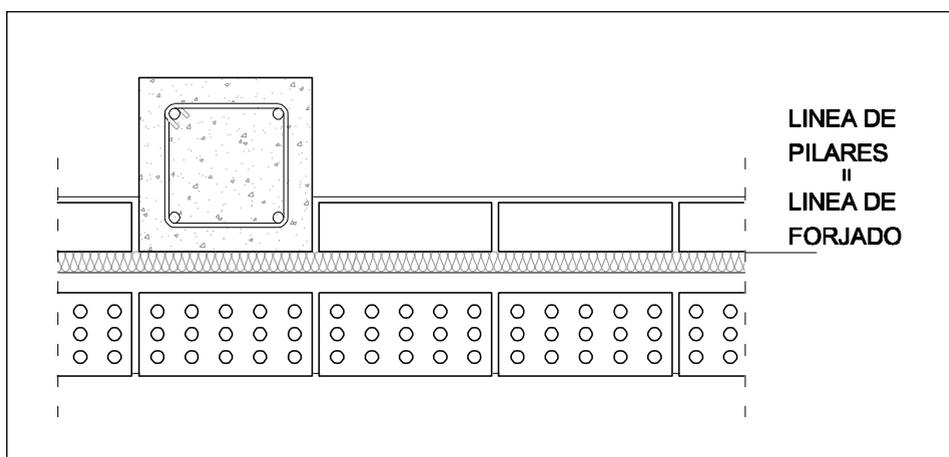


Figura 1.34. Posición de la hoja exterior respecto de la estructura.

Mientras se ejecuta la estructura se deben prever las uniones de la hoja exterior a la estructura. Estas llaves transmiten las cargas horizontales de viento y sismo a la estructura portante. Las llaves se dispondrán en los frentes de forjados cada 40 cm en horizontal y en los pilares cada 60 cm en vertical¹⁴, como se muestra en el esquema de la Figura 1.36.

¹⁴ Documents Techniques Unifiés. DTU 20. Maçonnerie.

Existen distintos tipos de llave para unir la fábrica a la estructura. En la Figura 1.35 se muestran algunos de ellos. La llave tipo A se introduce en una guía que se ha dejado prevista en los pilares y forjados antes de hormigonar, o se atornilla posteriormente, y permiten su deslizamiento en vertical. La llave tipo B se atornilla en el frente del pilar o el canto del forjado y permite el movimiento vertical de los alambres. La llave tipo C se atornilla en el lateral de los pilares. En la Foto 1.16 se puede observar un anclaje del tipo B colocado en los pilares.

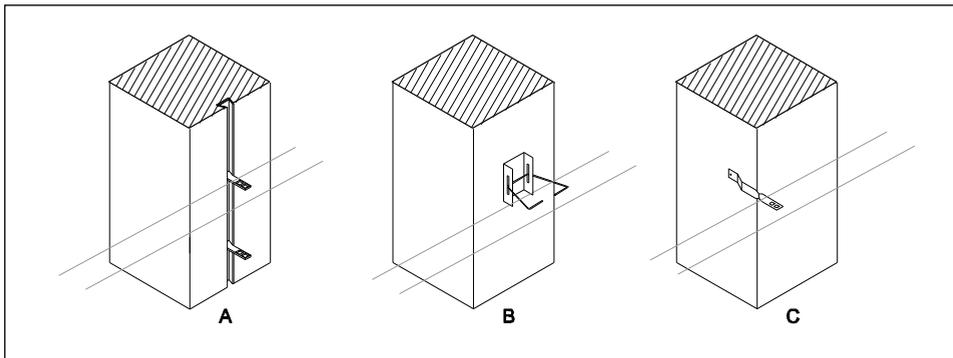


Figura 1.35. Llaves entre estructura y la hoja exterior.

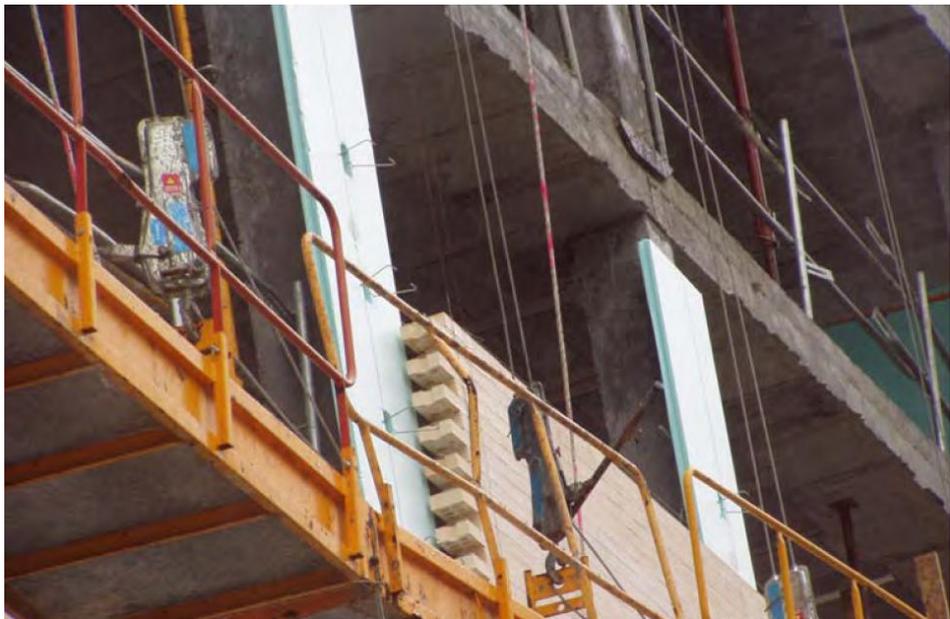


Foto 1.16. Anclaje hoja exterior a estructura. Catálogo Hispalyt.

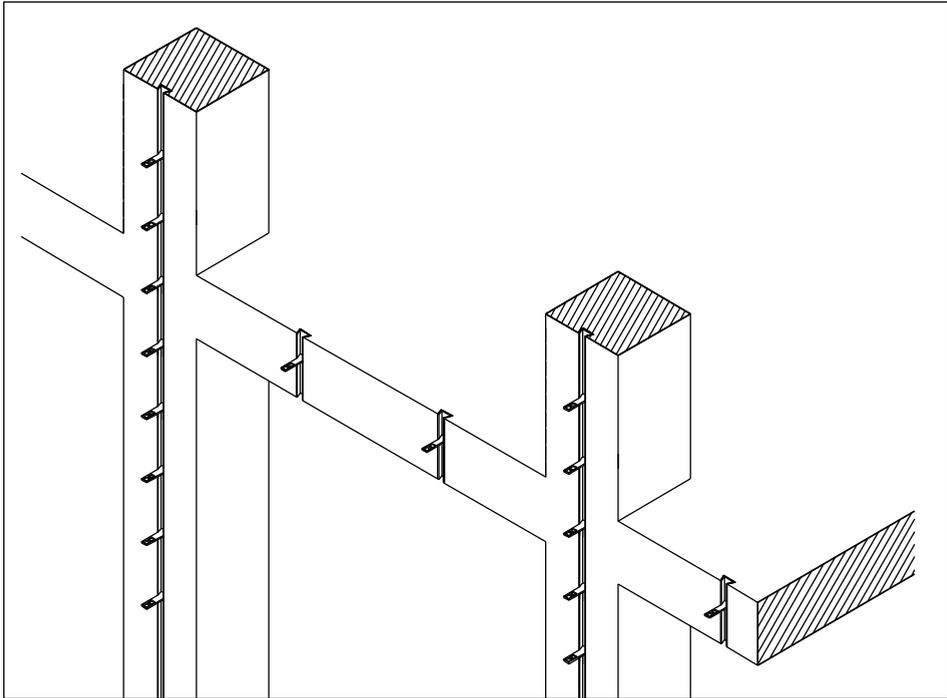


Figura 1.36. Preparación de la estructura.

Concluida la estructura porticada con las llaves previstas se comienza a ejecutar la hoja interior inserta en la estructura. La hoja interior se replantea para formar un plano continua con el plano de los pilares y frentes de forjados. La hoja interior y la exterior tienen llaves de anclaje colocadas cada 60 cm al tresbolillo. Las llaves se colocan en esta fase. Otra función de estas llaves es fijar el aislamiento térmico a la hoja interior. Las llaves que unen la hoja interior a la exterior transmitirán esfuerzos a esta, aunque no los tengamos en cuenta en el cálculo, por ello, se recomienda que la hoja interior está formada por ladrillos doble hueco colocados a sogas, en lugar de a panderete. Con esta colocación del ladrillo, además aumenta la resistencia térmica del cerramiento y facilita la ejecución de las llaves si tomamos los ladrillos de la hoja exterior del mismo grueso que los de la interior.

Sobre el plano formado por la estructura y la hoja interior se coloca de forma continua los paneles de aislamiento térmico desde el exterior del edificio. Los paneles forrarán la hoja interior y toda la estructura del edificio. Los paneles pueden ir tomados con adhesivos especiales o anclados con tacos. Las llaves de unión entre la hoja interior y la hoja exterior pueden asumir esta función añadiendo un tope de plástico que fije el aislamiento a la hoja interior.

Ejecutada la hoja interior y colocado el aislamiento se procede a levantar la hoja exterior (Figura 1.37). La hoja exterior es autoportante, debe soportar su peso propio con una altura de 3 plantas. Esto requiere que el ladrillo sea macizo o perforado y que el arranque se realice desde un elemento lo suficientemente resistente como para no producir movimientos en el cerramiento, como una zapata, un muro de sótano o una viga rígida. En el replanteo se situará la hoja exterior separada del aislante térmico el espesor de la cámara de aire.

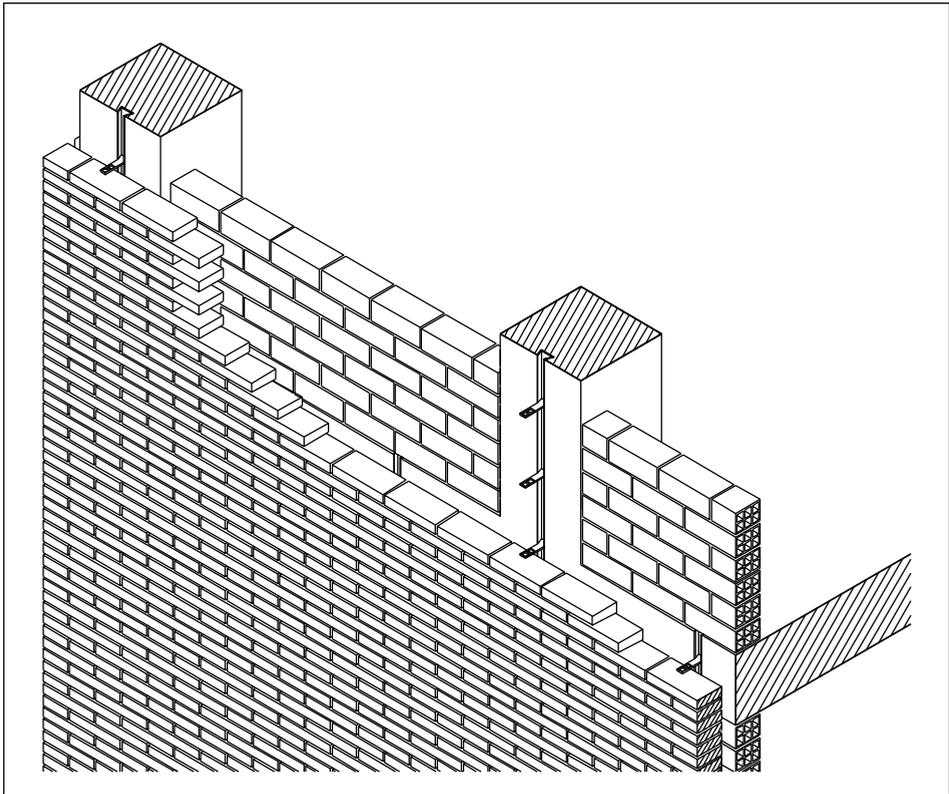


Figura 1.37. Construcción de la hoja exterior. No se ha dibujado el aislante ni las llaves entre hojas.

El orden en la ejecución del cerramiento es inverso al caso del cerramiento con la cámara de aire interrumpida en el forjado. Aquí primero se realiza la hoja interior para poder forrar con aislamiento toda la estructura y la hoja interior de forma continua. Este orden de ejecución impide enfoscar la cara interior de la hoja exterior con mortero hidrófugo. Para mejorar la estanquidad se puede ventilar la cámara de aire.

El orden de ejecución impide la accesibilidad a la cara interior de de la hoja exterior. Esto dificulta la retirada del exceso de mortero que aparece al ejecutar la hoja exterior. El mortero sobrante afecta al cerramiento de dos maneras distintas. En primer lugar el exceso de mortero puede caer por el interior de la cámara de aire acumulándose en el fondo de ésta. Se trata del efecto conocido como *mortar dropping*. En segundo lugar, el mortero puede formar puentes dentro de la cámara a lo largo de toda la altura de la cámara, este efecto se conoce como *mortar bridge*.

El mortero que cae por la cámara de aire y se acumula en el fondo de ésta puede obstruir el sistema de drenaje y ventilación de la cámara, provocando lesiones en cerramiento correctamente diseñado. La solución tradicional, incluida en el CTE, consiste en colocar grava en el fondo de la cámara para que el agua pueda filtrar a través de la grava. Sin embargo esta solución puede ocasionar que se forme una capa continua de mortero sobre las gravas dificultando la ventilación y drenaje de la cámara. En la actualidad existen materiales porosos con forma dentada, Figura 1.38, que permiten el drenaje de la cámara e impiden la formación de una banda continua de mortero.

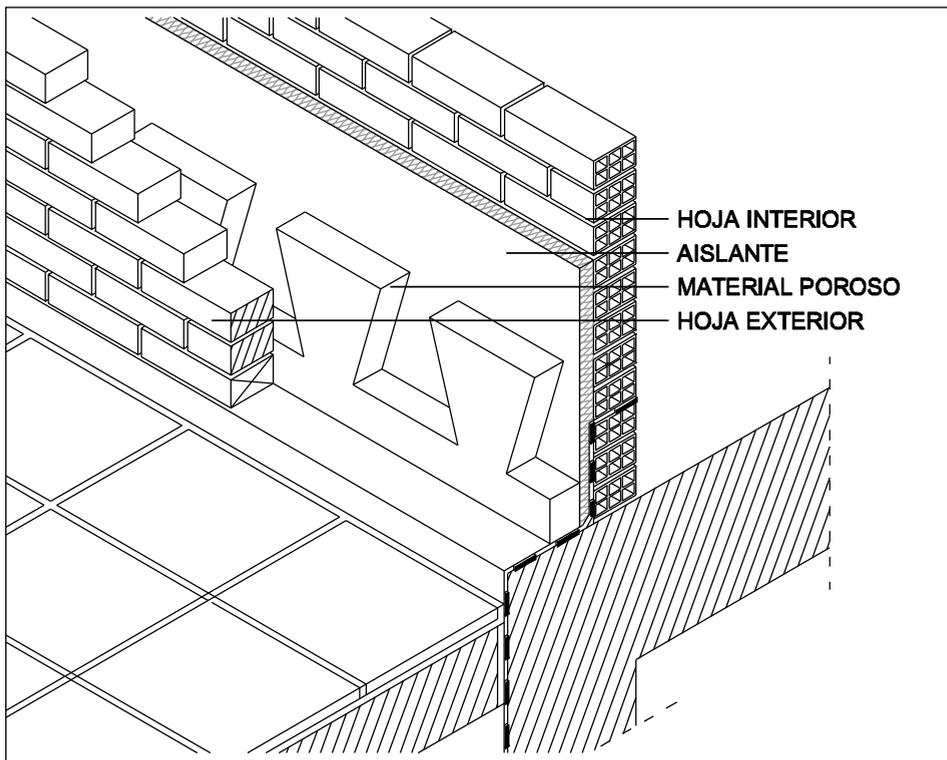


Figura 1.38. Material poroso para permitir la evacuación de la cámara de aire.

El segundo de los efectos, el puente de mortero, puede afectar al aislamiento térmico de la cámara y a la capacidad de ventilación de esta. En ocasiones se encuentran cerramientos en los que el mortero sobrante de la ejecución de la hoja exterior está en contacto con el aislamiento térmico situado en la cámara de aire. El agua por capilaridad puede entrar a través de una junta de mortero de la hoja exterior mal sellada e introducirse hasta el aislante térmico a través de estos puentes de mortero. En el caso de aislante hidrófilos el caso se puede reducir gravemente el aislamiento térmico del cerramiento.

Para evitarlo se coloca una tabla de madera con el ancho de la cámara de aire, apoyada en las llaves entre hojas de manera que se va recogiendo el mortero sobrante. Esta tabla se debe extraer cada 60 cm que es la altura de los paneles de aislamiento térmico y separación entre llaves. Esta solución se muestra en la Figura 1.39. Otras soluciones introducen en la cámara de aire un panel, que puede ser del mismo aislamiento térmico, con el ancho de la cámara y se va subiendo a la vez que se ejecuta la hoja exterior. También se puede introducir un material drenante con la altura completa de la cámara de aire.

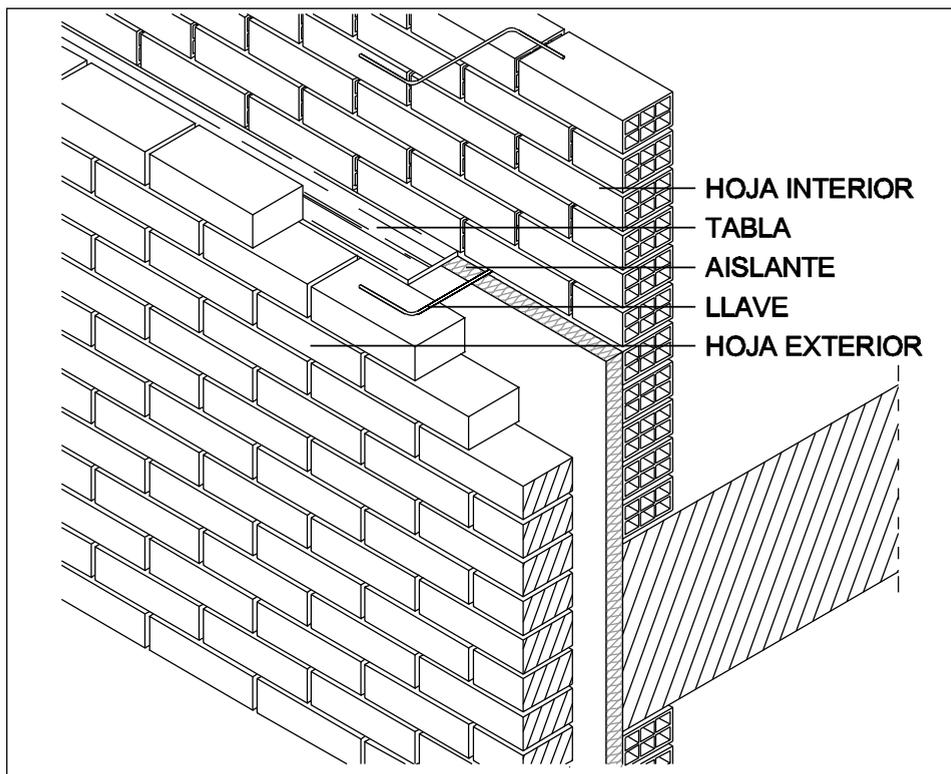


Figura 1.39. Utilización de tabla para evitar puentes de mortero.

1.6.2.1. Estabilidad

El funcionamiento del cerramiento es el de dos hojas independientes. El cerramiento no es un elemento único como en el caso del cerramiento con cámara de aire interrumpida en el forjado, sino que son dos elementos distintos¹⁵. El objetivo de esta tipología es garantizar el libre comportamiento de la hoja exterior.

La hoja exterior autoportante recibe las cargas verticales debidas a su peso propio y las cargas horizontales del viento o sismo, Figura 1.40. Las cargas verticales se transmiten a través de la hoja hasta su arranque en un elemento rígido. Esta tipología se usa en edificios de hasta tres plantas por lo que el peso propio puede llegar a ser importante, por tanto el material utilizado será ladrillo macizo o perforado.

Se limita la altura a tres plantas para no agotar la resistencia a compresión y pandeo de la hoja exterior del cerramiento.

Respecto a las acciones horizontales, estas se transmiten a la estructura portante mediante las llaves de unión. Las llaves trabajan a compresión cuando el viento es de presión y trabajan traccionadas cuando el viento es de succión. Se dimensionan en el caso más desfavorable que es el viento en presión, que tiene un valor mayor y además pueden pandear las llaves.

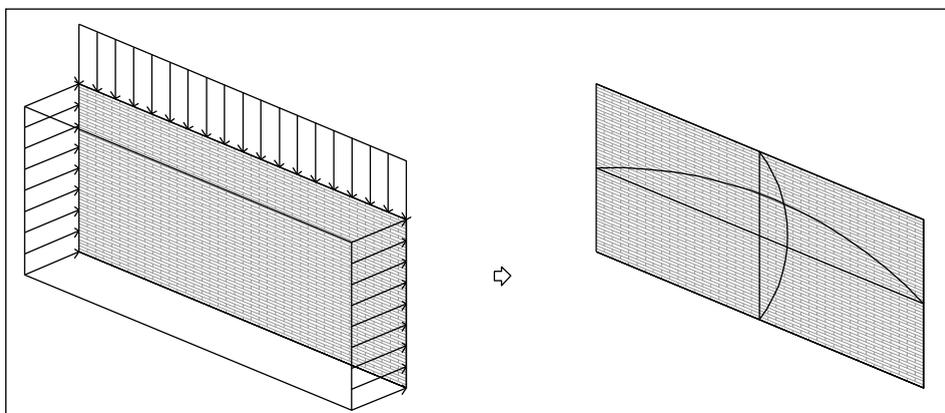


Figura 1.40. Cargas que recibe el paño del cerramiento.

¹⁵ Paricio, I.: La fachada ventilada de ladrillo caravista. NA. Faenza Editrice Ibérica S.L., Hispalyt. 1995

Respecto al pandeo de la hoja exterior podemos reducir su esbeltez al estar unida con llaves a la hoja interior. Si la hoja interior es portante, muro de bloque o muro de ladrillo de un pie, consideramos que las llaves contribuyen a la estabilidad de la hoja exterior teniendo en cuenta el espesor efectivo de ambas.¹⁶

Los huecos se resuelven teniendo presente la idea de que este cerramientos son dos elementos distintos, la hoja interior y la exterior. Por tanto, la solución para el dintel pasa por utilizar un dintel para cada hoja, es decir, un doble dintel. Este doble dintel se puede unir por un elemento que no constituya un puente térmico excesivo y no impida el libre movimiento de la hoja exterior. En las jambas se resuelven permitiendo la movilidad de la hoja exterior, sin unir las dos hojas. El espacio que queda entre las dos hojas se puede cerrar con la carpintería, con una chapa como prolongación de la carpintería, la guía de la persiana o girando la hoja exterior sin trabarse con la interior. El alfeizar tampoco supone la unión de las dos hojas. El vierteaguas metálico supone la mejor solución. Otra solución es colocar la carpintería sobre la cámara de aire y un vierteaguas de piedra o cerámica hacia el exterior y otro al interior.

Para edificios de más de tres plantas de altura se debe cambiar el planteamiento y transmitir la carga de la hoja exterior al forjado cada tres alturas. Para conseguir una transmisión del peso propio a los forjados se utilizan perfiles metálicos trabajando en ménsula. El diseño puede realizarse con continuidad en la cámara o sin continuidad.

1.6.2.2. Aislamiento

El aislamiento del cerramiento es debido al uso de materiales específicos. El material aislante se coloca en el interior de la cámara de aire fijado a la hoja exterior.

Debido al mismo diseño de este sistema constructivo no aparecen puentes térmicos. La Figura 1.41 muestra una sección tipo de este cerramiento, sin aparecer puentes térmicos. En los frentes de forjado, la hoja exterior y el forjado no tienen contacto puesto que el aislamiento térmico forra de forma continua toda la estructura. De esa manera la estructura porticada se encuentra protegida frente los cambios de temperatura.

¹⁶ CTE-SE-F 5.2.5

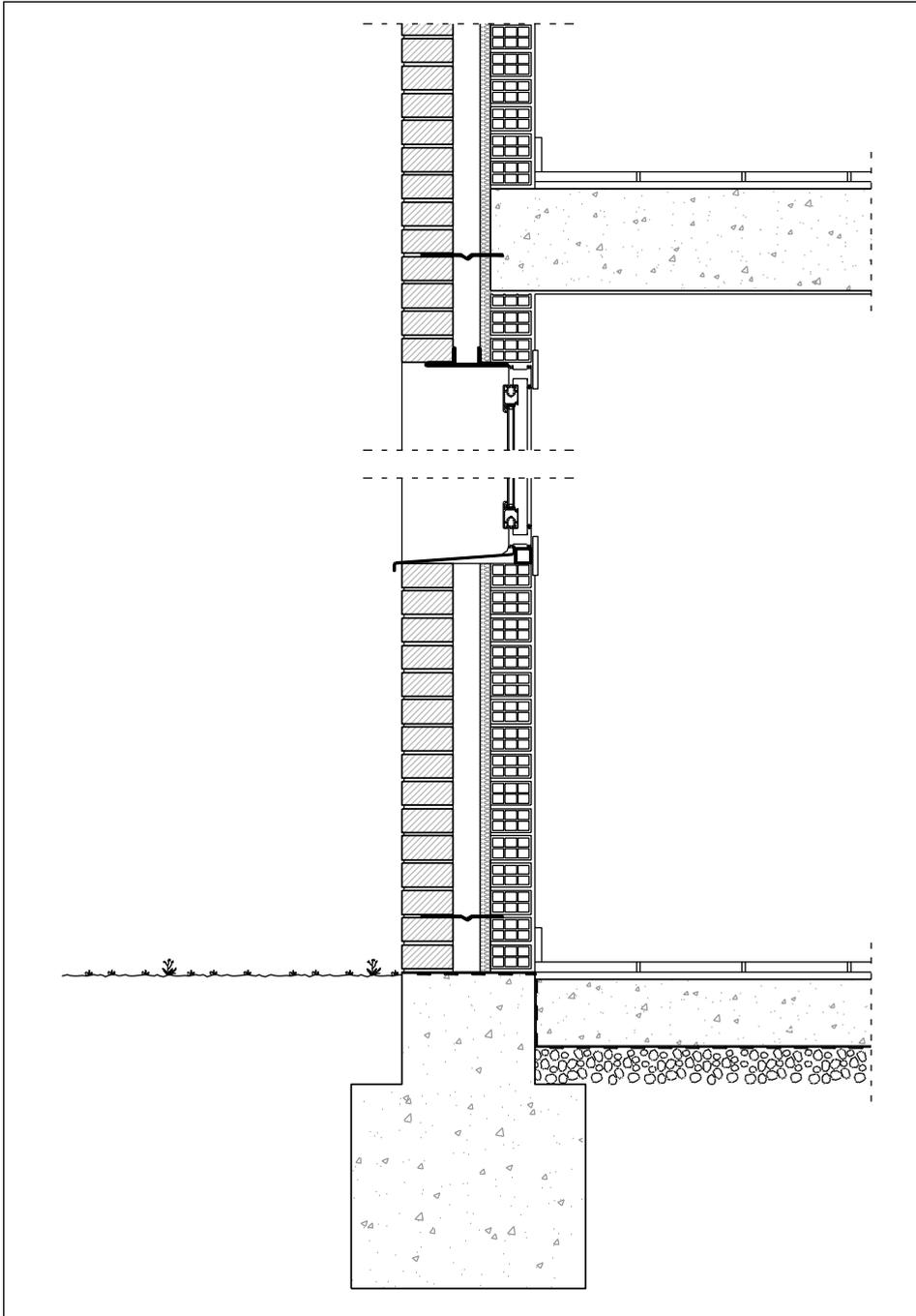


Figura 1.41. El aislante térmico impide los puentes térmicos en frentes de forjados y contorno de huecos.

En el contorno de los huecos la solución también mejora. Al no existir contacto entre las dos hojas en el dintel, jambas y alfeizar podemos colocar aislamiento que impida los puentes térmicos.

1.6.2.3. Estanquidad

El cerramiento tiene un buen comportamiento frente a la estanquidad. La cámara de aire impide que el agua penetre al interior. La cámara de aire tiene muchas menos interrupciones que el cerramiento convencional, facilitando la puesta en obra. La cámara de aire no se interrumpe en los forjados, de manera que en estos puntos se evita la colocación del babero de estanquidad.

Las únicas interrupciones son las producidas en los dinteles y en el arranque de cimentación. El dintel lo podemos solucionar con la cámara de aire cerrada y colocando babero de estanquidad o con la cámara de aire abierta por el dintel de manera que por ese punto desagua la cámara de aire. En el arranque de cimentación es necesario un babero de estanquidad para impedir la entrada de agua por filtración y recoger el agua que cae por la cámara de aire, para evacuarla se dejan unas llagas abiertas en la hoja exterior.

Para edificios de más de tres plantas de alturas se aconseja un anclaje que transmita la carga vertical a la estructura. Este anclaje puede resolverse con un perfil metálico. En caso de interrumpir la cámara de aire se debe colocar babero de estanquidad y evacuar el agua que se acumule, Figura 1.42.

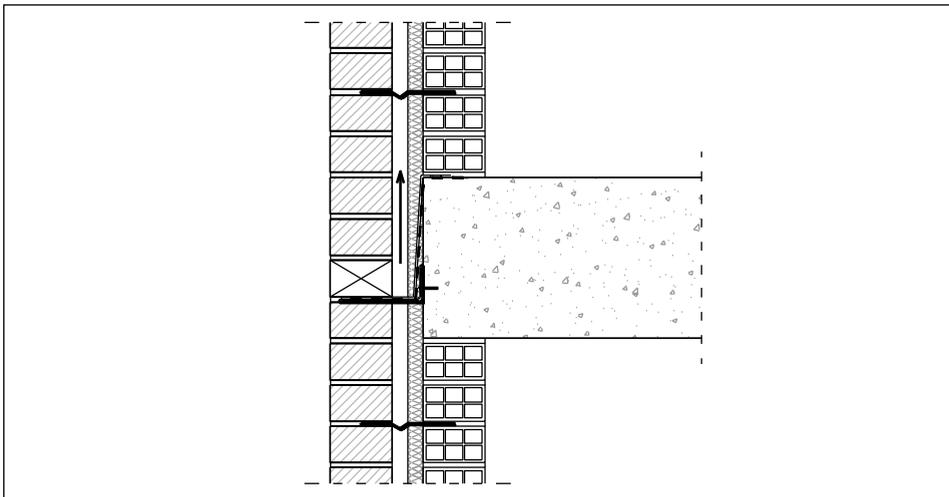


Figura 1.42. Perfil metálico interrumpiendo la cámara de aire.

La cámara de aire tiene también la misión de disipar el vapor de agua que atraviesa el cerramiento, disminuyendo la temperatura y la presión de vapor, aviando así la condensación. Para que se cumpla este requerimiento la cámara de aire debe ser ventilada. Figura 1.43.

Para que la cámara de aire sea ventilada¹⁷ deben disponerse aberturas de ventilación cuya área efectiva total sea como mínimo igual a 120 cm^2 por cada 10 m^2 de paño de fachada entre forjados repartidas al 50% entre la parte superior y la inferior. Pueden utilizarse como aberturas rejillas, llagas desprovistas de mortero, juntas abiertas en los revestimientos discontinuos que tengan una anchura mayor que 5 mm u otra solución que produzca el mismo efecto. Las aberturas situadas en la parte inferior del cerramiento además de función de ventilación tendrán la función de evacuación de agua.

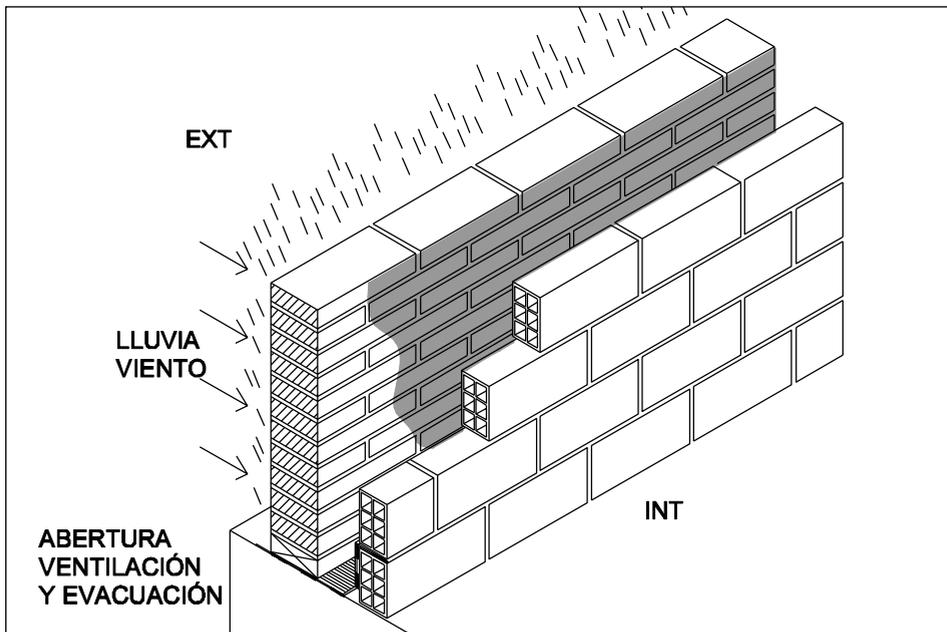


Figura 1.43. Cámara de aire ventilada.

El comportamiento térmico del cerramiento varía al introducir la ventilación natural de la cámara. En los últimos años se han desarrollado modelos numéricos para predecir el rendimiento térmico de la solución.¹⁸

¹⁷ CTE-DB-SH

¹⁸ Moret, A.; Aelenei, L.: Thermal performance of a naturally ventilated cavity wall. International Journal of Energy Research, Vol. 34, pp 357-372. 2009.

2. LOS CERRAMIENTOS DE FÁBRICA DE LADRILLO EN LA NORMATIVA VIGENTE

A la hora de proyectar y construir un cerramiento no portante de fábrica de ladrillo la normativa que se debe tener en cuenta son las normas UNE respecto las características de ladrillos y mortero, el Código Técnico de la Edificación y la Norma Sismorresistente.

2.1. UNE Ladrillos

La normativa de aplicación para el empleo de ladrillos cerámicos es la UNE 771-1:2003/A1:2005.

2.1.1. Designación

Los ladrillos cerámicos ordinarios que hayan de utilizarse en obras de fábrica se designarán por una expresión en la que quede definida abreviadamente y en el orden que se indica, su tipo, clase, resistencia y formato.

La designación es distinta para cada uno de los tipos de piezas que define la norma UNE. En primer lugar se definen la pieza LD como pieza de arcilla cocida para fábrica de albañilería revestida, con una densidad aparente baja. La pieza HD se define como pieza de arcilla cocida para fábrica de albañilería sin revestir así como piezas de arcilla cocida con una densidad aparente alta para su uso en fábrica revestida.

Pieza LD

La descripción y designación de una pieza debe incluir al menos los siguientes aspectos:

- a. Número y fecha de publicación de la UNE 771-1:2003
- b. Tipo de pieza LD
- c. Dimensiones y tolerancias (valores medios): largo x alto x ancho en milímetros.
- d. Geometría y forma: Ejemplos:
 - Pieza con perforación vertical.
 - Pieza con perforación vertical y muesca para relleno con mortero.
 - Pieza con perforación vertical y orificios para manipulación.
 - Pieza con perforación horizontal.

-
- Pieza con perforación horizontal y sistema de machiembrado.
 - Pieza con perforación horizontal y relieve en las caras para agarre del enlucido y del mortero.
 - Pieza con perforación horizontal y muesca para relleno con mortero
- e. Densidad aparente y absoluta y tolerancias: será menor o igual que 1000 kg/m³.
- f. Resistencia a compresión: expresada en N/mm². Se puede indicar categoría:
- Categoría I: piezas con una resistencia compresión declarada con probabilidad de no alcanzarse inferior al 5%.
 - Categoría II: piezas que no cumplan el nivel de confianza especificado en la Categoría I.

Cuando debido a los usos que vaya a destinarse la pieza lo requieran, la descripción y designación debe incluir también:

- g. Tolerancias
- h. Propiedades térmicas
- i. Categoría de resistencia a la heladicidad
- j. Categoría según el contenido de sales solubles activas
- k. Expansión por humedad
- l. Reacción al fuego
- m. Permeabilidad al vapor de agua.
- n. Adherencia.

Pieza HD:

La descripción y designación de una pieza debe incluir al menos los siguientes aspectos:

- a. Número y fecha de publicación de la UNE 771-1:2003
- b. Tipo de pieza HD
- c. Dimensiones y tolerancias (valores medios): largo x alto x ancho en milímetros.
- d. Geometría y forma: Ejemplos.
 - Pieza maciza
 - Pieza con rebaje
 - Pieza con perforación vertical

- e. Resistencia a compresión: expresada en N/mm². Se puede indicar categoría:
 - Categoría I: piezas con una resistencia compresión declarada con probabilidad de no alcanzarse inferior al 5%.
 - Categoría II: piezas que no cumplan el nivel de confianza especificado en la Categoría I.
- f. Categoría de resistencia a la heladicidad:
 - F2: exposición severa: piezas o elementos que sometidos a condiciones límites de uso están sujetos a la saturación de agua (lluvia dirigida, agua subterránea) en combinación con ciclos de hielo/deshielo, debido a las condiciones climáticas y a la ausencia de elementos de protección.
 - F1: exposición moderada: piezas o elementos que sometidos a condiciones límites de uso están sujetos a la humedad y a los ciclos de hielo/deshielo, excluyendo las construcciones expuestas a condiciones severas.
 - F0: exposición pasiva: piezas o elementos que sometidos a condiciones límites de uso no están concebidos para ser expuestos a la humedad y la helada.

Cuando debido a los usos que vaya a destinarse la pieza lo requieran, la descripción y designación debe incluir también:

Tolerancias

- g. Densidad aparente y absoluta
- h. Absorción de agua
- i. Porcentaje inicial de absorción de agua
- j. Propiedades térmicas.
- k. Categoría según el contenido de sales solubles activas
- l. Expansión por humedad
- m. Reacción al fuego
- n. Permeabilidad al vapor de agua.
- o. Adherencia.

2.1.2. Características exigibles a los ladrillos.

Las normas que controlan las características exigibles a los ladrillos son:

EN 772-1:2000: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 1: Determinación de la resistencia a compresión.

EN 772-3: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 3: Determinación del volumen neto y del porcentaje de huecos por pesada hidrostática de piezas de arcilla cocida para fábrica de albañilería.

EN 772-5: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 5: Determinación del contenido en sales solubles activas en las piezas de arcilla cocida para albañilería.

EN 772-7: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 7: Determinación de la absorción de agua por inmersión en agua hirviendo de piezas de arcilla cocida para fábrica de albañilería que sirven de bañera al agua por capilaridad.

EN 772-11: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 11: Determinación de la absorción de agua por capilaridad de piezas para fábrica de albañilería, en hormigón, piedra natural y artificial, y de la tasa de absorción de agua inicial de las piezas de arcilla cocida para fábrica de albañilería.

EN 772-13: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Determinación de la densidad absoluta seca y de la densidad aparente seca de piezas para fábrica de albañilería. (excepto piedra natural).

EN 772-16:2000: Métodos de ensayo de piezas para fábrica de albañilería. Parte 10: Determinación de las dimensiones.

EN 772-19: Métodos de ensayo de piezas para fábricas de albañilería. Parte 19: Determinación de la dilatación a la humedad de los grandes elementos de albañilería de arcilla cocida, perforados horizontalmente.

EN 1052-3: Métodos de ensayo para fábricas de albañilería. Parte 3: Determinación de la resistencia inicial a cortante.

EN 1745: Fábrica de albañilería y componentes para fábrica. Métodos para determinar los valores térmicos de proyecto.

EN 13501-1: Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 1: Clasificación a partir de datos obtenidos en ensayos de reacción al fuego.

2.2. UNE Morteros

Las normativas UNE de aplicación para la ejecución de fábricas de ladrillo son la UNE-EN 998-1, sobre morteros de enfoscado y enlucido, y la UNE-EN 998-2 referente a morteros para albañilería

La norma UNE define el mortero para albañilería como la mezcla compuesta por uno o varios conglomerantes inorgánicos, áridos, agua y a veces, aditivos y/o adiciones para colocar, unir o rejuntar piezas de albañilería. Los tipos descritos con sus características se recogen en la Tabla 2.1.

Tipo de mortero		Características
Mortero para albañilería para uso corriente	G	Mortero sin características especiales
Mortero para juntas y capas finas	T	Mortero diseñado con un tamaño máximo de árido menor o igual a 2 mm.
Mortero para albañilería ligero	L	Mortero diseñado con una densidad en estado endurecido y seco inferior a 1.300 kg/m ³ .

Tabla 2.1. Tipos de mortero.

En los morteros para albañilería diseñados, el fabricante debe declarar la resistencia a compresión. La resistencia a compresión se designa con la letra M seguida de la clase de resistencia a compresión, en N/mm², cuyo valor se debe superar.

Otra característica que se exige al mortero de albañilería es la resistencia de unión (adhesión). El fabricante debe declarar la resistencia de unión en combinación con un elemento de albañilería, en términos de resistencia característica inicial al cizallamiento. La declaración puede realizarse basada en ensayos según la Norma EN 771 o mediante valores tabulados.

Cuando las fábricas se utilizan al exterior, expuestas a la intemperie se debe declarar la absorción de agua y la permeabilidad al vapor de agua. Si además el edificio está sujeto a requisitos térmicos, el fabricante debe declarar como conductividad térmica el valor medio de λ_{10} según la Norma EN 1745:2002.

La durabilidad de los morteros se evalúa y declara mediante la resistencia a los ciclos de hielo/deshielo conforme a las disposiciones válidas en el lugar de utilización del mortero.

La designación del mortero de albañilería deberá incluir el número y fecha de la norma UNE; nombre del fabricante; código o fecha de fabricación; tipo de mortero; tiempo de utilización; contenido de cloruros; contenido de aire; proporción de componentes y relación con la resistencia a compresión; resistencia a compresión; resistencia de unión (adhesión); absorción de agua; permeabilidad al vapor de agua; conductividad térmica; durabilidad; tamaño máximo de árido; tiempo abierto o tiempo de corrección; reacción frente al fuego. En la designación se debe incluir información sobre las propiedades especiales de un mortero si se destina a empleos específicos.

Los morteros para revocos y enlucidos se rigen por la UNE 998-1. Son importantes en los cerramientos con revestimiento continuo, que dota de impermeabilidad al cerramiento, y en los cerramientos caravista, donde enfoscamos el trasdós de la hoja exterior para mejorar su estanquidad.

Los morteros para revoco/enlucido se definen como sigue:

a) según el concepto:

- morteros diseñados; o
- morteros prescritos.

b) según el sistema de fabricación:

- morteros preparados en fábrica (morteros industriales);
- morteros semiterminados en fábrica (morteros industriales semiterminados);
- morteros preparados "in situ"

c) según las propiedades y/o su utilización:

- morteros para revoco/enlucido para uso corriente;
- morteros para revoco /enlucido ligeros;
- morteros para revoco coloreados;
- morteros para revoco monocapa;
- morteros para revoco /enlucido para renovación;
- morteros para revoco/enlucido para aislamiento térmico.

Las normas que rigen los ensayos de cada característica son:

EN 1015-2: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 2: Toma de muestra total de morteros y preparación de los morteros para ensayo.

EN 1015-7: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 7: Determinación del contenido en aire en el mortero fresco.

EN 1015-9: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 9: Determinación del periodo de trabajabilidad y del tiempo abierto del mortero fresco.

EN 1015-10: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 10: Determinación de la densidad aparente en seco del mortero endurecido.

EN 1015-11: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 11: Determinación de la resistencia a flexión y a compresión del mortero endurecido.

EN 1015-12: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 12: Determinación de la resistencia a la adhesión de los morteros de revoco y enlucido endurecidos aplicados sobre soportes.

EN 1015-18: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 18: Determinación del coeficiente de absorción de agua por capilaridad del mortero endurecido.

EN 1015-19: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 19: Determinación de la permeabilidad al vapor de agua de los morteros endurecidos de revoco y enlucido.

EN 1015-21: Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 21: Determinación de la compatibilidad de los morteros de revoco monocapa con los soportes.

EN 1745:2002: Fábrica de albañilería y componentes para fábrica. Métodos para determinar los valores térmicos de proyecto.

EN 13501-1: Clasificación en función del comportamiento frente al fuego de los productos de construcción y elementos para la edificación. Parte 1: Clasificación a partir de datos obtenidos en ensayos de reacción al fuego.

2.3. Código Técnico de la Edificación

El Código Técnico de la Edificación ha supuesto una unificación en las normas de obligado cumplimiento que regulan la edificación en España adecuándolas con las exigencias que impuestas en la Unión Europea. En lo referente a las fábricas, y concretamente, a los cerramientos de fábrica de ladrillo, el Código Técnico los nombra en seis documentos, por lo que para definir el cerramiento se debe analizar todos ellos para garantizar el cumplimiento de la normativa.

En este punto se realiza un repaso a las comprobaciones necesarias a la hora de elegir un cerramiento.

2.3.1. CTE-DB-H. Salubridad

El Documento Básico Salubridad en su primer capítulo¹⁹ trata de la elección de soluciones constructivas para soleras, muros de sótano y cerramientos. La tabla 2.7 Condiciones de las soluciones de fachada indica la composición de fachada mínimo respecto el grado de impermeabilidad. Para entrar en la tabla se requieren unos datos previos.

En el artículo 2.3.1 indica los tipos de terreno donde está situado el edificio y la clase del entorno del edificio que le corresponde. La Tabla 2.2 recoge los tipos de terreno y la clase de entorno el CTE le asigna:

Terreno tipo	Características del terreno	Clase de entorno
Terreno tipo I	Borde del mar o de un lago con una zona despejada de agua en la dirección del viento de una extensión mínima de 5 km.	E0
Terreno tipo II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia.	E0
Terreno tipo III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados tales como árboles o construcciones pequeñas.	E0
Terreno tipo IV	Zona urbana, industrial o forestal.	E1
Terreno tipo V	Centros de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura.	E1

Tabla 2.2. Tipos de terreno según CTE

¹⁹ HS 1 Protección frente a la humedad.

Con la clase del entorno del edificio entramos en la Tabla 2.3 obteniendo el grado de exposición al viento a la que se ve sometida el cerramiento, en función de la altura del edificio y la zona eólica, Figura 2.1:

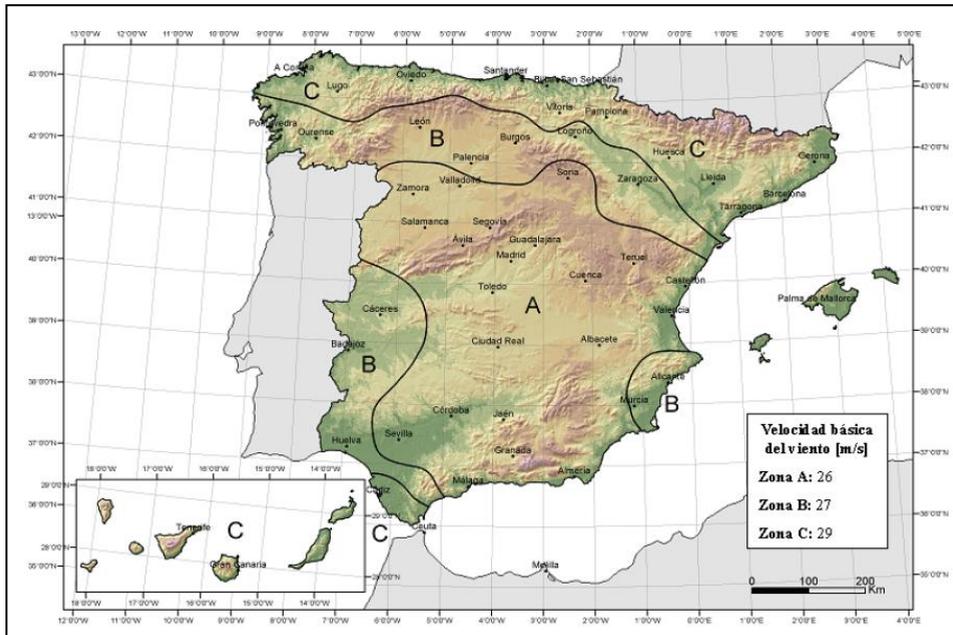


Figura 2.1. Mapa zonas eólicas. CTE-HS.

		Clase del entorno del edificio					
		E1			E0		
		Zona eólica			Zona eólica		
		A	B	C	A	B	C
Altura del edificio	≤15	V3	V3	V3	V2	V2	V2
	16-40	V3	V2	V2	V2	V2	V1
	51-100	V2	V2	V2	V1	V1	V1

Tabla 2.3. Clase de exposición al viento. CTE-HS.

Por otro lado debemos conocer la zona pluviométrica donde nos encontramos, en función de la situación de la edificación consultando el mapa de la Figura 2.2.

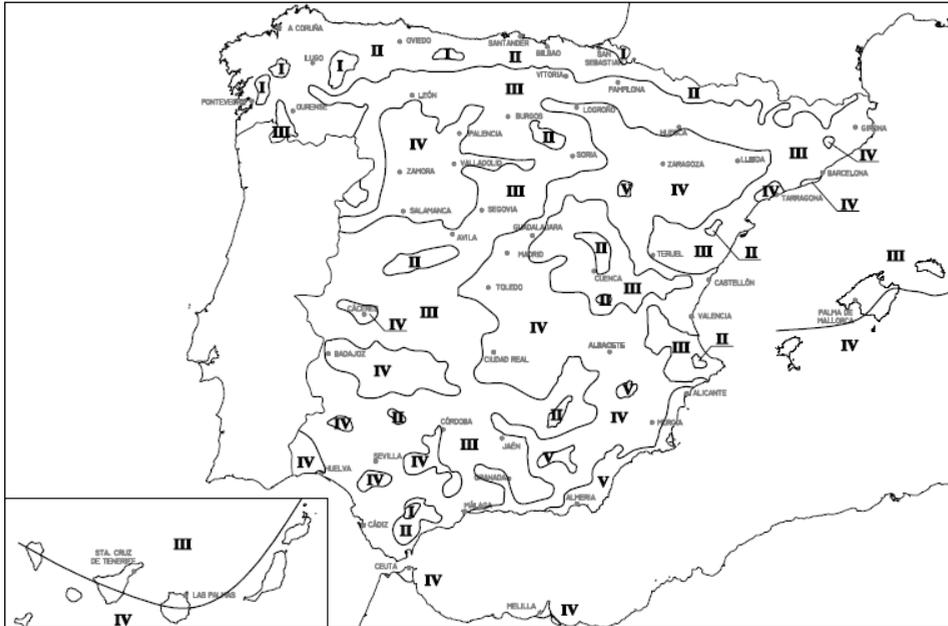


Figura 2.2. Zonas pluviométricas según CTE. CTE-HS.

Con el grado de exposición al viento y la zona pluviométrica obtenemos finalmente el grado de impermeabilidad del cerramiento entrando en la Tabla 2.4:

		Zona pluviométrica de promedios				
		I	II	III	IV	V
Grado de exposición al viento	V1	5	5	4	3	2
	V2	5	4	3	3	2
	V3	5	4	3	2	1

Tabla 2.4. Grado de impermeabilidad del cerramiento.

Las condiciones exigidas a la solución constructiva para cada grado de impermeabilidad vienen definidas en la Tabla 2.5. En algunos casos las soluciones son únicas y en otros se presentan conjuntos optativos de condiciones:

Grado perm.	Con revestimiento exterior	Sin revestimiento exterior
≤ 1	R1+C1	C1+J1+N1
≤ 2	R1+C1	B1+C1+J1+N1 C2+H1+J1+N1 C2+J2+N2 C1+H1+J2+N2
≤ 3	R1+B1+C1 R1+C2	B2+C1+J1+N1 B1+C2+H1+J1+N1 B1+C2+J2+N2 B1+C1+H1+J2+N2
≤ 4	R1+B2+C1 R1+B1+C2 R1+C1	B2+C2+H1+J1+N1 B2+C2+J2+N2 B2+C1+H1+J2+N2
≤ 5	R3+C1 B3+C1 R1+B2+C2 R2+B1+C1	B3+C1

Tabla 2.5. Condiciones de las soluciones de fachada. CTE-HS.

A continuación se describen las condiciones agrupadas en bloques homogéneos. En cada bloque el número de la denominación de la condición indica el nivel de prestación de tal forma que un número mayor corresponde a una prestación mejor, por lo que cualquier condición puede sustituir en la tabla a las que tengan el número de denominación más pequeño de su mismo bloque.

R) Resistencia a la filtración del revestimiento exterior:

R1 El revestimiento exterior debe tener al menos una resistencia media a la filtración. Se considera que proporcionan esta resistencia los siguientes:

- Revestimientos continuos de las siguientes características:
 - espesor comprendido entre 10 y 15 mm, salvo los acabados con una capa
 - plástica delgada;
 - adherencia al soporte suficiente para garantizar su estabilidad;
 - permeabilidad al vapor suficiente para evitar su deterioro como consecuencia de una acumulación de vapor entre él y la hoja principal;
 - adaptación a los movimientos del soporte y comportamiento aceptable frente a la fisuración;

-
- cuando se dispone en fachadas con el aislante por el exterior de la hoja principal, compatibilidad química con el aislante y disposición de una armadura constituida por una malla de fibra de vidrio o de poliéster.
- Revestimientos discontinuos rígidos pegados de las siguientes características:
- de piezas menores de 300 mm de lado;
 - fijación al soporte suficiente para garantizar su estabilidad;
 - disposición en la cara exterior de la hoja principal de un enfoscado de mortero;
 - adaptación a los movimientos del soporte.

R2 El revestimiento exterior debe tener al menos una resistencia alta a la filtración. Se considera que proporcionan esta resistencia los revestimientos discontinuos rígidos fijados mecánicamente dispuestos de tal manera que tengan las mismas características establecidas para los discontinuos de R1, salvo la del tamaño de las piezas.

R3 El revestimiento exterior debe tener una resistencia muy alta a la filtración. Se considera que proporcionan esta resistencia los siguientes:

- Revestimientos continuos de las siguientes características:
- estanquidad al agua suficiente para que el agua de filtración no entre en contacto con la hoja del cerramiento dispuesta inmediatamente por el interior del mismo;
 - adherencia al soporte suficiente para garantizar su estabilidad;
 - permeabilidad al vapor suficiente para evitar su deterioro como consecuencia de una acumulación de vapor entre él y la hoja principal;
 - adaptación a los movimientos del soporte y comportamiento muy bueno frente a la fisuración, de forma que no se fisure debido a los esfuerzos mecánicos producidos por el movimiento de la estructura, por los esfuerzos térmicos relacionados con el clima y con la alternancia día-noche, ni por la retracción propia del material constituyente del mismo;
 - estabilidad frente a los ataques físicos, químicos y biológicos que evite la degradación de su masa.
 - revestimientos discontinuos fijados mecánicamente de alguno de los siguientes elementos dispuestos de tal manera que tengan las mismas

características establecidas para los discontinuos de R1, salvo la del tamaño de las piezas:

- escamas: elementos manufacturados de pequeñas dimensiones (pizarra, piezas de fibrocemento, madera, productos de barro);
- lamas: elementos que tienen una dimensión pequeña y la otra grande (lamas de madera, metal);
- placas: elementos de grandes dimensiones (fibrocemento, metal);
- sistemas derivados: sistemas formados por cualquiera de los elementos discontinuos anteriores y un aislamiento térmico.

B) Resistencia a la filtración de la barrera contra la penetración de agua:

B1 Debe disponerse al menos una barrera de resistencia media a la filtración. Se consideran como tal los siguientes elementos:

- cámara de aire sin ventilar;
- aislante no hidrófilo colocado en la cara interior de la hoja principal.

B2 Debe disponerse al menos una barrera de resistencia alta a la filtración. Se consideran como tal los siguientes elementos:

- cámara de aire sin ventilar y aislante no hidrófilo dispuestos por el interior de la hoja principal, estando la cámara por el lado exterior del aislante;
- aislante no hidrófilo dispuesto por el exterior de la hoja principal.

B3 Debe disponerse una barrera de resistencia muy alta a la filtración. Se consideran como tal los siguientes:

- una cámara de aire ventilada y un aislante no hidrófilo de las siguientes características:
 - la cámara debe disponerse por el lado exterior del aislante; debe disponerse en la parte inferior de la cámara y cuando ésta quede interrumpida, un sistema de recogida y evacuación del agua filtrada a la misma
 - el espesor de la cámara estará comprendido entre 3 y 10 cm;
 - deben disponerse aberturas de ventilación cuya área efectiva total sea como mínimo igual a 120 cm² por cada 10 m² de paño de fachada entre forjados repartidas al 50% entre la parte superior y la inferior. Pueden utilizarse como aberturas rejillas, llagas desprovistas de mortero, juntas abiertas en los

revestimientos discontinuos que tengan una anchura mayor que 5 mm u otra solución que produzca el mismo efecto.

- revestimiento continuo intermedio en la cara interior de la hoja principal, de las siguientes características:
 - estanquidad al agua suficiente para que el agua de filtración no entre en contacto con la hoja del cerramiento dispuesta inmediatamente por el interior del mismo;
 - adherencia al soporte suficiente para garantizar su estabilidad;
 - permeabilidad suficiente al vapor para evitar su deterioro como consecuencia de una acumulación de vapor entre él y la hoja principal;
 - adaptación a los movimientos del soporte y comportamiento muy bueno frente a la fisuración, de forma que no se fisure debido a los esfuerzos mecánicos
 - producidos por el movimiento de la estructura, por los esfuerzos térmicos relacionados con el clima y con la alternancia día-noche, ni por la retracción propia del material constituyente del mismo;
 - estabilidad frente a los ataques físicos, químicos y biológicos que evite la degradación de su masa.

C) Composición de la hoja principal:

C1 Debe utilizarse al menos una hoja principal de espesor medio. Se considera como tal una fábrica cogida con mortero de:

- $\frac{1}{2}$ pie de ladrillo cerámico, que debe ser perforado o macizo cuando no exista revestimiento exterior o cuando exista un revestimiento exterior discontinuo o un aislante
- exterior fijados mecánicamente;
- 12 cm de bloque cerámico, bloque de hormigón o piedra natural.

C2 Debe utilizarse una hoja principal de espesor alto. Se considera como tal una fábrica cogida con mortero de:

- 1 pie de ladrillo cerámico, que debe ser perforado o macizo cuando no exista revestimiento exterior o cuando exista un revestimiento exterior discontinuo o un aislante exterior fijados mecánicamente;
- 24 cm de bloque cerámico, bloque de hormigón o piedra natural.

H) Higroscopicidad del material componente de la hoja principal:

H1 Debe utilizarse un material de higroscopicidad baja, que corresponde a una fábrica de:

- ladrillo cerámico de succión $\leq 4,5 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{min}$, según el ensayo descrito en UNE EN 772-11:2001 y UNE EN 772-11:2001/A1:2006;
- piedra natural de absorción $\leq 2\%$, según el ensayo descrito en UNE-EN 13755:2002.

J) Resistencia a la filtración de las juntas entre las piezas que componen la hoja principal:

J1 Las juntas deben ser al menos de resistencia media a la filtración. Se consideran como tales las juntas de mortero sin interrupción excepto, en el caso de las juntas de los bloques de hormigón, que se interrumpen en la parte intermedia de la hoja;

J2 Las juntas deben ser de resistencia alta a la filtración. Se consideran como tales las juntas de mortero con adición de un producto hidrófugo, de las siguientes características:

- sin interrupción excepto, en el caso de las juntas de los bloques de hormigón, que se interrumpen en la parte intermedia de la hoja;
- juntas horizontales llagueadas o de pico de flauta;
- cuando el sistema constructivo así lo permita, con un rejuntado de un mortero más rico.

N) Resistencia a la filtración del revestimiento intermedio en la cara interior de la hoja principal:

N1 Debe utilizarse al menos un revestimiento de resistencia media a la filtración. Se considera como tal un enfoscado de mortero con un espesor mínimo de 10 mm.

N2 Debe utilizarse un revestimiento de resistencia alta a la filtración. Se considera como tal un enfoscado de mortero con aditivos hidrofugantes con un espesor mínimo de 15 mm o un material adherido, continuo, sin juntas e impermeable al agua del mismo espesor.

Estas características, para cerramiento caravista, se resumen en los siguientes esquemas gráficos simplificados incorporados en la Figura 2.3:

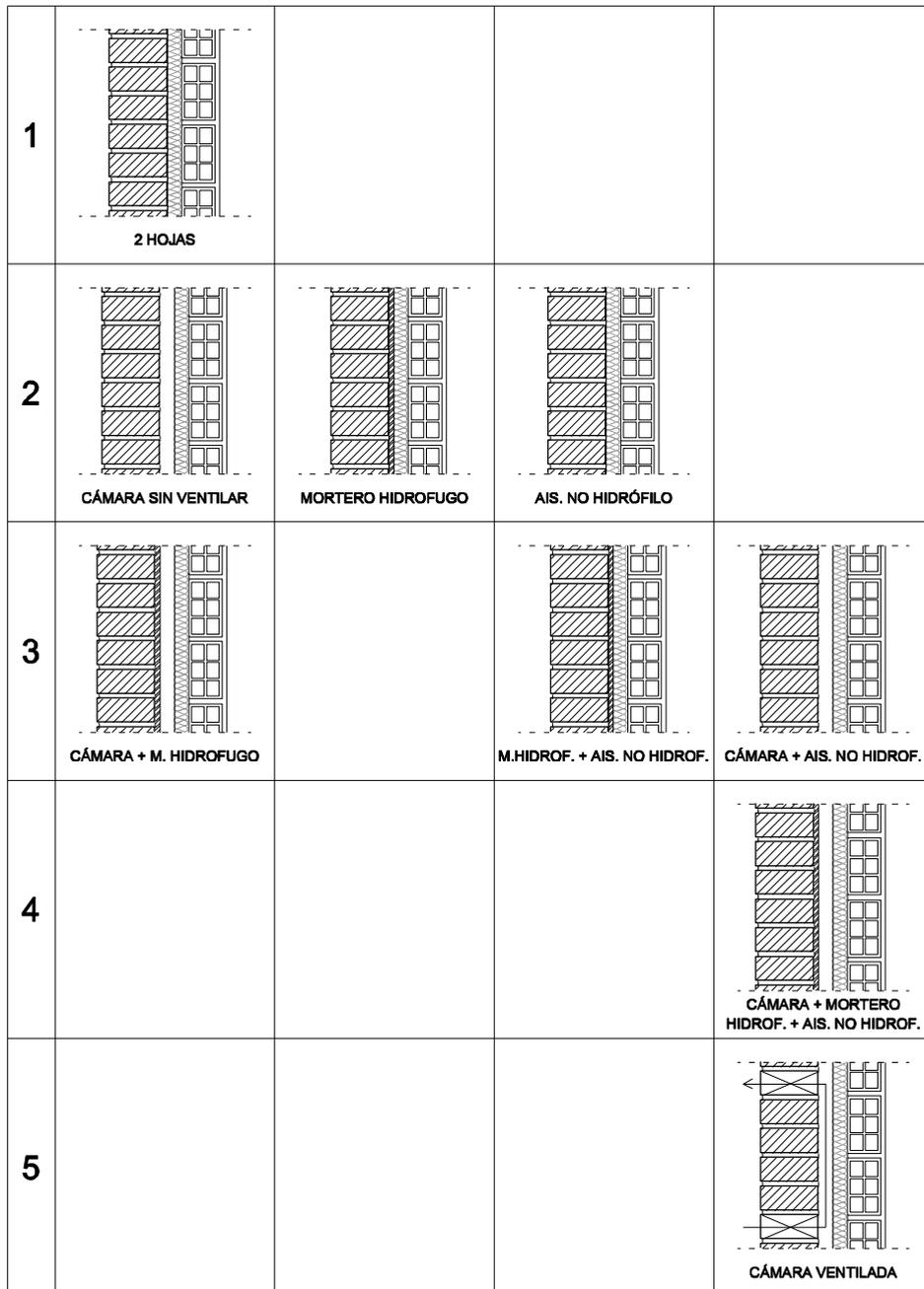


Figura 2.3. Condiciones de los sin revestimiento exterior según grado de impermeabilidad.

2.3.2. CTE-DB-SUA. Uso

A la hora de diseñar el cerramiento del edificio, respecto la seguridad de uso y accesibilidad se deben tener en cuenta una serie de condicionantes de diseño.

En los huecos, aberturas, balcones y cubiertas con una diferencia de cota mayor que 55 cm, con el fin de limitar el riesgo de caída, existirán barreras de protección. Los antepechos que protejan una altura que no exceda de 6 m tendrán una altura de 0,90 cm, y cuando exceda de 6 m el antepecho tendrá una altura de 1,10 m, como indica la Figura 2.4.

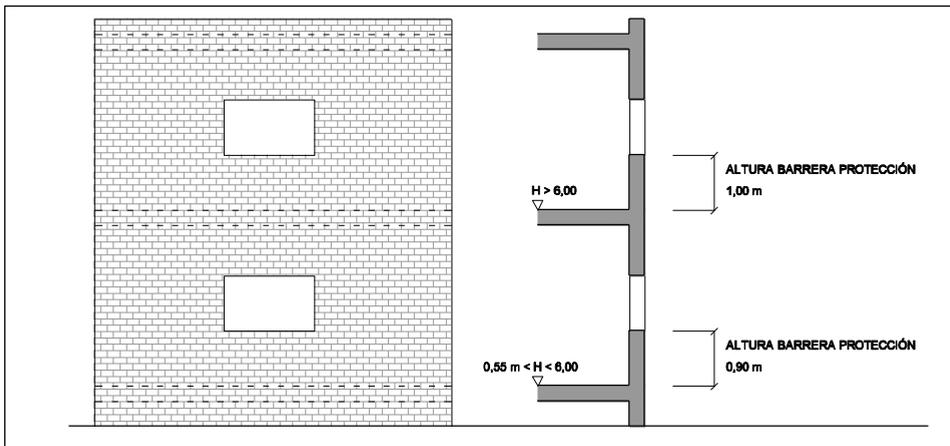


Figura 2.4. Altura de los antepechos.

Los antepechos deben tener una resistencia y una rigidez suficiente para resistir una fuerza horizontal en función de su categoría de uso recogida en la Tabla 2.6:

Categoría de Uso	Fuerza horizontal (kN/m)
C5 (zonas de aglomeración: conciertos, estadios, ...)	3,0
C3 (zonas sin obstáculos: vestíbulos...)	1,6
C4 (zonas dedicadas a gimnasios o act. físicas)	
E (zonas de tráfico y aparcamiento)	
F (cubiertas transitables de uso privado)	0,8
Resto de casos	

Tabla 2.6. Fuerza horizontal aplicada en los antepechos.

En los huecos situados a una altura superior a 6 m en edificios de uso Residencial Vivienda, tendrán acristalamientos que permitan su limpieza desde el interior, salvo cuando sean practicables o fácilmente desmontables. Para cumplir esta condición, toda superficie del acristalamiento se encontrará comprendida en un radio de 0,85 m desde algún punto del borde de la zona practicable situado a una altura no mayor de 1,30 m.

2.3.3. CTE-DB-SI. Incendios

Con el fin de limitar el riesgo de propagación exterior horizontal del incendio a través de la fachada entre dos sectores de incendio, entre una zona de riesgo especial alto y otras zonas o hacia una escalera protegida o pasillo protegido desde otras zonas, los puntos de sus fachadas que no sean al menos EI 60 deben estar separados la distancia d en proyección horizontal que se indica a continuación, como mínimo, en función del ángulo α formado por los planos exteriores de dichas fachadas. Para valores intermedios del ángulo α , la distancia d puede obtenerse por interpolación lineal. Cuando se trate de edificios diferentes y colindantes, los puntos de la fachada del edificio considerado que no sean al menos EI 60 cumplirán el 50% de la distancia d hasta la bisectriz del ángulo formado por ambas fachadas. Las medianeras, separadoras con otros edificios tendrán un EI 120. La Figura 2.5 muestra gráficamente las distancias indicadas en este párrafo

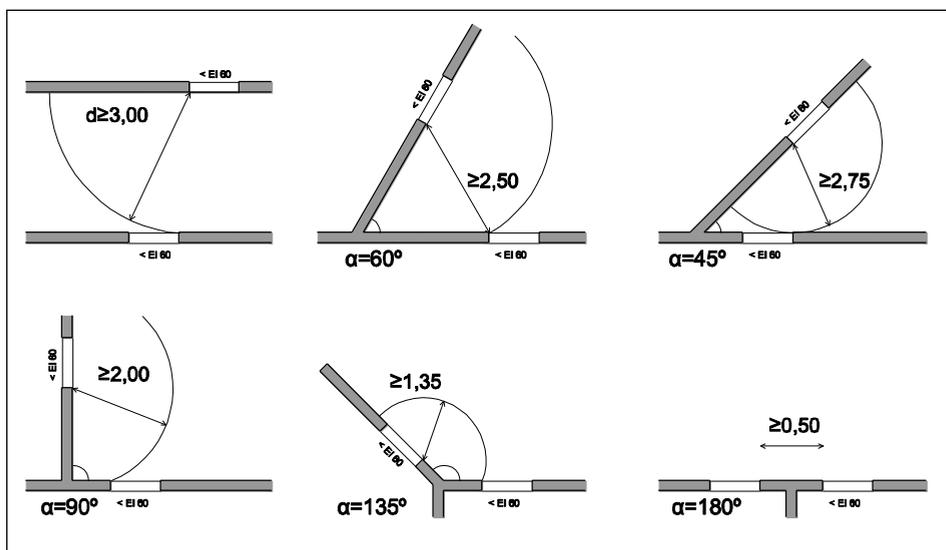


Figura 2.5. Distancia entre ventanas de dos sectores. CTE-SI.

Con el fin de limitar el riesgo de propagación vertical del incendio por fachada entre dos sectores de incendio, entre una zona de riesgo especial alto y otras zonas más altas del edificio, o bien hacia una escalera protegida o hacia un pasillo protegido desde otras zonas, dicha fachada debe ser al menos EI 60 en una franja de 1 m de altura, como mínimo, medida sobre el plano de la , como muestra la Figura 2.6. En caso de existir elementos salientes aptos para impedir el paso de las llamas, la altura de dicha franja podrá reducirse en la dimensión del citado saliente.

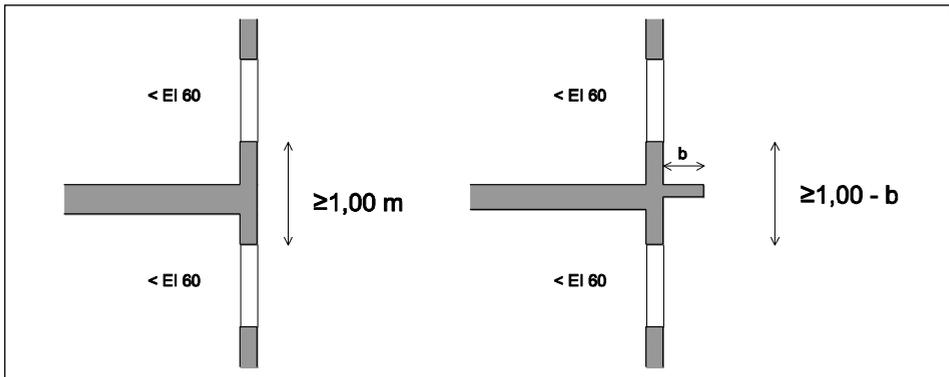


Figura 2.6. Distancia vertical entre huecos. CTE-SI.

Para facilitar la intervención de los bomberos, las fachadas deben cumplir unas condiciones geométricas para mejorar su accesibilidad en caso de incendio. Para facilitar el acceso a cada una de las plantas la altura del alféizar respecto del nivel de la planta a la que se accede no será mayor de 1,20 m. Las dimensiones horizontal y vertical del hueco debe ser al menos de 0,80 y 1,20 respectivamente. La distancia máxima entre los ejes verticales de dos huecos consecutivos no debe exceder de 25 m, medida sobre la fachada. En los huecos no se instalarán elementos de seguridad que impidan la entrada en plantas con altura de evacuación mayor de 9 m. Figura 2.7.

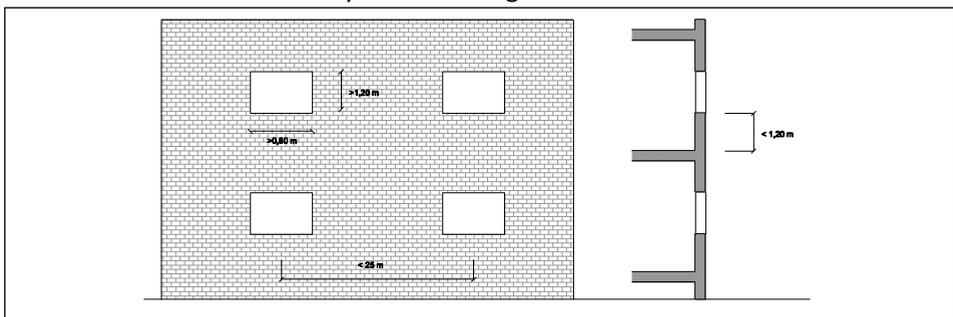


Figura 2.7. Tamaño de huecos para la accesibilidad de los bomberos. CTE-SI.

2.3.4. CTE-DB-HR. Protección frente al ruido

El documento Protección frente al ruido limita el riesgo de molestias o enfermedades que el ruido pueda producir a los usuarios como consecuencia de las características de las edificaciones.

Las fachadas deben alcanzar el valor de aislamiento acústico a ruido aéreo en función del uso del edificio y de los valores del Índice de ruido día. Tabla 2.7.

L _d dBA	Uso del edificio			
	Residencial y hospitalario		Cultural, sanitario, docente y administrativo	
	Dormitorios	Estancias	Estancias	Aulas
L _d ≤ 60	30	30	30	30
60 < L _d ≤ 65	32	30	32	30
65 < L _d ≤ 70	37	32	37	32
70 < L _d ≤ 75	42	37	42	37
L _d > 70	47	42	47	42

Tabla 2.7. Niveles máximos permitidos. CTE-HR.

El valor del índice de ruido día, L_d, puede obtenerse en las administraciones competentes o mediante consulta de los mapas estratégicos de ruido. En el caso de que un recinto pueda estar expuesto a varios valores de L_d, como por ejemplo un recinto en esquina, se adoptará el mayor valor. Cuando no se disponga de datos oficiales del valor del índice de ruido día, L_d, se aplicará el valor de 60 dBA para el tipo de área acústica relativo a sectores de territorio con predominio de suelo de uso residencial.

Cuando se prevea que algunas fachadas, tales como fachadas de patios de manzana cerrados o patios interiores, así como fachadas exteriores en zonas o entornos tranquilos, no van a estar expuestas directamente al ruido de automóviles, aeronaves, de actividades industriales, comerciales o deportivas, se considerará un índice de ruido día, L_d, 10 dBA menor que el índice de ruido día de la zona.

Por tanto un cerramiento recayente a vía pública en un edificio de viviendas debe cumplir con un aislamiento acústico a ruido aéreo D_{2m,nT,Atr} de 30 dBA. Este valor se obtiene de los parámetros acústicos de la parte ciega, de los componentes del hueco y del porcentaje de parte ciega y huecos. Tabla 2.8.

Nivel límite exigido $D_{1m,nT,Atr}$	Parte Ciega 100% $R_{a,tr}$	Parte Ciega \neq 100% $R_{a,tr}$	Porcentaje de huecos $R_{a,tr}$ de los componentes del hueco dBA				
			>15%	16-30%	31-60%	61-80%	81-100%
			30	33	35	26	29
		40	25	28	30	31	
		45	25	28	30	31	
32	35	35	30	32	34	34	35
		40	27	30	32	34	
		45	26	29	32	33	
34	36	40	30	33	35	36	36
		45	29	32	34	36	
		50	28	31	34	35	
36	38	40	33	35	37	38	38
		45	31	34	36	37	
		50	30	33	36	37	
37	39	40	35	37	39	39	39
		45	32	35	37	38	
		50	31	34	37	38	
41	43	45	39	40	42	43	43
		50	36	39	41	42	
		55	35	38	41	42	
42	44	50	37	40	42	43	44
		55	36	39	42	43	
		60	36	39	42	43	
46	48	50	43	45	47	48	48
		55	41	44	46	47	
		60	40	43	46	47	
47	49	55	42	45	47	48	49
		60	41	44	47	48	
51	53	55	48	50	52	53	53
		60	46	49	51	52	

Tabla 2.8. $R_{a,tr}$ de los componentes del cerramiento. CTE-HR.

Por tanto, para un cerramiento medio con un porcentaje de huecos del 60%, con una resistencia de 30 dBA y un nivel límite exigido de 30 dBA, correspondientes a un nivel exterior de 60 dB, la parte ciega del cerramiento debe tener una resistencia de 35 dBA. Un cerramiento formado por medio de ladrillo caravista, enfoscado de mortero por el interior, cámara de aire, aislante térmico, hoja interior de ladrillo doble hueco y enlucido de yeso tiene una R_{Atr} de 47 dBA.

2.3.5. CTE-DB-SE. Seguridad estructural.

Los pasos a seguir son, en primer lugar, calcular las acciones a las que va a ser sometido el cerramiento, y en segundo lugar la comprobación de su resistencia comparando el momento sollicitación con el momento resistente.

2.3.6. CTE-DB-SE AE. Acciones en la Edificación.

Las cargas que reciben los cerramientos serán las cargas verticales debidas al peso propio y las cargas horizontales debidas al viento.

La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, que puede expresarse como:

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

siendo:

q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

c_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0.

c_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5.

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos. Si se procede con un coeficiente eólico global, la acción se

considerará aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección de viento considerada y del lado desfavorable.

Coefficiente de exposición

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.4, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento. Para alturas superiores a 30 m los valores deben obtenerse de las expresiones generales que se recogen en el Anejo D. Para paneles prefabricados de gran formato el punto a considerar es su punto medio.

En el caso de edificios situados en las cercanías de acantilados o escarpas de pendiente mayor de 40º, la altura se medirá desde la base de dichos accidentes topográficos. Este Documento Básico sólo es de aplicación para alturas de acantilado o escarpa inferiores a 50 m.

A efectos de grado de aspereza, el entorno del edificio se clasificará en el primero de los tipos de la Tabla 2.9 al que pertenezca, para la dirección de viento analizada.

Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado							
		3	6	9	12	15	18	24	30
I	Borde del mar o de un lago, son una superficie de agua en dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	3,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,3	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 2.9. Valores del coeficiente de exposición ce. CTE-SE-AE.

Coeficiente eólico de edificios de pisos

En edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento. Como coeficientes eólicos globales, podrán adoptarse los de la Tabla 2.10.

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	<0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥5,00
Coef. eólico de presión c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coef. eólico de presión c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Tabla 2.10. Presión dinámica del viento. CTE-SE-AE.

De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra, donde el valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

siendo δ la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento

La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de $1,25 \text{ kg/m}^3$. En emplazamientos muy cercanos al mar, en donde sea muy probable la acción de rocío, la densidad puede ser mayor.

El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa de la Figura 2.8. El valor de la presión dinámica es, respectivamente de $0,42 \text{ kN/m}^2$, $0,45 \text{ kN/m}^2$ y $0,52 \text{ kN/m}^2$ para las zonas A, B y C de dicho mapa.

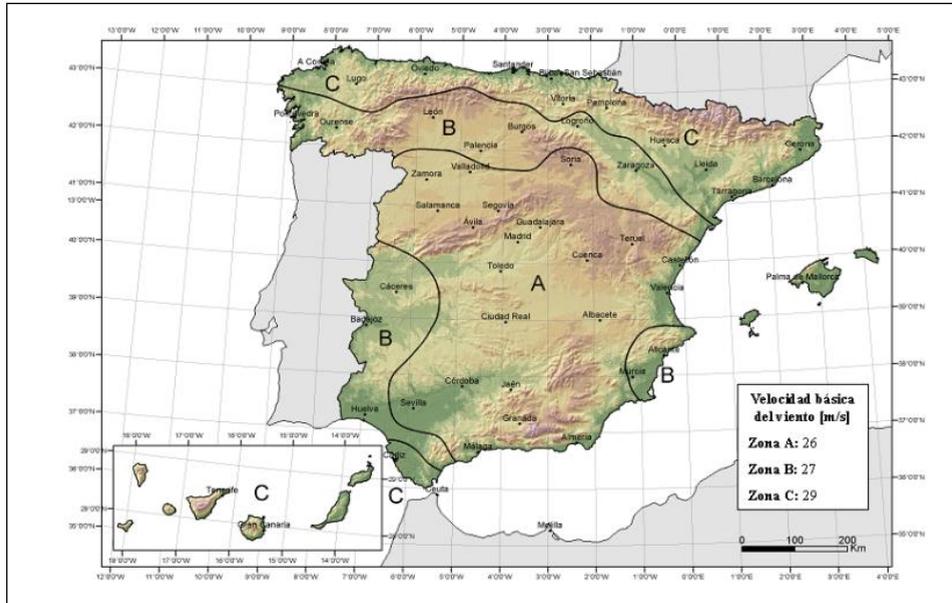


Figura 2.8. Zonas eólicas. CTE-SE-AE.

A partir de los datos obtenidos en las anteriores tablas y figuras se definen el coeficiente eólico o de presión, coeficiente de exposición y por tanto se puede obtener la presión dinámica del viento. Esta será la carga actuante sobre los cerramientos de fábrica, carga que se deberá transmitir hasta la estructura portante que será la encargada de conducirlos hasta cimentación.

2.3.7. CTE-DB-SE F. Fábricas

2.3.7.1. Parámetros de la fábrica

Para comprobar la resistencia del cerramiento frente a acciones verticales (peso propio en este caso) y acciones horizontales (viento o sismo) es necesario conocer la categoría de ejecución de la fábrica, la resistencia a compresión y la resistencia a flexión.

2.3.7.1.1. Categorías de la fábrica

A efectos de cálculo el CTE-DB-SE-F establece tres categorías de ejecución: A, B y C. En la Tabla 2.11 se establecen los criterios para cada una de las categorías. La categoría A es apta para fábrica no armada, fábrica armada y fábrica pretensada. La categoría B es apta para fábrica no armada y pretensada. La categoría C solamente es apta para fábrica sin armar.

Categoría A
<ul style="list-style-type: none">a. Se usan piezas que dispongan certificación de sus especificaciones sobre tipo y grupo, dimensiones y tolerancias, resistencia normalizada, succión, y retracción o expansión por humedad.b. El mortero dispone de especificaciones sobre su resistencia a la compresión y a la flexotracción a 7 y 28 días.c. La fábrica dispone de un certificado de ensayos previos a compresión según la norma UNE EN 1052-1:1999, a tracción y a corte según la norma UNE EN 1052-4:2001.d. Durante la ejecución se realiza una inspección diaria de la obra ejecutada, así como el control y la supervisión continuada por parte del constructor.
Categoría B
<ul style="list-style-type: none">a. Las piezas están dotadas de las especificación correspondientes a la categoría A, excepto enb. lo que atañe a las propiedades de succión, de retracción y expansión por humedad.c. Se dispone de especificaciones del mortero sobre sus resistencias a compresión y a flexotracción, a 28 días.d. Durante la ejecución se realiza una inspección diaria de la obra ejecutada, así como el controle. y la supervisión continuada por parte del constructor.
Categoría C
Quando no se cumpla alguno de los requisitos establecidos para la categoría B.

Tabla 2.11. Categorías de ejecución.

Las piezas se clasifican en categorías de fabricación según la UNE

- Categoría I: piezas con una resistencia compresión declarada con probabilidad de no alcanzarse inferior al 5%.
- Categoría II: piezas que no cumplan el nivel de confianza especificado en la Categoría I.

Los coeficientes de seguridad para obtener las resistencias de cálculo se obtienen en función de las categorías de la ejecución de la fábrica y la categoría del control de fabricación. Las de cálculo se obtienen dividiendo las resistencias características. Los coeficientes parciales de seguridad se recogen en la Tabla 2.12.

Situaciones persistentes y transitorias			Cat. ejecución		
			A	B	C
Resistencia de la fábrica	Categoría del control de fabricación	I	1,7	2,2	2,7
		II	2,0	2,5	3,0
Resistencia de llaves y amarres			2,5	2,5	2,5
Anclaje del acero de armar			1,7	2,2	-
Acero			1,15	1,15	-

Tabla 2.12. Coeficientes parciales de seguridad γ_m . CTE-SE-F.

2.3.7.1.2. Resistencia a compresión de la fábrica

La resistencia característica a la compresión, f_k , en N/mm^2 , de una fábrica realizada con mortero ordinario con juntas extendidas a todo el grueso, puede calcularse con la ecuación:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

donde:

k : constante de valor recogido en la Tabla 2.13.

f_b : Resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica

f_m : Resistencia normalizada a compresión de mortero ordinario

Configuración del muro	Tipo de pieza	k
Muros de una hoja Grueso igual al tizón o a la soga	Maciza	0,60
	Perforada	0,55
	Aligerada	0,50
	Hueca	0,40
Muro de dos hojas o de una con suturas	Maciza	0,50
	Perforada	0,45
	Aligerada	0,40

Tabla 2.13. Valor del coeficiente k. CTE-SE-F.

Para fábricas usuales el CTE-DB-SE-F incluye la Tabla 2.14 con su resistencia a compresión, para otros casos se debe utilizar la expresión anterior.

Resistencia de las piezas f_b (N/mm^2)	5		10		15		20		25
Resistencia del mortero f_m (N/mm^2)	2,5	3,5	5	7,5	7,5	10	10	15	15
Ladrillo macizo con junta delgada	-	-	3	3	3	3	3	3	3
Ladrillo macizo	2	2	4	4	6	6	8	8	10
Ladrillo perforado	2	2	4	4	5	6	7	8	9

Tabla 2.14. Resistencia característica a compresión de fábricas usuales (N/mm^2). CTE-SE-F.

2.3.7.1.3. Resistencia a flexión de la fábrica

La resistencia a flexión se considera en función del plano de rotura. Si el plano de rotura es paralelo a los tendeles se denomina f_{xk1} y si es perpendicular a los tendeles, f_{xk2} . La Figura 2.9 muestra los dos tipos de rotura, como flexión paralela a los tendeles en el caso A y como flexión perpendicular a los tendeles en el caso B.

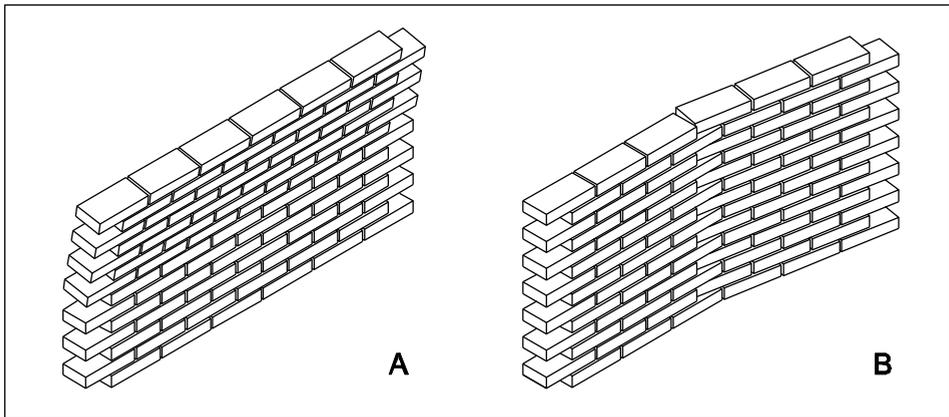


Figura 2.9. Flexión paralela a los tendeles (A) y flexión perpendicular a los tendeles (B)

Los valores de las resistencias a flexión dependen del tipo de mortero y el tipo de pieza. La Tabla 2.15 establece la resistencia a flexión de las fábricas cerámicas.

Tipo de pieza	Mortero ordinario				M. junta delgada		Mortero ligero	
	$f_m < 5$		$f_m \geq 5$					
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
Cerámica	0,10	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	0,10	0,10
Silico calcáreos	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	-	-
Hormigón ordinario	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	-	-
Hormigón celular	0,05	0,40	0,10	0,40	0,15	0,20	0,15	0,15
Piedra artificial	0,05	0,40	0,10	0,40	-	-	-	-
Piedra natura	0,05	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	-	-

Tabla 2.15. Resistencia a flexión de la fábrica (N/mm^2). CTE-SE-F.

2.3.7.2. Muros sometidos predominantemente a carga vertical

Los muros cometidos a carga vertical, muros estructurales, no son objeto del presente texto. No obstante, los cerramientos deben ser capaces de soportar la carga vertical de su peso propio, por lo que analizaremos este punto.

La comprobación a realizar en todo paño del muro de fábrica es que la compresión vertical de cálculo N_{Sd} no sea menor igual a su resistencia de cálculo N_{Rd} . La compresión vertical de cálculo se obtiene mediante el cálculo de la estructura. La capacidad resistente se calcula con las expresiones recogidas en la Tabla 2.16.

Capacidad resistente de cálculo		$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d$
ϕ	Factor de reducción del grueso del muro por esbeltez/excentricidad	
	En cabeza de muro $\phi = 1 - 2e/t$	
	En base de muro $\phi = 1 - 2e/t - 2a/t$	
	a	Profundidad con que se remete la tabica del forjado respecto a la cara exterior del muro
	e	Excentricidad total de la sección $e = M_{Sd}/N_{Sd} + e_a > 0,05 t$
	M_{Sd}	momento flector de cálculo
	N_{Sd}	esfuerzo normal de cálculo
	e_a	incremento de excentricidad por ejecución $e_a = h_d/450$ en categoría B $e_a = h_d/500$ en categoría A $e_a = 20$ mm en categoría C
	A media altura del muro $\phi = 1 - 2e_m/t$	
e_m	$e_m = e + e_p$ $e =$ excentricidad total $e_p = 0,00035 \cdot t \cdot (h_d/t_d)^2$ h_d altura de cálculo t_d espesor de cálculo	
t	Espesor del muro	
f_d	Resistencia de cálculo a compresión de la fábrica	

Tabla 2.16. Capacidad portante a compresión

La altura efectiva del muro h_d de manera simplificada es:

- Para un muro arriostrado sólo en cabeza y base, (caso 1), $h_d = h$. Si se arriostra mediante forjados de hormigón armado con una entrega de al menos $2t/3$ y 85 mm, y la excentricidad de la compresión en cabeza es menor de 0,25 t, (caso 2) puede tomarse $h_d = 0,75 \cdot h$
- Un muro, de espesor t, arriostrado en un sólo borde vertical, con $L \geq 15 t$, o en los dos bordes verticales con $L \geq 30 t$, se tratará como muro arriostrado sólo en cabeza y base.
- En los muros arriostrados en la cabeza y pie, y en uno o dos bordes verticales, el valor es el de la tabla 2.x, función del caso de los bordes horizontales.
- Para un muro libre en cabeza $h_d = 2 \cdot h$. Si está arriostrado en algún borde vertical, el valor será el doble del establecido en la Tabla 2.17 según corresponde, para el caso 1.

	h/L	0	1	2	3	5
Y un borde vertical	Caso 1	1,00	0,90	0,70	0,50	0,30
	Caso 2	0,75	0,75	0,70	0,60	0,50
Y dos bordes verticales	Caso 1	1,00	0,50	0,25	0,18	0,10
	Caso 2	0,75	0,50	0,25	0,18	0,10

Tabla 2.17. Valores de h_d/h para paños arriostrados en al menos los dos bordes horizontales. CTE-SE-F.

El espesor de cálculo, t_d , de un muro de una hoja, doblado, o de tendel hueco, es el real, o si es preciso descontar rozas o rebajes, el residual.

Cuando el espesor residual del muro sea menor que la mitad de su espesor real, ese borde se considerará libre a efectos de determinar la altura eficaz.

En un muro capuchino con ambas hojas enlazadas el espesor eficaz es

$$t_d = \sqrt[3]{t_1^3 + k \cdot t_2^3}$$

2.3.7.3. Muros con acciones laterales locales

Los cerramientos con hoja exterior inserta en la estructura y con hoja exterior continua por delante de la estructura se ven sometidos a esfuerzos de viento. Cada tipo de cerramiento transmite los esfuerzos de viento a la estructura de una manera diferente, sin embargo, ambos deben ser capaces de soportar este esfuerzo horizontal.

La comprobación frente esfuerzos horizontales se realiza comparando los valores del momento resistente M_{Rd} que puede admitir con el momento sollicitación aplicado M_{Sd} . La comprobación a realizar será $M_{Sd} < M_{Rd}$.

El cálculo se puede basar en la respuesta del cerramiento como pieza a flexión sustentada en uno o varios bordes, o su respuesta como arco estribado entre ambos bordes. Si alguno de los bordes no puede garantizar las reacciones necesarias para su equilibrio se considerará que ese borde no es competente como sustentación de placa o en esa dirección no puede darse el comportamiento en arco.

Para obtener los de momentos sollicitación máximos M_{Sd} pueden tomarse para carga uniforme los valores incorporados en la Tabla 2.18.

Momento flexión paralelo a los tendeles	$M_{Sdx1} = \mu \cdot \alpha \cdot q_d \cdot L^2$
Momento flexión perpendicular a los tendeles	$M_{Sdx2} = \alpha \cdot q_d \cdot L^2$
q_d el valor de cálculo de la acción horizontal por unidad de superficie μ la relación entre las capacidades resistentes a flexión en dirección de los tendeles y en la de las llagas $\mu = f_{xk1} / f_{xk2}$ f_{xk1}, f_{xk2} la resistencia a flexión de la fábrica, según tabla 2.16 α el coeficiente de flexión, se determina a partir de las tablas 2.20 y 2.21.	

Tabla 2.18. Momentos sollicitación.

La Tabla 2.19 y Tabla 2.20 incorporadas en el Anejo G del CTE-DB-SE muestran el coeficiente de flexión para el cálculo de los momentos sollicitación en función de las condiciones de borde del paño.

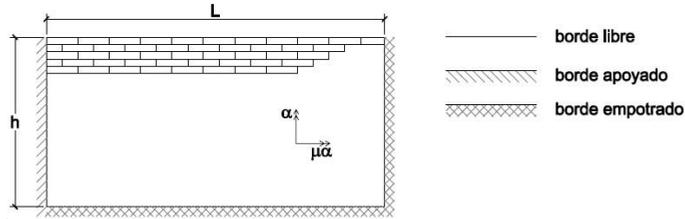


Figura G.1. Condiciones de apoyo de muros sometidos a acciones laterales

Tabla G.1

μ	h/L							
	0,3	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2
1	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
0,9	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,8	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
0,7	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
0,6	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
0,5	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,4	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,3	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,2	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,1	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
0,05	0,041	0,048	0,053	0,056	0,056	0,057	0,058	0,059

Tabla G.2

μ	h/L							
	0,3	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2
1	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
0,9	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
0,8	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
0,7	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,6	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
0,5	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
0,4	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
0,3	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
0,2	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
0,1	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Tabla 2.19. Coeficiente de flexión α . CTE-SE-F.

Tabla G.3									
μ	h/L								
	0,3	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	
	1	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
	0,9	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
	0,8	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
	0,7	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
	0,6	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
	0,5	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,4	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,3	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,2	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
	0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,1	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

Tabla G.4									
μ	h/L								
	0,3	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	
	1	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
	0,9	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
	0,8	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
	0,7	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
	0,6	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
	0,5	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
	0,4	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
	0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
	0,3	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
	0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
	0,2	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
	0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
	0,1	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
	0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

Tabla G.5									
μ	h/L								
	0,3	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	
	1	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
	0,9	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
	0,8	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
	0,7	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
	0,6	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
	0,5	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
	0,4	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
	0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
	0,3	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
	0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
	0,2	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
	0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
	0,1	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
	0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

Tabla 2.20. Coeficiente de flexión α . CTE-SE-F.

El CTE propone el método de las líneas de rotura a partir de la capacidad resistente en la dirección paralela a los tendeles M_{Rd1} y en la perpendicular M_{Rd2} . Como valor de la capacidad resistente el código propone los valores de la Tabla 2.21:

Arco con relación longitud a canto >35	$M_{Rd} = E (t_d^3 / L^2) r / 8$
Arco con relación longitud a canto <35	$M_{Rd} = (f_d t_d - f_d^2 L^2 / t_d E) r / 2$
Pieza a flexión	$M_{Rd} = f_{xd} Z$
Pieza a flexión y compresión	$M_{Rd} = (f_{xd} + \sigma_d) Z$

Tabla 2.21. Momento resistente.

Las dos primeras expresiones son las que se utilizan para comprobar el cerramiento actuando como un arco. La respuesta como arco estribado en sus bordes es mayor que la respuesta como pieza a flexión. Para que sea posible el comportamiento debe poder actuar reacciones oblicuas en cabeza y base del paño. Comprobaremos los cerramientos con hoja exterior inserta en la estructura como arco.

Las expresiones del momento resistente para pieza en flexión son las adecuadas para cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura, puesto que en este tipo de cerramiento la respuesta en arco no puede actuar debido a la no existencia de reacciones oblicuas en los apoyos del paño. La unión a los forjados mediante llaves de unión no puede generar reacciones oblicuas.

Es estas dos últimas expresiones se observa claramente el efecto positivo de la carga vertical. Al aumentar la carga que soporta la fábrica, σ_d , aumenta el valor del momento resistente. Por tanto la resistencia a flexión de una pared cargada será mayor que la de una pared sin carga. Este efecto se comprobará en puntos posteriores que es mejora el comportamiento en el caso de cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura.

Arco horizontal

Para cerramientos insertos en la estructura, el efecto arco puede darse también en horizontal cuando un muro se ejecuta entre extremos, pilares o muros transversales, capaces de resistir empuje, puede suponerse que las acciones perpendiculares a su plano se resisten mediante arcos verticales u horizontales, si se adoptan las medidas constructivas adecuadas a ese comportamiento.

El cálculo como arco se basa en el de tres articulaciones, dos en los extremos y uno en una sección intermedia, situadas en el centro de bielas de ancho $0,1 \cdot t_d$, siendo t_d el canto del sólido capaz en donde se puede inscribir el arco.

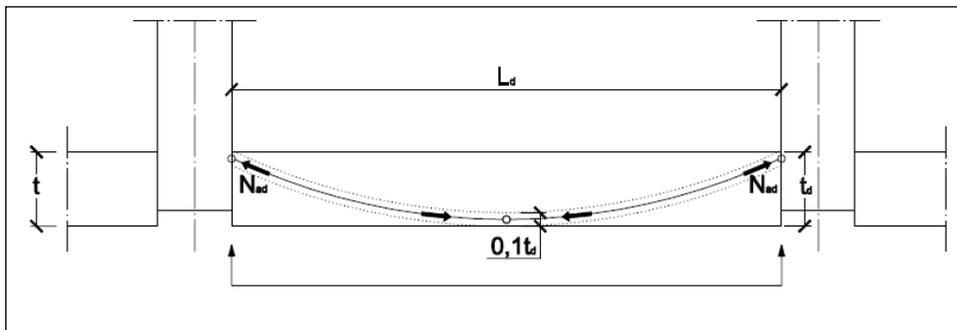


Figura 2.10. Comportamiento del arco estibado. CTE-SE-F.

A efectos de comprobar la capacidad de respuesta de los estribos, como valor de cálculo del empuje máximo, por unidad de longitud o altura del muro, N_{ad} , puede tomarse: $N_{ad} = q_d \cdot L^2 / 4 \cdot t_d$ y cuando la deformación lateral es pequeña, la resistencia lateral de cálculo, q_{Rd} , es:

$$q_{Rd} = \frac{16}{9} \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

siendo:

f_d la resistencia de cálculo de la fábrica

t_d el canto del arco

L la longitud o altura del arco

2.3.7.4. Juntas de dilatación

Para cerramientos de fábrica no portantes, no armados y no reforzados el Eurocódigo 6 “Proyecto de estructuras de fábrica” y en las primeras versiones del Código Técnico, Tabla 2.22, establecen que las juntas verticales deberán contemplarse según el material utilizado con una separación de 6 a 12 m.

Fábrica (material)	Distancia entre juntas (m)
Arcilla cocida	12
Hormigón	6
Hormigón celular	6
Silicocalcárea	8
Piedra	12

Tabla 2.22. Distancia entre juntas de movimiento (versión antigua)

Las distancias entre juntas verticales para fábricas de ladrillo según CTE vigente son las recogidas en la Tabla 2.23.

Fábrica (material)	Distancia entre juntas (m)		
Fábrica de piedra natural	30		
Fábrica de piezas de hormigón celular en autoclave	22		
Fábrica de piezas de hormigón ordinario	20		
Fábrica de piedra artificial	20		
Fábrica de árido ligero (excepto piedra pómez o arcilla expandida)	20		
Fábrica de hormigón ligero de piedra pómez o arcilla expandida	15		
Fábrica de ladrillo cerámico			
	Retracción final del mortero (mm/m)	Expansión final por humedad de la pieza cerámica (mm/m)	
	≤ 0,15	≤ 0,15	30
	≤ 0,20	≤ 0,30	20
	≤ 0,20	≤ 0,50	15
	≤ 0,20	≤ 0,75	12
	≤ 0,20	≤ 1,00	8

Tabla 2.23. Distancia entre juntas de movimiento. CTE-SE-F.

En la Tabla 2.23 para fábricas de ladrillo la variable que limita las juntas de dilatación es la expansión por humedad del ladrillo. Para ladrillos que expanden poco, las juntas pueden separarse, hasta 30 m y para ladrillos de peor calidad, con una mayor expansión, deben colocarse más juntas, cada 8 m. La retracción del mortero solamente influye cuando tenemos un ladrillo cuya expansión por humedad es muy pequeña. En versiones anteriores del CTE no se hacía esta distinción sino que la distancia entre juntas de movimiento venía dada en función del material, que podían ser insuficientes en función del tipo de ladrillo utilizado.

Estos valores corresponden a edificios de planta rectangular. Si la forma de la planta del edificio responde a una L o a una U, las juntas deben situarse en los encuentros con las alas siempre que la longitud de estos tramos sea mayor que la mitad del valor que figura en la tabla.

Respecto al diseño de las juntas de dilatación, éstas pueden resolverse sin sellado (vacías), con sellado o mediante cubrejuntas metálico.

Si la junta no requiere condiciones de estanquidad al agua y al aire, esta puede quedar vacía, sin relleno. Por ejemplo en un vallado en que el muro en ambos lados está en contacto con el exterior, Foto 2.1.



Foto 2.1. Junta sin sellado. (Mas, 2005).

Lo habitual es que las juntas vayan selladas por exigencias relativas a la estanquidad a la lluvia y al aire. Los elementos que componen la junta deben ser elásticos tanto los materiales de relleno rellenos como los sellantes.

El relleno puede ser un material aislante siempre que éste disponga del mismo grado de compresibilidad que el material sellante y puede actuar como fondo de junta siempre que ambos sean compatibles (Figura 2.12).

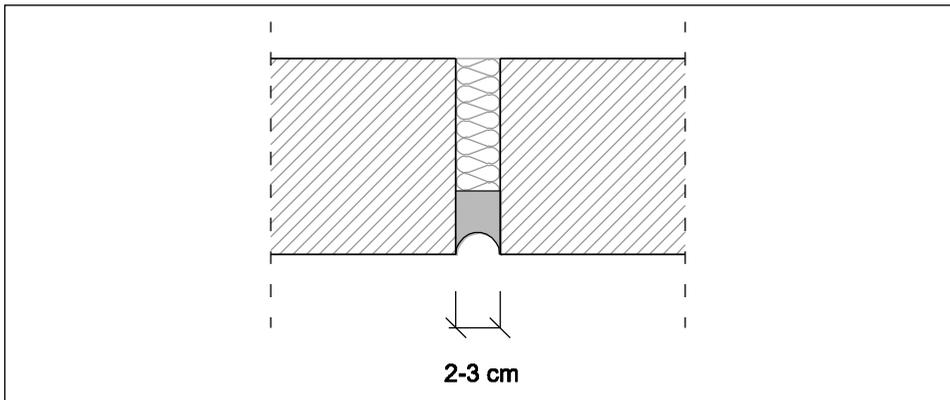


Figura 2.11. Sellado de la junta de dilatación.

En caso que el material aislante sea incompatible con el material de sellado o en ausencia del aislante se dispone un material de fondo de junta elástico en forma de cordones de espuma de polímeros expandidos para garantizar la profundidad de sellado (Figura 2.12).

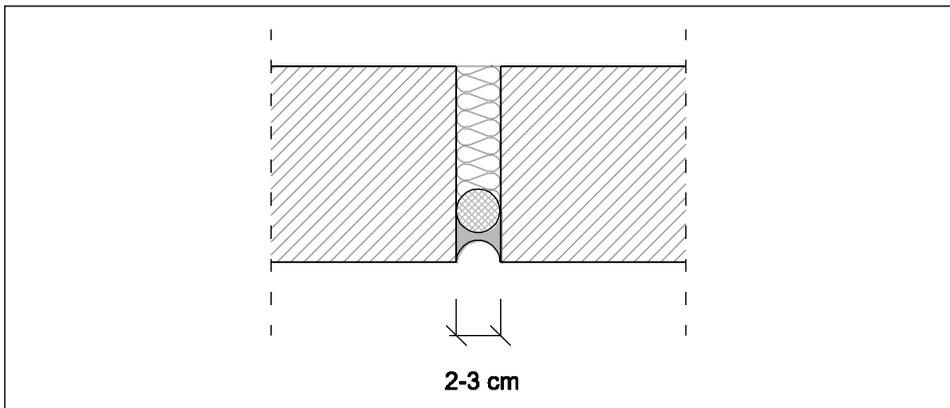


Figura 2.12. Sellado con fondo de junta.

El material de sellado (siliconas de poliuretano) han de ofrecer un buen comportamiento en cuanto a la adherencia, elasticidad y resistencia a los rayos ultravioletas frente al paso del tiempo.

En el Código Técnico se especifica:

- En fábricas vistas se debe rehundir el sellado al nivel de fondo de los tendeles (Figura 2.13).
- En las fábricas enfoscadas debe quedar el sellado al nivel del paramento, sin enfoscar para evitar su desprendimiento (Figura 2.14).

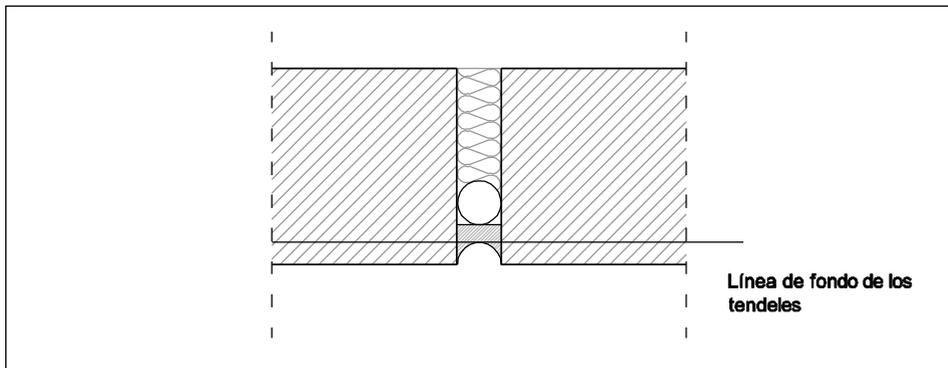


Figura 2.13. Junta de dilatación en fachada caravista.

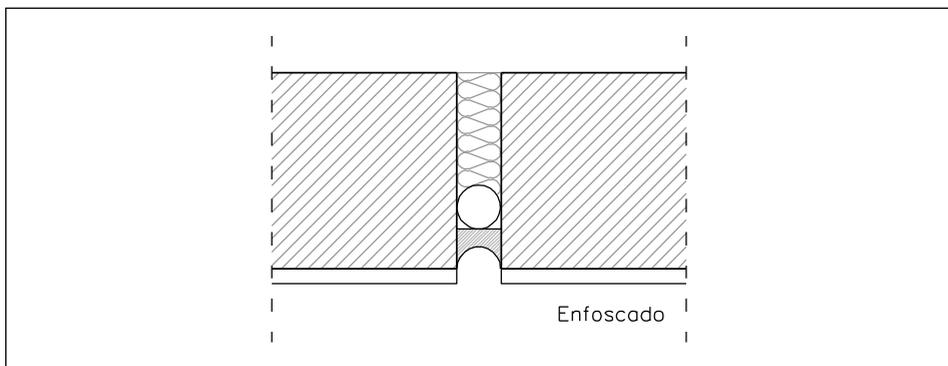


Figura 2.14. Junta de dilatación en fachada con revestimiento continuo.

La última forma de ejecutar la junta es mediante un cubrejuntas metálico. Las juntas metálicas prefabricados (para fábricas vistas o enfoscadas), de chapa galvanizada o aluminio, deben disponerse con una longitud de entrega en la fábrica de 5 cm como mínimo a cada lado de la junta. Las chapas deben fijarse mecánicamente y sellarse en sus extremos (Figura 2.15 y Foto 2.2).

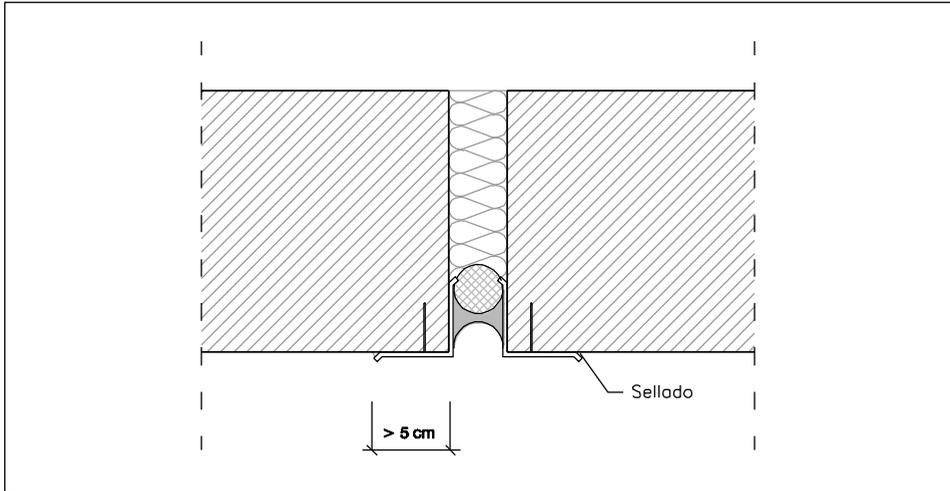


Figura 2.15. Junta metálica.



Foto 2.2. Tapajuntas metálico en junta de dilatación estructural.

Desde el punto de vista de la estabilidad, las juntas debilitan considerablemente los cerramientos. La junta da lugar a un borde libre, lo que puede favorecer el movimiento de la fábrica en el sentido perpendicular a la fachada, sobre todo antes las sollicitaciones horizontales. Por lo tanto dichas juntas se situarán donde haya un elemento de rigidización transversal del cerramiento.

Para los cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura, la rigidización se realiza a través de los pilares y la junta de dilatación se situará en este punto²⁰. La unión del cerramiento con el elemento estructural se resuelve mediante llaves de unión. Al coincidir la junta de dilatación de la fábrica, la disposición de anclajes se duplica colocándolos así mismo embebidos en los tendeles cada 40 cm (Figura 2.16). La junta debe tener la capacidad de transmitir las fuerzas perpendiculares al plano de cerramiento al pilar.

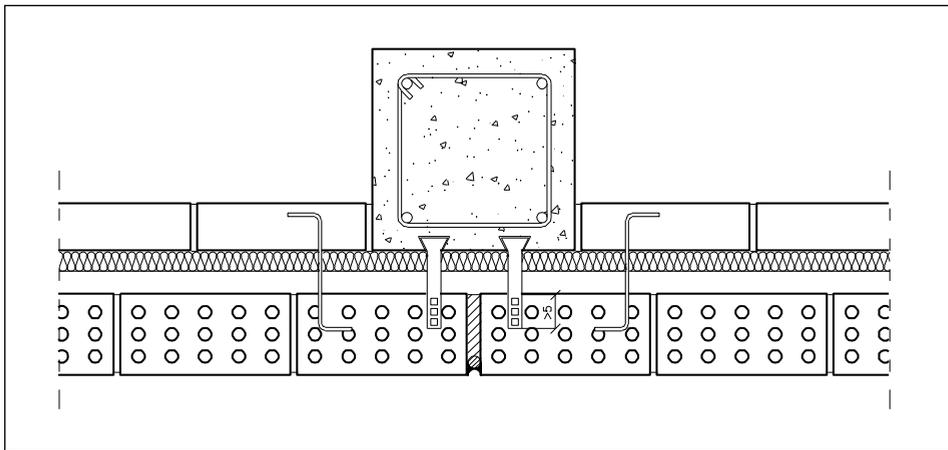


Figura 2.16. Junta de dilatación para cerramientos con hoja exterior continua. (Mas, 2005).

Para cerramientos con hoja exterior inserta en la estructura, el apoyo de la hoja exterior en los elementos estructurales verticales para asegurar su estabilidad frente a empujes horizontales es incompatible con el hecho de situar las juntas próximas a los elementos de rigidización transversal (la unión del cerramiento con el pilar coarta el movimiento de éste).

²⁰ Más, A. Cerramientos de obra de fábrica SPUPV 2005.

Por tanto, en esta tipología de cerramiento la mejor opción desde el punto de vista de la estabilidad es trasladar las juntas a una zona intermedia del cerramiento, para que el apoyo en los pilares no se vea perjudicado (Figura 2.17).

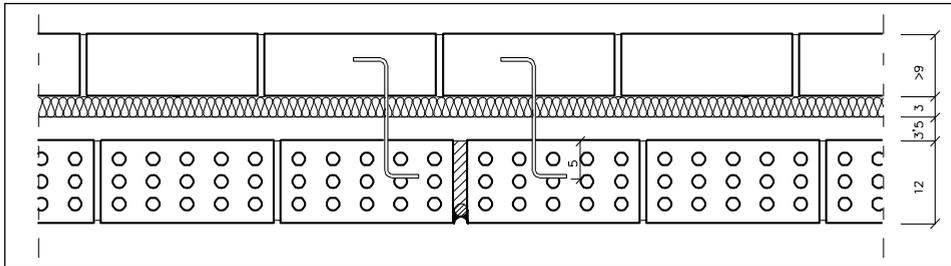


Figura 2.17. Junta de dilatación. Cerramiento inserto en la estructura. (Mas, 2005).

En esta opción debemos garantizar la duplicidad de las llaves de anclaje a ambos lados del lienzo del cerramiento separado por la junta. Estas llaves de colocarán embebidas en la junta de mortero y a una distancia de 40 cm medida en vertical.

Otra disposición es la de pasar la fábrica entera delante los pilares de fachada sin reducir su espesor. De esta manera evitamos la posible fisuración que podría aparecer en las piezas de revestimiento del elemento estructural. Es conveniente intercalar un elemento separador entre el cerramiento y el pilar a fin de independizar movimientos diferenciales entre ambos. Con esta opción nos aproximamos a lo solución descrita en los cerramientos con hoja exterior corrida por delante de la estructura (Figura 2.18).

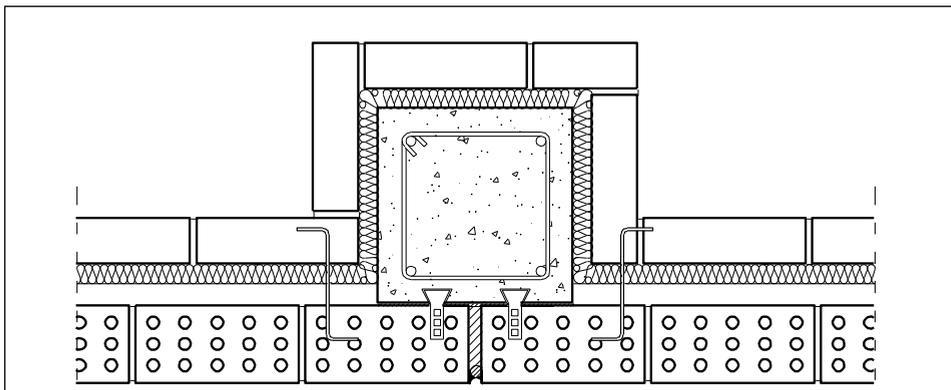


Figura 2.18. Junta de dilatación. (Mas, 2005).

Además de limitar el tamaño de los paños en horizontal también debe limitarse en vertical. La expansión por humedad de la cerámica también produce movimientos en esta dirección. Además, la retracción del hormigón supone un cambio de volumen de signo contrario a la expansión por humedad, lo que aumenta el efecto de ésta como se muestra en la Figura 2.19. Por tanto, con objeto de limitar los efectos de los movimientos diferenciales se debe limitar el paño de fábrica mediante juntas horizontales.

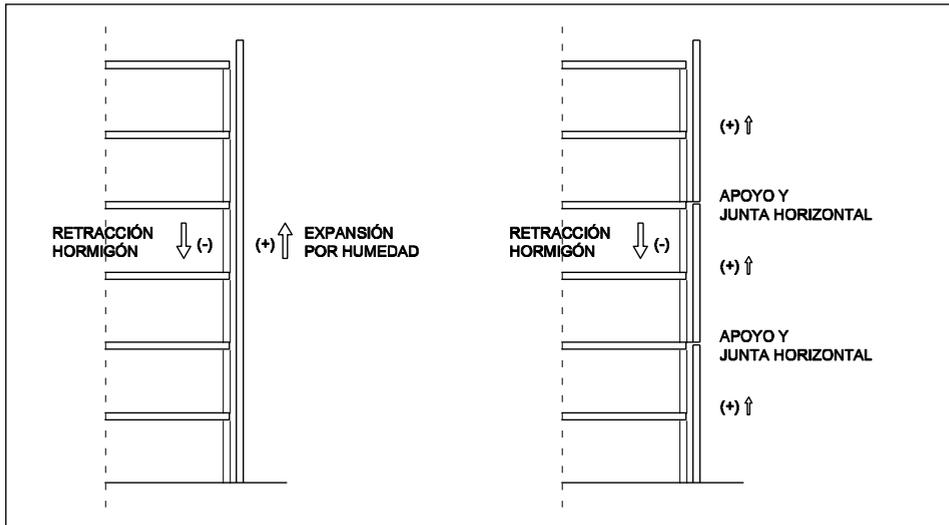


Figura 2.19. Juntas de movimiento horizontales.

La normativa no establece distancias entre juntas horizontales. Las recomendaciones, basadas en la expansión por humedad de la cerámica y la retracción del hormigón, limitan a 12 m la altura máxima para ejecutar una superficie continua. Para alturas mayores debe disponerse una junta de movimiento horizontal cada 9 m. La junta debe permitir un movimiento vertical de 1 mm por cada metro. Lo usual es colocar juntas horizontales en la cabeza del paño cada una o dos plantas. Sobre la junta de movimiento se dispone un elemento de apoyo que impida la transmisión de cargas. Para la correcta entrada en carga de la fachada se recomienda levantar la fachada de arriba hacia abajo²¹.

²¹ Avellaneda, J. Fábricas de ladrillo. Técnica 15. 1995.

2.4. Norma sismorresistente

La norma de construcción sismorresistente NCSR-02 proporciona los criterios que han de seguirse para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de las edificaciones. Su finalidad última es la de evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

Respecto al tema que nos ocupa el punto 4.7.2 de la norma establece que los paños de fachada deben enlazarse correctamente a los elementos estructurales para evitar el desprendimiento de las piezas durante las sacudidas sísmicas, especialmente si se ha supuesto que la ductilidad de la construcción es alta o muy alta. La Tabla 2.24 recoge las consideraciones sobre los paños del cerramiento en función de la aceleración sísmica a_c :

$0,16 g > a_c > 0,08$	Subdividir paños y anclar a estructura	> 5 m de longitud > 20 m ² de superficie
$a_c \geq 0,12 g$	Subdividir paños y anclar a estructura	> 3 m de longitud > 10 m ² de superficie

Tabla 2.24. Subdivisión de paños

Cuando los cerramientos se hagan con elementos prefabricados de gran formato, y éstos no hayan sido considerados en el modelo de la estructura, deberá adoptarse para la construcción y cálculo de dichos elementos un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu=1$. Las uniones deben permitir, sin rotura, los desplazamientos obtenidos en el cálculo. En este caso, por su transcendencia, deberán diseñarse cuidadosamente los anclajes.

Las condiciones de los elementos con el borde superior libre como antepechos, parapetos y chimeneas, se especifican en el punto 4.7.3. Estos elementos deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad, calculándose con la acción sísmica correspondiente a la planta donde están ubicados, considerando, salvo justificación especial, $\mu=1$. Cuando $a_c \geq 0,12 g$ los muros o petos con el borde superior libre y con más de un metro de altura, se rematarán con un encadenado de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura o cimentación.

Puesto que en el CTE-SU indican que los antepechos que salven desniveles mayores de 6 m deben tener una altura de 1,10m, para estos edificios será obligatorio el remate del antepecho con un encadenado de coronación anclado a la estructura (Figura 2.20).

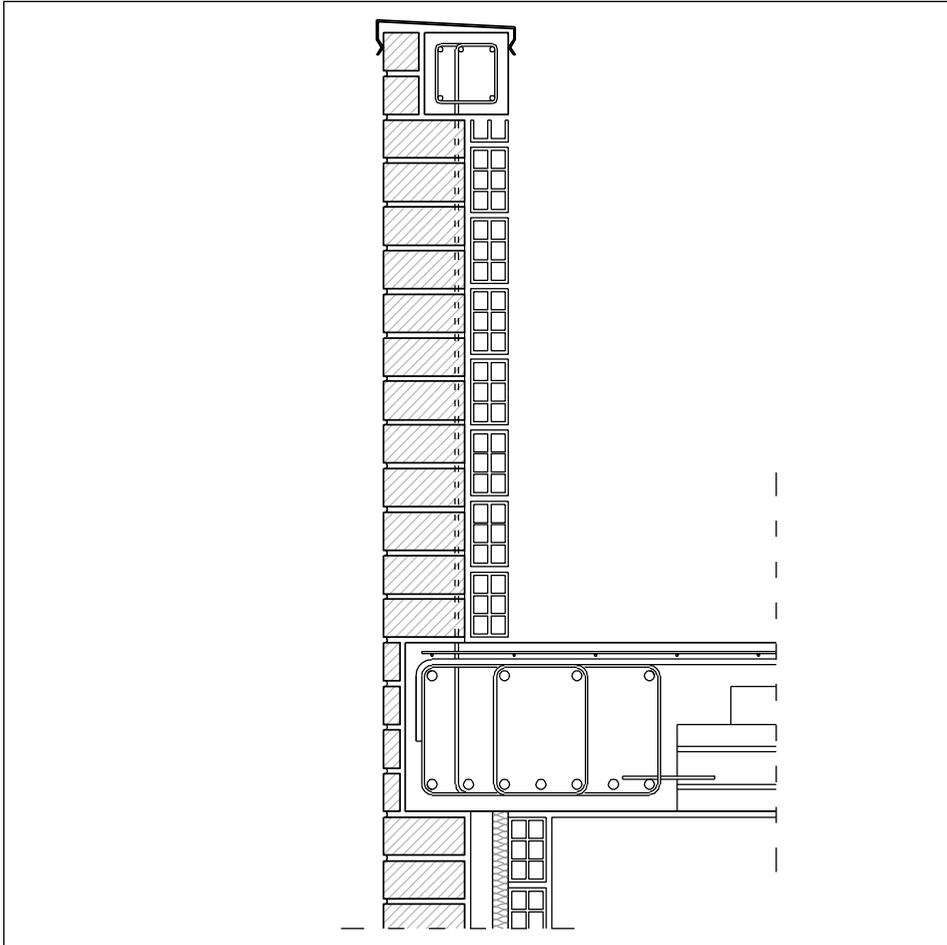


Figura 2.20. Antepecho anclado a la estructura

El anclaje de los antepechos es un tema importante y que no se suele realizar correctamente como quedó patente en el terremoto de Lorca de 2011, donde un gran número de antepechos de fábrica de ladrillo se desprendieron, causando daños materiales e incluso fallecimientos.

2.5. Otras normativas en el ámbito europeo

Los actuales Eurocódigos, en especial el Eurocódigo 6 en el cual está basado la parte del Código Técnico de la Edificación dedicada a los elementos de fábrica, recogieron las normativas británicas British Standard 5628 (BS-5628) donde aparece la comprobación del comportamiento frente acciones laterales de los muros de fábrica. Por tanto, el Eurocódigo 6 adoptó el método de las líneas de rotura para el cálculo de cerramientos de fábrica a partir de la norma inglesa BD 5628. Posteriormente el CTE lo tomó del Eurocódigo.

En la Figura 2.21 se muestra el código para la obtención del coeficiente de flexión a partir del cual se obtienen los momentos actuantes en dirección paralela y perpendicular a los tendeles. El procedimiento de verificación es análogo al empleado en el CTE.

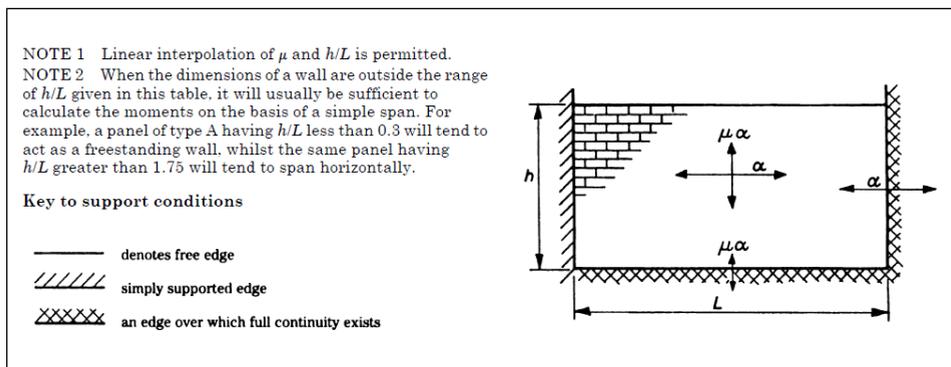


Figura 2.21. Coeficiente de flexión α BS-5628

La normativa BS-5628 añade las condiciones que deben cumplir las llaves que enlazan las dos hojas en un cavity wall. La cuantía de estas llaves se establece en 2,5 llaves por m^2 en muros cuyas dos hojas tienen un espesor superior a 90 mm y en 4,9 llaves por m^2 para muros con hojas con espesor menor a 90 mm. Las llaves deben estar uniformemente distribuidas sobre la superficie del muro, excepto alrededor de los huecos, y preferiblemente al tresbolillo. En los bordes verticales de los huecos y en los bordes de las juntas de movimiento se colocarán las llaves adicionales cada 30 cm colocadas a no más de 22,5 cm del borde. Las llaves de conexión deberán introducirse en el mortero como mínimo 50 cm en cada hoja del cerramiento.

En cuanto a las llaves de conexión entre las hojas de un muro capuchino el CTE no establece cuantía ni geometría de estas llaves. Según el CTE el número de llaves será igual al valor de cálculo de la acción lateral por unidad de superficie dividida entre la resistencia de cálculo a compresión o a tracción de la llave.

En la normativa francesa Document Technique Unifié (DTU 20.1) publicado por Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (SCBT) también aparecen los cerramientos incorporando el tratamiento del número de llaves de conexión. En este caso las DTU establecen que las dos hojas del cerramiento deberán unirse mediante llaves separadas 60 cm colocadas a escalonadas en hiladas alternas.

En el Eurocódigo 6 se indica la incorporación de llaves en los muros capuchinos y los muros doblados con un número no inferior a 2 llaves por m^2 . Las llaves se colocarán con una separación horizontal máxima de 90 cm, y la distancia diferencia de altura máxima entre hiladas en las que haya llaves no debe sobrepasar 60 cm. Las llaves se colocarán escalonadas en hiladas alternas. Respecto al comportamiento frente a acciones horizontales el procedimiento de cálculo es el mismo que en el CTE-SE-F. En la Figura 2.22 se muestra la tabla para obtener los momentos sollicitación sobre el paño de fábrica. Se constata la similitud con el procedimiento del British Standard.

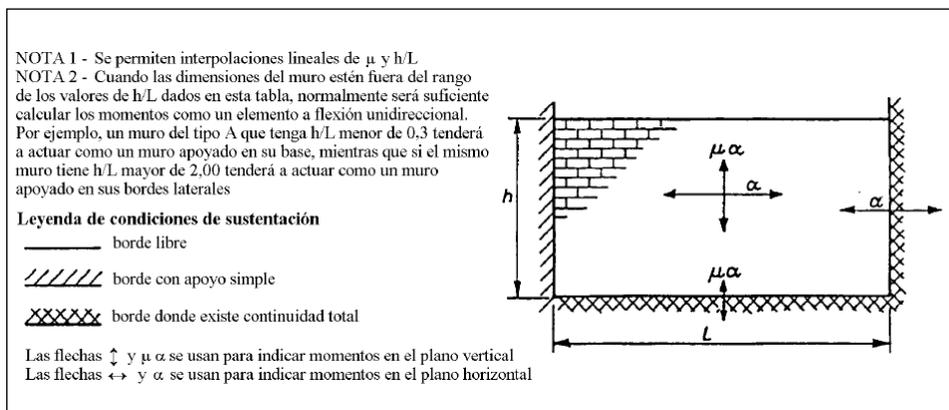


Figura 2.22. Coeficiente de flexión en Eurocódigo 6.

3. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE UN CERRAMIENTO DE LADRILLO

El estudio del comportamiento mecánico de los materiales actualmente aporta información sobre la respuesta del material frente a unas sollicitaciones definidas. Los modelos de comportamiento establecen la relación que existe entre las sollicitaciones que actúan sobre el material y los esfuerzos y desplazamientos aparecen en el material. Las propiedades que van a regir este comportamiento serán la elasticidad, plasticidad, fragilidad, resistencia, dilatación térmica, rigidez, etc.

La fábrica de ladrillo es un elemento constructivo heterogéneo, compuesto por distintos materiales, el ladrillo cerámico y el mortero de cemento. Es necesario un modelo que nos permita conocer los esfuerzos generados en la fábrica y los desplazamientos de cada uno de sus puntos. Además, necesitamos conocer la fisuración del material. Debido a la baja resistencia a tracción de la fábrica de ladrillo y la alta rigidez en comparación con la estructura, la fábrica de ladrillo es un elemento que frecuentemente aparece fisurado²². Una vez superadas unas tensiones (generalmente de tracción) que la fábrica no admite aparece una fisura en el material. La fisura supone una discontinuidad en el material y por tanto un cambio en su comportamiento. Los esfuerzos se redistribuyen y los desplazamientos aumentan al aumentar la carga. El modelo que apliquemos a las fábricas de ladrillo es necesario que tenga en cuenta la fisuración del material.

En cuanto a los cerramientos, la condición esencial de carácter mecánico que deben cumplir es la de su estabilidad²³. El comportamiento mecánico del cerramiento se basa en dos conceptos distintos que se deben cumplir, la estabilidad y la resistencia. Un cerramiento es estable si aparecen unas reacciones que generan un equilibrio de fuerzas, frente a los esfuerzos a los que se ve sometido (peso propio, acción del viento, sismo, ...). Un cerramiento es resistente si las tensiones de los materiales no superan las tensiones admisibles y por tanto el elemento no rompe en ese punto.

Por tanto, el cerramiento no fallará si se generan unas reacciones en sus apoyos frente a las acciones a las que se ve sometido y las tensiones internas

22 Reyes, E.; Casati, M.J. y Gálvez, J.C.: Cohesive crack model for mixed mode fracture of brick masonry. *International Journal of Fracture*, Vol. 151, pp. 29-55. 2008.

23 Del Río, C.: Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. *Conarquitectura*, Vol. 10, pp.65-88. 2004.

del material no superan las tensiones admisibles, si cumple los requisitos resistentes según la normativa vigente.

En un cerramiento con hoja exterior interrumpida a nivel de estructura, apoyado en el forjado, debe transmitir los esfuerzos verticales y los horizontales a la estructura en la que se encuentra inserto. Una de las causas más frecuentes de colapso es la imposibilidad de generar reacciones en los apoyos, y por tanto no cumplirse la condición fundamental de equilibrio, debido a la insuficiente superficie en contacto entre la hoja exterior y los apoyos, los forjados en este caso. (Figura 3.1 A)

En un cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura, las cargas verticales irán al arranque del cerramiento y las horizontales se transmitirán mediante enlaces a la estructura. Además del arranque en un elemento sólido, necesitamos llaves de conexión a la estructura portante para poder generar unas reacciones frente a los esfuerzos horizontales. (Figura 3.1 B)

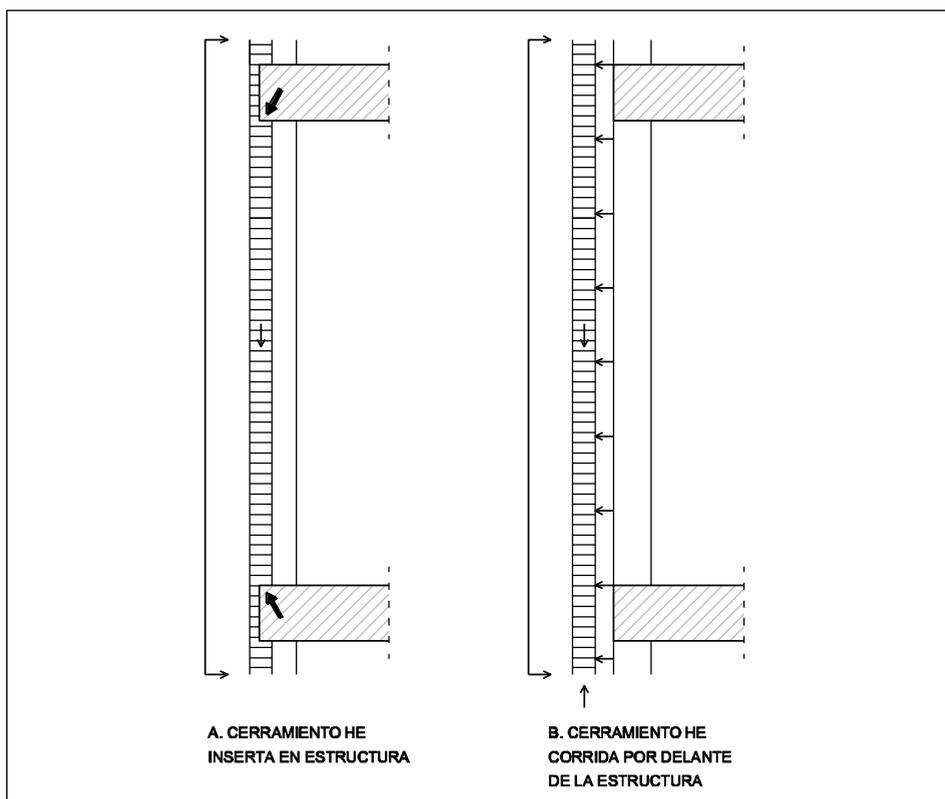


Figura 3.1. Acciones y reacciones en los cerramientos.

El fallo del cerramiento no portante suele ser una pérdida rápida de equilibrio, porque son necesarias unas reacciones que no pueden generarse. El intervalo de comportamiento resistente es holgado y la rotura con deformación incontrolada, brusco. En este caso la resistencia real no es la variable fundamental para la rotura, ya que esta se ha debido a la falta de estabilidad. En cerramiento cumpliendo los requisitos de resistencia puede llegar al colapsar por falta de estabilidad. La rotura aparece mediante la apertura de las llagas entre ladrillos o el desmoronamiento de las piezas. En cambio, en cerramientos que además tienen función portante, es más frecuente encontrar que su comportamiento esté gobernado por la resistencia y no por la estabilidad. La normativa vigente así lo tiene en cuenta. Estos muros de carga suelen tener suficientes condiciones de enlace para no tener problemas de equilibrio. El uso de fábricas portantes es, a día de hoy, poco habitual. Los muros de carga de fábrica se utilizan para edificios de unos o dos plantas.

3.1. Modelos de comportamiento

En la construcción de elementos no estructurales es habitual la utilización de elementos de fábrica. En obras de edificación, es habitual construir los cerramientos y la tabiquería interior con elementos de fábrica. La estabilidad de los elementos secundarios de las edificaciones tradicionalmente ha sido conseguida gracias a las reglas de buena construcción. No obstante, con la entrada en vigor del Código Técnico de la Edificación es necesario justificar el comportamiento de los elementos de fábrica en fachadas. En este punto se recogen modelos para estos elementos secundarios de fábrica de ladrillo con objeto de comprobar su estabilidad, analizando su situación y corrigiendo posibles problemas que puedan presentar.

Se utilizan en los casos de este punto un elemento de fábrica de dimensiones habituales en edificios residenciales, tiene una altura de 2,70 m (altura entre plantas) y un espesor de 0,12 m (fábrica de medio pie de espesor). La densidad de la fábrica es de 18 kN/m^3 , su peso por metro lineal $5,83 \text{ kN/m}$. La carga de viento tiene un valor de $0,8 \text{ kN/m}^2$ en presión y de $-0,5 \text{ kN/m}^2$ en succión. La fábrica (considerando un coeficiente de seguridad del material de 2,5 y otro de las acciones de 1,4) permite una tensión segura a compresión en torno a $0,1 \text{ kN/cm}^2$, (1000 kN/m^2), una tensión segura a tracción de $0,01 \text{ kN/cm}^2$, y un módulo de elasticidad de 4000 N/mm^2 .²⁴

²⁴ De Miguel, J.L.: Estabilidad de Fábricas. Dimensionado. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid (2009-2010).

3.1.1. Pared libre en cabeza sometida a su peso propio.

El caso más sencillo para comprobar la estabilidad de una fábrica es el de una pared libre sometida únicamente a una carga vertical debida a su peso propio. Se recoge el esquema de funcionamiento en la Figura 3.2.

El peso propio de este paño es 5,83 kN. La superficie de apoyo por metro lineal será 100 cm por 12 cm, por tanto la tensión de compresión en la base es de $5,83 \text{ kN}/100 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} = 0,005 \text{ kN/cm}^2$. Comparando esta tensión con la tensión segura a compresión $0,1 \text{ kN/cm}^2$. Se observa que la tensión de compresión es veinte veces menor que la tensión segura. Por tanto, únicamente con estas variables, este muro podría ser veinte veces más alto (veinte plantas) o bastaría con que apoyara en la vigésima parte de su base (una banda de menos de 1 cm de espesor). En ausencia de otros factores, no es necesario que la fábrica apoye en una fracción importante de su espesor, valdría una fracción mínima.

Los efectos de falta de estabilidad, pandeo global, reducirían mucho estos valores, por lo que es necesario la disposición de muros transversales o pilastras, atendiendo a la distancia de estar refuerzos para evitar problemas de pandeo local en las plantas inferiores.

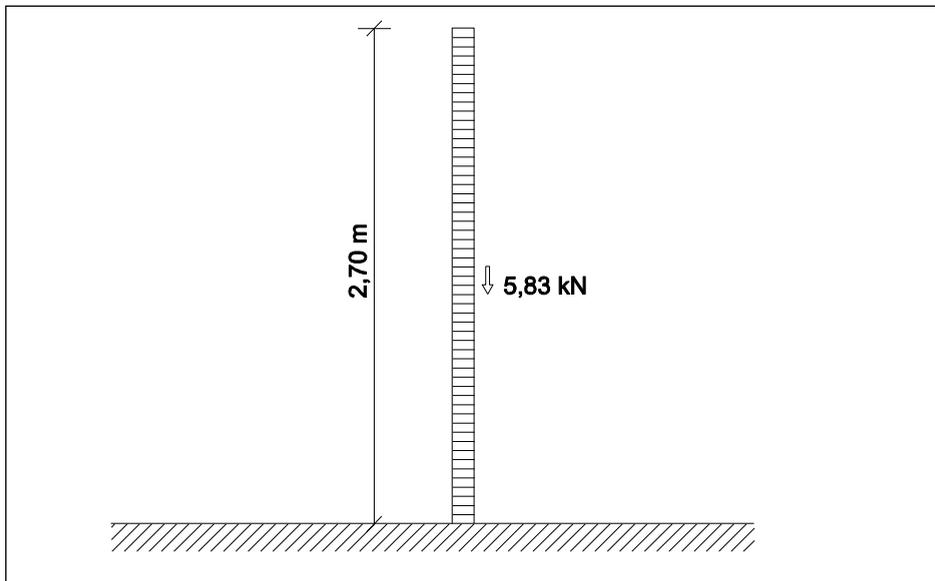


Figura 3.2. Pared de ladrillo libre en cabeza.

3.1.2. Pared libre en cabeza a carga vertical y horizontal

La pared objeto de estudio se encuentra sometida a su peso propio y a la acción del viento. Los valores de la acción del viento según el CTE, para un caso habitual, es de $0,8 \text{ kN/m}^2$ en presión y de $-0,5 \text{ kN/m}^2$ en succión, como muestra la Figura 3.3.

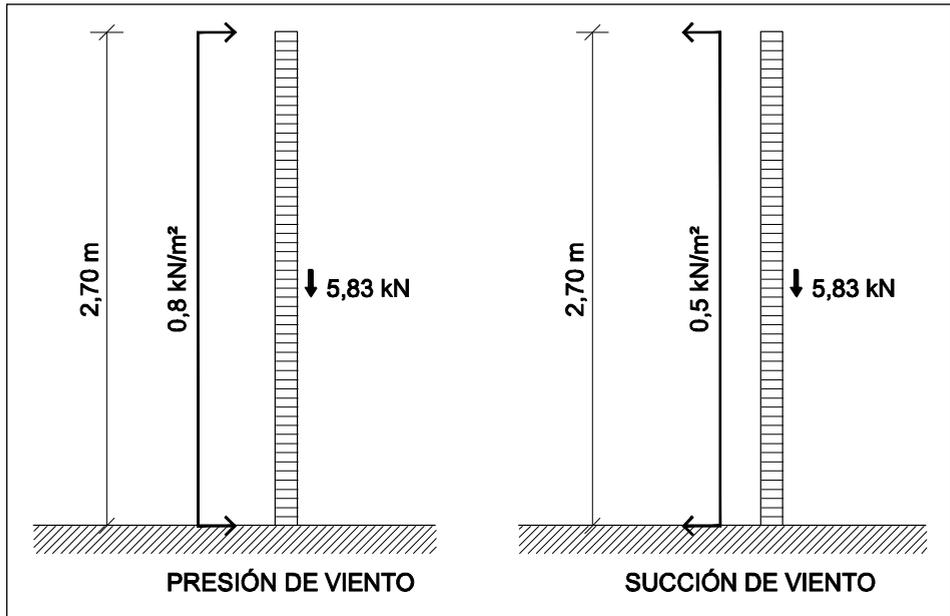


Figura 3.3. Pared de ladrillo libre sometida a peso propio y carga horizontal.

La fuerza de viento total que actúa en el paño tiene un valor en presión de $0,8 \text{ kN/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 2,16 \text{ kN}$. El valor del viento en succión es de $0,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 1,35 \text{ kN}$. La resultante de este valor estaría aplicada en el centro del paño, a una altura de $1,35 \text{ m}$.

La composición de fuerzas horizontales y verticales, por metro lineal de muro, muestra la una excentricidad de 50 cm en presión y de 31 cm en succión. Esta resultante de fuerzas cae fuera de la sección del muro (12 cm) lo que implica que para que haya equilibrio deben aparecer tracciones.

Las tensiones que aparecen en la base de apoyo cuando actúa el viento en presión tienen el valor:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{5,83}{1.200} \pm \frac{291,6}{2.400} = +0,126 \text{ kN/cm}^2 / -0,117 \text{ kN/cm}^2$$

Los valores cuando el viento actúa en succión son:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{5,83}{1.200} \pm \frac{182,3}{2.400} = +0,081 \text{ kN/cm}^2 / -0,071 \text{ kN/cm}^2$$

En el caso de muro con cabeza libre con peso propio y acción del viento aparecía una tracción de 0,117 kN/cm² en presión y una tracción de 0,071 kN/cm² en succión. En los dos casos la tracción es mayor que la tensión de tracción segura que tiene un valor de 0,01 kN/cm².

Al actuar los esfuerzos horizontales sobre el modelo, éste no es capaz de soportar los esfuerzos y el muro romperá por su base. Para evitar la rotura deben cambiarse las condiciones de contorno, como puede ser anclar el muro en cabeza.

3.1.3. Pared anclada en cabeza

El muro autoportante sometido a la acción de presión/succión del viento no puede cumplir la condición de estabilidad por sí solo. Es necesario anclar la parte superior de la fábrica a un elemento resistente, como puede ser la estructura portante de hormigón armado del edificio, Figura 3.4. La unión entre la fábrica y la estructura portante se materializa en una biela que trabajará a compresión cuando el viento actúe en presión y en tracción cuando el viento actúe en succión. Constructivamente esta biela se realiza con una llave de acero S275, colocada cada metro lineal, que admite 18 kN/cm² de tensión segura. Este modelo es una primera aproximación al comportamiento mecánico de un cerramiento con hoja exterior continua y corrida por delante de la estructura.

La estabilidad de este modelo, el equilibrio de fuerzas exteriores, se consigue con una reacción vertical en el arranque del muro y unas reacciones horizontales una en el arranque y otra en la cabeza a través de la llave de unión. El valor de la reacción vertical es de R_v=5,83kN y el valor de cada una de las reacciones horizontales es de R_h= 1,08 kN en presión y 0,675 kN en succión.

Para el anclaje, la situación más desfavorable es cuando el viento actúa en presión. Por un lado el valor de la sollicitación es mayor y por otro lado cuando actúa la presión del viento la biela está comprimida, estando afectada por el pandeo.

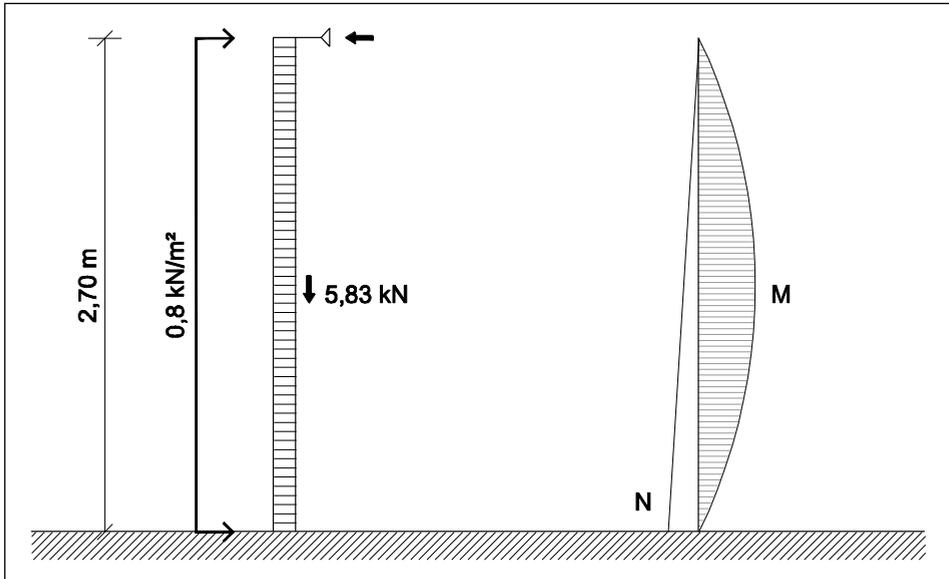


Figura 3.4. Pared de ladrillo anclada en cabeza mediante llave metálica.

En una primera aproximación consideramos la pared como un sólido rígido, por tanto, resistente y estable. Sin embargo, la fábrica de ladrillo puede no resistir las sollicitaciones de flexión. La sección de la biela no tiene compresión y debe transmitir cortante, si no se resuelve correctamente esta sección colapsa, ya que las fábricas presentan una resistencia a tensión tangencial pura muy pequeña, del orden de la cuarta parte de la de tracción.

Considerando la fábrica biapoyada en sus extremos sometida a la carga del viento y al peso propio el momento máximo que aparece tiene un valor de:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,8 \cdot 2,7^2}{8} = 0,729 \text{ kNm}$$

El axil de compresión varía a lo largo de la altura del paño desde 0 kN a 5,83 kN. La excentricidad a mitad altura tiene un valor de 0,25 m, lo que indica que la resultante sale de la sección de la fábrica y son necesarias las tracciones.

Las tensiones que aparecen en la sección a 1,35m de altura alcanzan los valores:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{2,91}{1.200} \pm \frac{72,9}{2.400} = +0,032 \text{ kN/cm}^2 / -0,027 \text{ kN/cm}^2$$

La tensión de tracción con valor 0,27 kN/cm², supone una reducción frente al caso visto en el punto 3.1.2, pero sobrepasa el valor de la resistencia a tracción de la fábrica, cuyo valor es 0,01 kN/cm².

La solución de la llave en cabeza resuelve la estabilidad de la fábrica pero no su resistencia, ya que en gran parte de las hiladas aparecen tensiones de tracción que la fábrica no puede soportar. La sección más desfavorable es la situada a mitad altura.

3.1.4. Pared anclada en todos sus bordes

El modelo pared anclada en todos sus bordes consisten en colocar llaves en anclaje en la cabeza de la pared (como en el caso anterior) y también junto a las líneas de pilares. De esta manera el cerramiento se une mediante bielas a los forjados y a los pilares. La base de la pared está apoyada en el arranque del cerramiento. Figura 3.5.

La primera condición mecánica, es decir, la estabilidad está asegurada, como en el caso anterior. Aparecen reacciones horizontales en las bielas y en el arranque del paño. El cerramiento trabaja como una placa apoyada en sus cuatro bordes.

Se supone que la placa es cuadrada, por lo que la separación entre pilares es de 2,7 m. El momento flector que parece en centro de vano toma el valor:

$$m = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{0,8 \cdot 2,7^2}{24} = 0,243 \text{ kNm}$$

Las tensiones producidas por la acción del viento son:

$$\sigma = \pm \frac{M}{W} = \pm \frac{24,3}{2.400} = +0,011 \text{ kN/cm}^2 / -0,011 \text{ kN/cm}^2$$

En dirección horizontal no aparece compresión que pueda ayudar a reducir la tensión de tracción que se genera, y en dirección horizontal sí aparece esta compresión debida al peso propio, pero lo hace únicamente en las hiladas bajas y con un valor bajo. La tensión de tracción aparecida es mayor que la que es capaz de resistir la fábrica y ésta rompe. La rotura se produce en las dos diagonales. En el caso más habitual en edificación los pilares están más alejados, a una distancia de entre 5,50 y 6,00 m, dando unos paños de cerramiento rectangulares. Por tanto la respuesta del paño será peor que la estudiada.

El paño anclado en sus cuatro bordes ha resuelto el problema de la estabilidad. Se generan reacciones opuestas a los esfuerzos que permiten el equilibrio global. Sin embargo el problema de la resistencia no sido resuelto con suficiente seguridad, no obstante, las tensiones de tracción que aparecen en el paño sí se han reducido considerablemente y puede servir en algunas situaciones.

En la dirección vertical el peso propio del paño reduce las tracciones aparecidas. Sin embargo en dirección horizontal no podemos contar con ningún esfuerzo de compresión. Una solución es aumentar la resistencia a tracción de la fábrica en dirección horizontal, con la incorporación de armaduras embebidas en los tendeles.

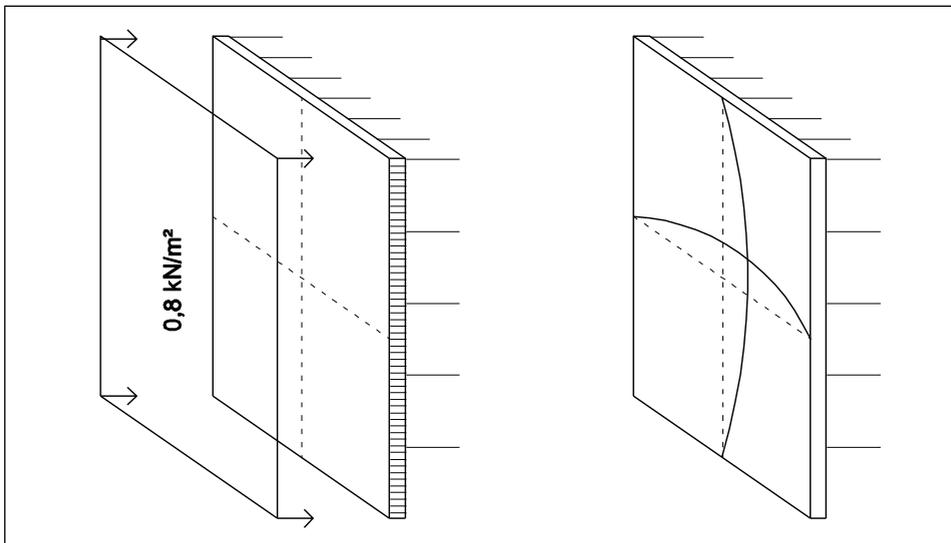


Figura 3.5. Pared de ladrillo anclada en su perímetro.

3.1.5. Pared cargada.

El esfuerzo de compresión ayuda a minorar las tracciones debidas a la flexión de los paños. En los casos anteriores el colapso llega debido a las tensiones de tracción, no por las de compresión. La compresión, debida en el caso de cerramientos al peso propio, ayuda a la estabilidad del paño frente a esfuerzos horizontales.

El modelo está formado por una pared sustentada en su base y anclada al forjado en su cabeza superior mediante una biela. Sobre él actúa el peso propio, la acción del viento y una acción vertical en cabeza. El incremento de esta carga en la cabeza del paño muestra el incremento en la estabilidad del cerramiento. La sección más desfavorable es la sección a mitad altura.

El punto de aplicación de la carga vertical se supone a 8 cm de la cara exterior del cerramiento. Si la resultante cae fuera de la hoja la comprobación necesita tracciones (modelo triangular de tensiones) y si cae dentro de la sección bastará se verá si puede soportarse sólo con compresiones (modelo rectangular de tensiones).

Carga en cabeza	5 kN	6 kN	6,5 kN	7 kN	8 kN
Axil a mitad altura	7,92 kN	8,92 kN	9,42 kN	9,92 kN	10,92 kN
Excentricidad	9,21 cm	8,18 cm	7,74 cm	7,35 cm	6,68 cm
Modelo de tensiones	Triangular	Triangular	Rectangular	Rectangular	Rectangular
Tensión de tracción	0,024 kN/cm ²	0,023 kN/cm ²	-	-	-
Anchura bloque comprimido	-	-	0,52 cm	1,30 cm	2,64 cm
Tensión de compresión	-	-	0,183 kN/cm ²	0,076 kN/cm ²	0,041 kN/cm ²
Resultado	No adm. Rompe tracción	No adm. Rompe tracción	No adm. Rompe por compresión	Adm.	Adm.

Tabla 3.1. Pared cargada. Ejemplos.

Con estas dimensiones, usuales en edificación, necesitamos una carga mínima en cabeza del cerramiento de 7 kN, Tabla 3.1, aproximadamente planta y media de cerramiento. En estas condiciones el paño es estable simplemente apoyado en la base y anclado en cabeza. Por tanto en un edificio con cerramiento autoportante, el único paño que no tendría suficiente compresión sería el de última planta. Un peto de cubierta, por encima del último forjado, ayuda a la estabilidad del cerramiento de la última planta. Frente a esfuerzos horizontales los paños de la última y penúltima planta son los que en peor situación se encuentran y mejoran si aumentamos la carga que tienen.

Si aumentamos la carga por encima de los 7 kN la situación es más estable frente a esfuerzos horizontales. A pesar de que intuitivamente parezca lo contrario, al aumentar la carga vertical la tensión de compresión se reduce, ya que la excentricidad se reduce y el bloque comprimido es mayor, como se ve en la Figura 3.6. Al aumentar la carga la tensión máxima de tracción se reduce, el límite sería el punto en el que la tensión máxima a compresión es superior a la tensión admisible a compresión en la fábrica, que como se ha visto, es elevada, del orden de veinte plantas.

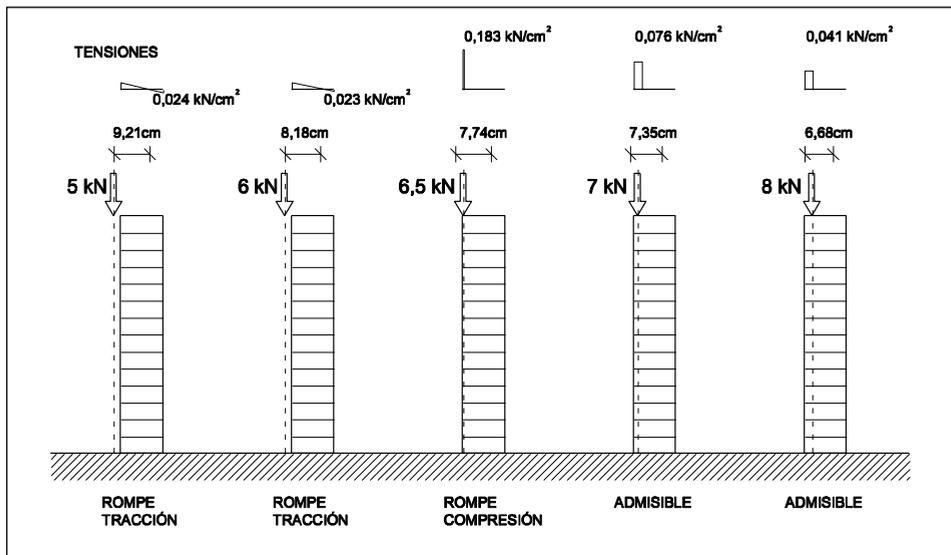


Figura 3.6. Aumento de carga vertical y comprobación de tensiones.

El conocimiento de este hecho no es algo nuevo. En la arquitectura tradicional los muros portantes de fábrica se construían acodalando su cabeza con puntales oblicuos, consiguiendo provisionalmente la estabilidad. Una vez construido el forjado sobre los muros, el muro entra en carga y es estable, por tanto ya es posible retirar los puntales.

En el caso de que el viento actúe en succión el cerramiento mejora también al actuar la carga vertical. El momento generado por el viento a succión tiene un valor menor que cuando actúa en presión, pero es de signo contrario. La carga vertical añadida al paño sigue reduciendo la excentricidad.

Este sencillo análisis muestra la necesidad de introducir cargas verticales en lo cerramientos con objeto de mejorar su estabilidad frente a esfuerzos horizontales:

- Si estamos en un cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura este cerramiento es autoportante y transmite cargas verticales suficientes en las plantas inferiores. Se debe cuidar el diseño de las últimas plantas con objeto de aumentar la carga vertical, por ejemplo, incrementando la longitud del peto de cubierta.
- Si estamos en un cerramiento con hoja exterior interrumpida por la estructura podemos suponer que carga sobre sí mismo, si la rigidez de la obra de fábrica es mayor que la del forjado. Esto ocurre siempre en las obras de edificación, la rigidez de los cerramientos es mucho mayor que la de los forjados y el peso de los cerramientos acaba transmitiéndose a través de ellos mismos siempre que exista continuidad.

Al permitir que el cerramiento transmita carga estamos mejorando su comportamiento frente a esfuerzos horizontales y también mejoramos el comportamiento de la estructura al ver reducida la carga que está soportando.

3.1.6. Pared no portante entre forjados

La tabiquería en las obras de edificación, con estructuras de pilares de hormigón armado, se realizan una vez construidos todos los forjados y apoyada sobre el forjado inferior. La tabiquería en principio no puede recibir cargas verticales que mejoren su comportamiento, ya que se encuentra apoyada en el forjado inferior y separada del forjado superior, el mortero al fraguar retrae y aunque se ejecute la fábrica a tope contra el forjado existe una separación. Sin embargo al aparecer una fuerza horizontal (viento o sismo) la fábrica deforma y se acodala en los forjados.

El modelo es, en un primer momento, un tabique libre apoyado en el forjado. Al aparecer la carga horizontal, como se ha visto en el apartado 3.1.2, aparecen tracciones en la base, incapaces de ser soportadas por la fábrica. La tabiquería intenta volcar pero no puede, se acodala entre los forjados. Teniendo en cuenta el espesor de la fábrica de 12 cm la diagonal que intenta girar es superior a la altura libre entre los forjados. La dimensión de la diagonal tiene un valor de 270,26 cm frente a 270,00 de altura libre. Al intentar volcar la fábrica choca contra la cara inferior del forjado y gracias al rozamiento aparece una reacción horizontal, necesaria para alcanzar el equilibrio. El valor de esta reacción horizontal sería la mitad de la carga horizontal. La Figura 3.7 este comportamiento.

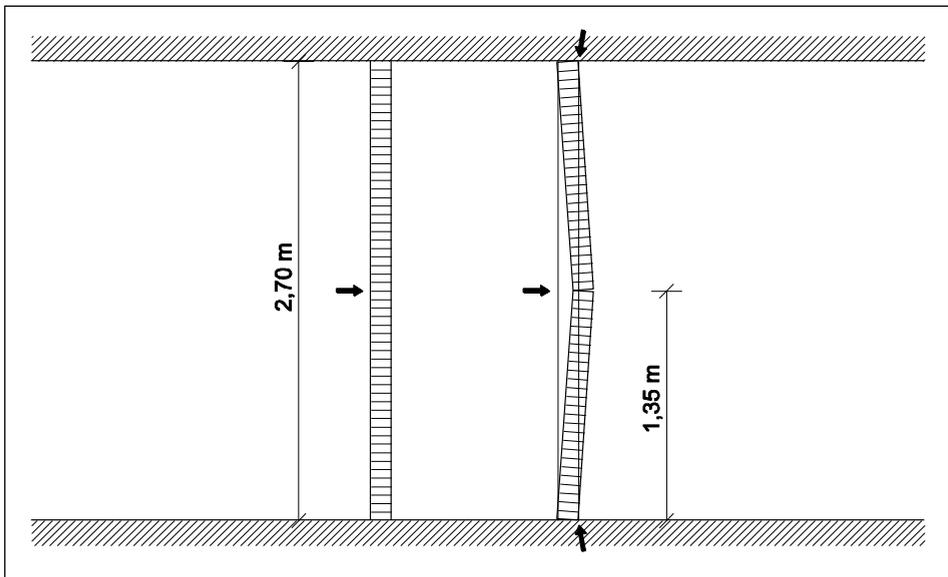


Figura 3.7. Pared de ladrillo entre forjados

Ahora el modelo mecánico es el de pared apoyada en arranque y cabeza, la estabilidad está asegurada pero no su resistencia. Frente a acciones horizontales aparecerán tensiones de tracción que romperán la fábrica a mitad altura.

En este punto, al romper la fábrica por la mitad, las dos mitades intentan girar. Al estar construida entre los dos forjados, la fábrica se acodala y se impide el giro. Aparece una reacción que comprime la fábrica. Esta compresión mejora la estabilidad de la fábrica frente a esfuerzos horizontales cuando alcance un valor alrededor de 8 kN. Esta compresión surge de disminuir la carga de los soportes. La fábrica empuja el forjado superior con 8 kN, los pilares verán reducida su carga en 8 kN, valor muy reducido, un pilar armado con 4Ø12 soporta una tracción de 140 kN, además un pilar con unas luces habituales en edificación y un único forjado tiene una carga de 175 kN. Por tanto, los 8 kN que necesita la tabiquería con fáciles de conseguir. Al descargar los pilares estos pueden alargarse, lo que en un caso límite llevaría a que se permita el vuelvo de la fábrica, que antes del alargamiento estaba impedida por el acodamiento. Sin embargo, un pilar tipo de 25 cm de lado el acortamiento provocado al reducir 40 kN su carga (8kN/m estando los pilares cada 5 m) toma un valor de 0,008 cm, totalmente imperceptible:

$$\Delta L = \frac{F \cdot L}{S \cdot E} = \frac{40kN \cdot 270cm}{625cm^2 \cdot 2.500kN/cm^2} = 0,008cm^2$$

La estructura portante, ya sea de hormigón o de acero, es suficientemente rígida como para poder colaborar en la compresión de los elementos de fábrica construidos entre los forjados de la edificación.

Por tanto, aunque no exista carga por encima de la fábrica, si esta se construye entre forjados, al actuar un esfuerzo horizontal e intentar deformar, se acodala contra los forjados lo que provoca que aparezca un esfuerzo de compresión que mejore la estabilidad. La fábrica de la última planta para conseguir la carga necesaria para ser estable descomprime los pilares cercanos. Para las fábricas de los pisos inferiores no hará falta descomprimir los pilares ya que la fábrica de la planta superior está actuando sobre esta.

3.1.7. Efecto arco

El efecto arco en las fábricas corresponde a la capacidad espontánea de generar una compresión en el paño frente a esfuerzos horizontales, siempre que el cerramiento se encuentre inserto en la estructura. La fábrica necesita conseguir el equilibrio mediante esfuerzos de compresión. Se ha visto que es improbable superar las tensiones admisibles de compresión en un cerramiento, sin embargo, cuando aparecen tracciones es probable que superen los valores admisibles.

El modelo efecto arco consigue el equilibrio acodalándose en los forjados superior e inferior. Frente a los esfuerzos horizontales aparecen reacciones en base y en cabeza de la fábrica con dirección oblicua. Si la reacción en el extremo alcanza un valor suficiente se pueden eliminar por completo las tracciones en el paño, apareciendo una parábola de compresiones o trayectoria de arco. Figura 3.8.

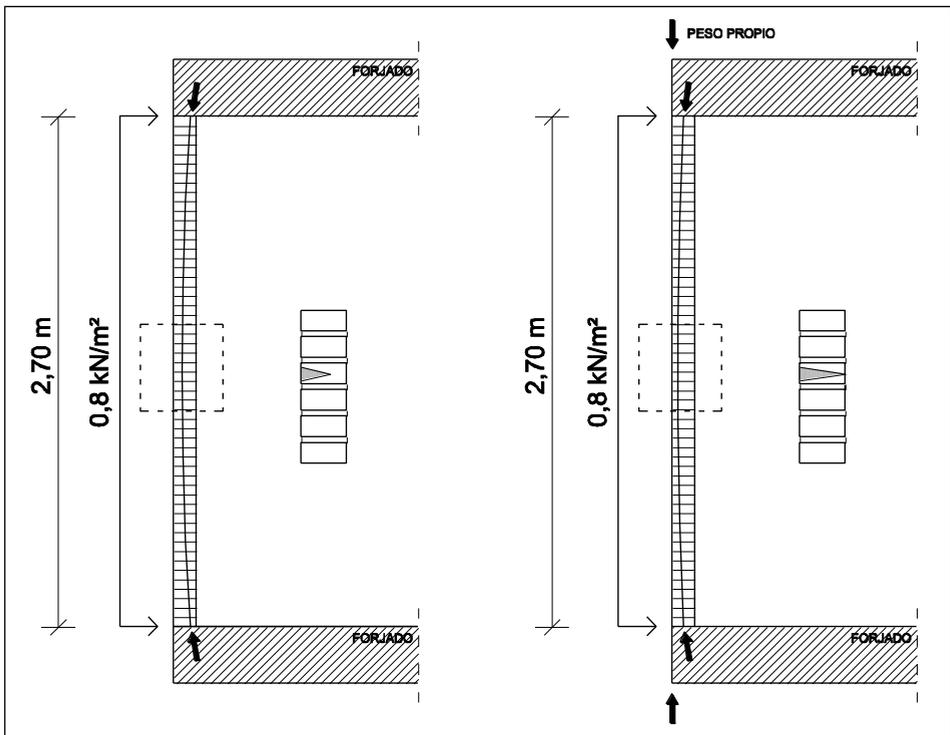


Figura 3.8. Efecto arco.

El arco espontáneo que aparece por el acodamiento tiene una compresión P . La fábrica tiene una carga vertical debida al peso propio o a la carga de un forjado, lo que genera un arco cargado o arco atirantado. La carga vertical mejora el comportamiento del arco apareciendo una trayectoria más tendida.

El arco para ser estable debe movilizar un empuje P a la tensión máxima de compresión f_c en una amplitud mínima X . Según el CTE el valor de z es igual $0,9t$. Si el momento M es el momento máximo frente a la acción horizontal

$$M_{arco} = P \cdot z$$

El valor del brazo mecánico z se puede expresar como $z=t-x$. Al arco formado le corresponde al valor $x=t/3$, por tanto $z=2t/3$. El momento tomará el valor:

$$M_{arco} = P \cdot z = f_c \cdot \frac{t}{3} \cdot t \cdot \frac{2}{3}$$

La máxima capacidad del arco se da al alcanzarse la resistencia a compresión de la fábrica. El arco aumenta su profundidad hasta $x=t/2$, con lo que el momento toma un valor de:

$$M_{arco} = P \cdot z = f_c \cdot \frac{t}{2} \cdot \frac{t}{2} = f_c \cdot \frac{t^2}{4}$$

Este valor es superior al necesario en muchas obras de edificación. Para una fábrica de medio pie de espesor y una altura de 2,70 m, con una $f_c=0,1 \text{ kN/cm}^2$, el $M_{m\acute{a}x}$ tomaría el valor de 360 cmkN, superior también a $M=24 \text{ cmkN}$ calculado en el efecto viga.

El incremento de la carga vertical en el arco provoca un aumento de la profundidad comprimida y de la tensión. El caso extremo es da cuando la tensión de compresión es lineal en la totalidad del grueso, con una resultante cercana a la de agotamiento a compresión simple de la fábrica.

Este comportamiento puede darse también en dirección horizontal, de manera que trabajase como una cúpula repartiendo la carga horizontal a forjados y pilares. En esta dirección la separación entre pilares suele ser mayor, del orden del doble, que la separación entre forjados, lo que genera un arco menos resistente que dirección vertical. En ocasiones es complicado que se generen las reacciones en dirección horizontal debido a juntas de dilatación, fachadas con pilares retranqueados y extremos de edificios con empujes al vacío.

3.1.8. Efecto placa

Cuando el cerramiento no puede generar reacciones oblicuas en sus apoyos no es posible modelizar el efecto arco siendo el modelo a seguir el efecto placa. Este modelo es, junto al modelo efecto arco, uno de los dos tratados por el Código Técnico para justificar el cumplimiento de los cerramientos frente a acciones horizontales. Este modelo es el adecuado para cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura, ya que la conexión del cerramiento a la estructura mediante llaves impide la aparición de reacciones oblicuas y por tanto el arco está impedido.

El modelo placa supone la transmisión de esfuerzos perpendiculares al cerramiento hasta la estructura portante del edificio mediante la flexión bidireccional del paño. El esquema básico de comportamiento es el mostrado en la Figura 3.9 donde la carga es perpendicular al elemento placa y éste tiene unos apoyos externos a los cuales se transmite.

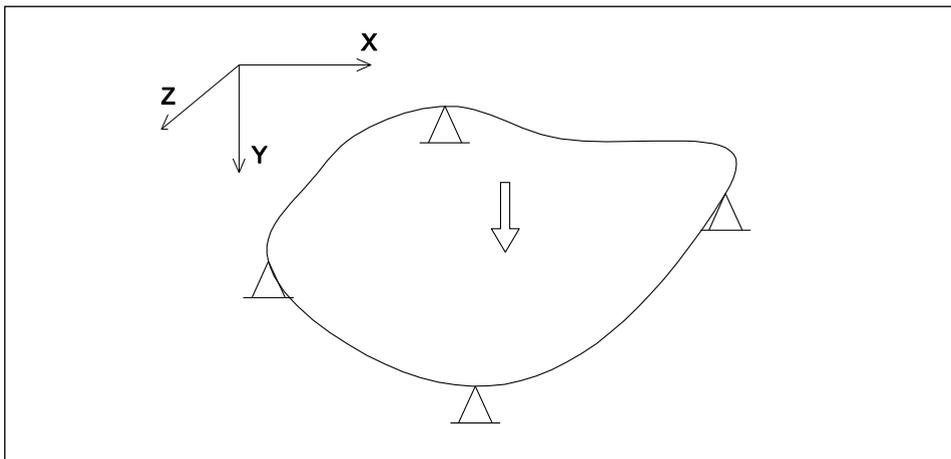


Figura 3.9. Modelo de comportamiento en placa.

Los esfuerzos de viento generan momentos en el eje x , perpendicular a los tendeles, y eje z , paralelo a los tendeles. De manera que se generan compresiones en la cara exterior y tracciones en la interior. Si la placa tiene continuidad se generarán momentos en los apoyos, provocando en estas zonas tensiones de tracción en cara exterior y compresiones en la interior.

Si consideramos que la placa solamente apoya en los forjados el comportamiento se asemejará más a una viga que a una placa apoyada en sus cuatro bordes. El modelo efecto viga considera el paño del cerramiento como una pieza biapoyada en los extremos, sometida a esfuerzos verticales (peso propio) y horizontales (viento y sismo) trabajando a flexocompresión. Este modelo supone la aparición de tensiones de tracción y compresión en la sección de la fábrica, situándose la tensión máxima a mitad altura.

Si el paño tiene continuidad en altura el comportamiento pasaría a ser el de una viga continua en lugar de una viga biapoyada. De igual manera que en el modelo placa, aparecerán tensiones de tracción a la altura de los forjados en cara exterior.

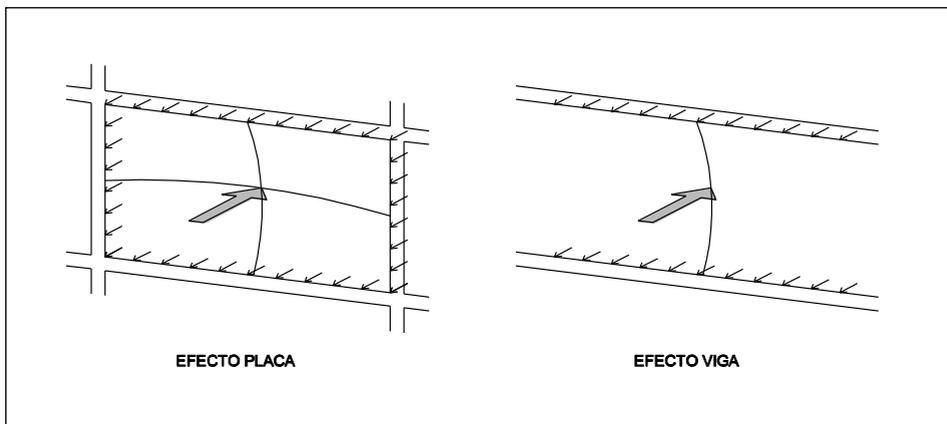


Figura 3.10. Efecto placa - efecto viga.

Actuando como viga la flexión se produce en una dirección, teniendo el paño una única curvatura, en principio. En la realidad teniendo en cuenta el coeficiente de Poisson las zonas traccionadas de la placa se estrecharán mientras que las zonas comprimidas se ensancharán, provocando una doble curvatura²⁵, comportamiento que se describe en la Figura 3.11.

²⁵ Blaauwendraad, J.: Plantas and FEM. Surprises and Pitfalls. Solid Mechanics and Its Applications 171. Springer. Netherlands. 2010.

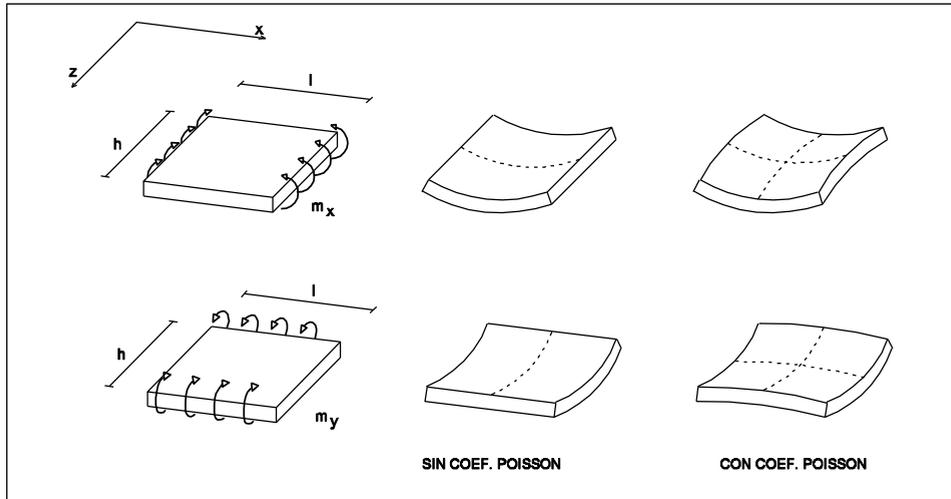


Figura 3.11. Flexión de la placa.

Suponemos un paño apoyado en los forjados, bien porque no existen pilares en fachada o porque están muy separados, el comportamiento será modelo viga. La reacción que se genera en los extremos está formada únicamente por una reacción horizontal, sin momento. Se consigue esta reacción gracias al rozamiento entre los forjados y la fábrica. El valor que toma la reacción en base y en cabeza del cerramiento:

$$H = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,8 \cdot 2,7}{2} = 1,08 \text{ kN}$$

Las trayectorias de compresión y tracción en el espesor del cerramiento, debidas a una carga uniforme de viento, son dos parábolas simétricas una parábola, a mitad altura con un brazo de palanca igual a dos tercios del grueso de la fábrica. El peso propio del cerramiento introduce una pequeña compresión en los extremos. En este caso las trayectorias pasan a ser asimétricas, y las tensiones de tracción se han reducido mientras que las de compresión han aumentado²⁶. Teniendo en cuenta el efecto del peso propio el modelo pasa a ser una viga comprimida, con una resultante de tensiones en los extremos desplazadas hacia el interior del edificio.

²⁶ Del Río, C.: Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. Conarquitectura, Vol. 10. 2004.

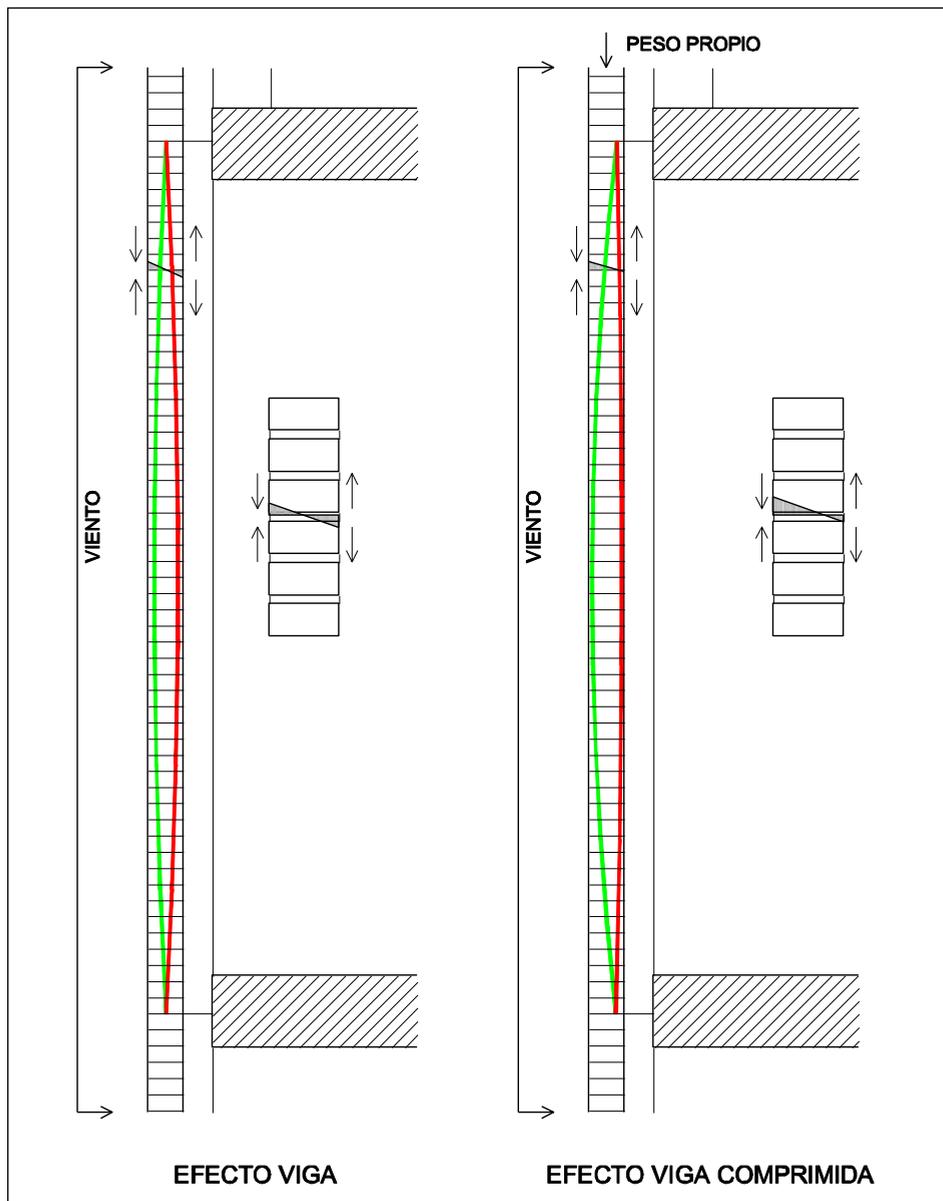


Figura 3.12. Viga-viga comprimida.

La capacidad resistente a flexión para un cerramiento de medio pie de espesor ($t=12\text{cm}$) y una resistencia a tracción de $0,01 \text{ kN/cm}^2$ toma el valor:

$$M_{\text{viga}} = f_t \cdot \frac{t^2}{6} = 0,01 \cdot \frac{12^2}{6} = 24 \text{ cmkN}$$

La viga es más rígida que el arco para acciones horizontales pequeñas, hasta que alcance su capacidad resiste a flexión, que en el ejemplo era 24 cmkN. La carga de viento actuante en servicio produce momentos del orden de más del triple de este valor. Si el paño está inserto en la estructura, cuando la acción de viento genera momentos superiores a la capacidad resistente a flexión, el equilibrio se conseguirá mediante el efecto arco. Para acotar cuando actúa un modelo y otro surge el estudio de los dominios de comportamiento.

3.1.9. Efecto arco / efecto placa. Dominios de comportamiento

Cuando el cerramiento se encuentra inserto en la estructura, confinado en la estructura, su base y su cabeza encuentran resistencia al giro. La carga aplicada en el cerramiento provoca tensiones en su interior. La distribución de estas tensiones varía en función del valor de la carga, trabajando en primer lugar según el modelo efecto viga y posteriormente según el modelo efecto arco²⁷.

La evolución de la tensión de la fábrica se divide en cuatro dominios de comportamiento, coincidiendo con los modelos de comportamiento mecánico, con semejanza a los dominios tensionales que se utilizan en el estudio del hormigón armado.

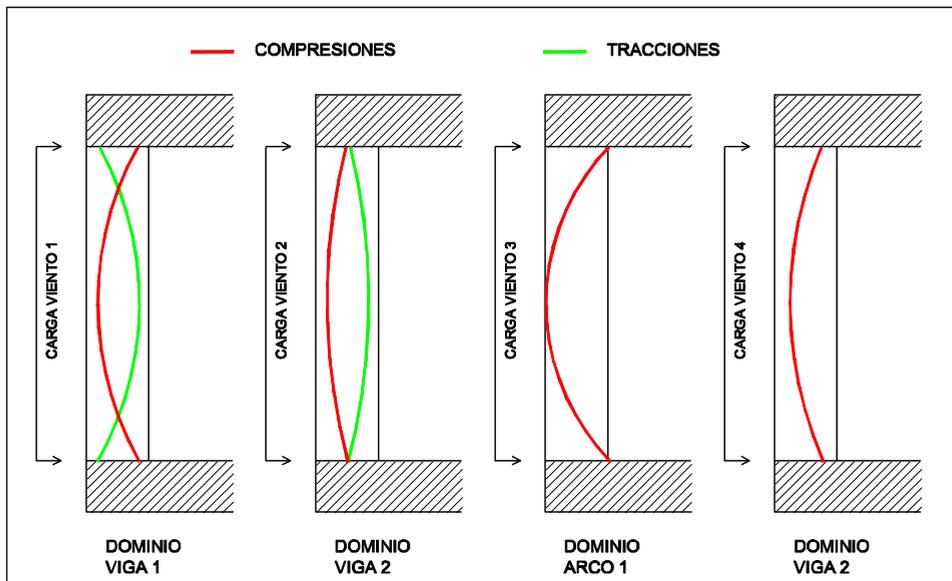


Figura 3.13. Dominios de comportamiento (Sastre, 2006).

²⁷ Sastre V.: Comportamiento de un muro confinado ante acciones laterales. ConArquitectura, Nº 20, 2006.

Entre las alternativas existentes para hacer frente a la carga horizontal, viga, arco o arco atirantado, se alcanza el equilibrio con la más rígida siempre que no se superen los valores de resistencia. Cada una de las formas con las que la fábrica se opone a las acciones exteriores requiere una energía interna diferente. La tensión máxima que se alcanza en cada una de las distribuciones de tensiones puede superar la tensión admisible del material, lo que supone un límite para cada una de las distribuciones. La distribución de tensiones que aparece en la fábrica será aquella que necesite una energía interna menor para resistir las acciones exteriores. Calculando la flecha producida en el muro podemos identificar la energía interna de cada distribución de tensiones.

Los límites de cada dominio se establecen según las formulas de la comprobación de la fábrica frente a esfuerzos horizontales del CTE-SE-F. Con objeto de simplificar la formulación se supone que no hay pilares en fachada y el comportamiento es modelo viga en lugar de modelo placa.

El primer dominio es el llamado **dominio viga 1**. Para cargas pequeñas la respuesta será la de una viga empotrada en los extremos, debido al acoplamiento de la fábrica contra los forjados.

Los momentos resistentes y el momento sollicitación máximo toman los valores:

$$M_{rd} = f_{xd1} \cdot Z$$

$$M_{sd} = \frac{q_d \cdot h^2}{12}$$

La comprobación de la fábrica debe satisfacer:

$$M_{rd} > M_{sd}$$

$$f_{xd1} \cdot z > \frac{q_d \cdot h^2}{12} \rightarrow q_d < \frac{12 \cdot f_{xd1} \cdot Z}{h^2}$$

Teniendo en cuenta el módulo resistente Z de valor:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$Z = W = \frac{b \cdot h^3 / 12}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

La base de la sección es el espesor t de la fábrica y una longitud de un metro lineal, por tanto la carga deberá cumplir:

$$q_d < \frac{2 \cdot f_{xd1} \cdot t_d^2}{h^2}$$

Los límites del dominio viga 1 serán para valores de q_d comprendidos entre 0 y el valor anterior. El valor de la flecha para este comportamiento es:

$$Flecha = \frac{5 \cdot q_d \cdot h^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot q_d \cdot h^4}{32 \cdot E \cdot t_d^3}$$

Al existir incertidumbre sobre la reacción en base y cabeza del muro podemos considerar que el muro trabaja como una viga biapoyada. En este caso los valores serían:

$$M_{rd} = f_{xd1} \cdot Z$$

$$M_{sd} = \frac{q_d \cdot h^2}{8}$$

Los límites del dominio viga 1 como biapoyada serán para valores de q_d comprendidos entre 0 y el valor anterior. El valor de la flecha para este comportamiento es:

$$M_{rd} > M_{sd}$$

$$f_{xd1} \cdot z > \frac{q_d \cdot h^2}{8} \rightarrow q_d < \frac{8 \cdot f_{xd1} \cdot Z}{h^2}$$

$$q_d < \frac{4 \cdot f_{xd1} \cdot t_d^2}{3 \cdot h^2}$$

El valor de la flecha para este comportamiento es:

$$Flecha = \frac{2 \cdot q_d \cdot h^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{2 \cdot q_d \cdot h^4}{32 \cdot E \cdot t_d^3}$$

El siguiente dominio de comportamiento es el **dominio viga 2**. Este segundo dominio empieza con la formación de rótulas plásticas en cabeza y base del paño. La fábrica se sigue comportando como una viga hasta la formación de una tercera rótula plástica en centro de vano.

Con estas condiciones de partida el equilibrio se consigue para:

$$M_{rd} = f_{xd1} \cdot Z$$

$$M_{sd} = \frac{q_d \cdot h^2}{16}$$

Los límites del dominio viga 1 como biapoyada serán para valores de q_d comprendidos entre 0 y el valor anterior. El valor de la flecha para este comportamiento es:

$$M_{rd} > M_{sd}$$

$$f_{xd1} \cdot z > \frac{q_d \cdot h^2}{8} \rightarrow q_d < \frac{16 \cdot f_{xd1} \cdot Z}{h^2} = \frac{16 \cdot f_{xd1} \cdot \frac{b \cdot t^2}{6}}{h^2}$$

$$q_d < \frac{8 \cdot f_{xd1} \cdot t_d^2}{3 \cdot h^2}$$

El valor de la flecha para este comportamiento es:

$$Flecha = \frac{2 \cdot q_d \cdot h^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{2 \cdot q_d \cdot h^4}{32 \cdot E \cdot t_d^3}$$

El muro responderá en este dominio cuando la carga alcance un valor:

$$\frac{2 \cdot f_{xd1} \cdot t_d^2}{h^2} < q_d < \frac{8 \cdot f_{xd1} \cdot Z}{3 \cdot h^2}$$

El agotamiento del modelo viga aparece, como se ha visto en la descripción de los modelos de comportamiento, cuando el material agota la resistencia a tracción del material. Agotado este modelo, comienza el **dominio en arco 1**. La distribución de tensiones cambia, pasando de la disposición asimétrica triangular a una rectangular, cuyo ancho es igual a la diferencia del espesor por la altura del arco.

Existen infinitos arcos para mantener el equilibrio de fuerzas. En el desarrollo de este punto se ha supuesto que la tensión en el arco es constante. El arco que se formará será aquel que necesite una menor energía para formarse, siguiendo la teoría de la mínima energía interna:

$$\text{Energía} = \frac{1}{2} \cdot U \cdot \Delta L$$

Donde U es la compresión que aparece en el arco, l es la longitud del arco y z es su altura. El valor de la compresión en el arco será la que equilibre el momento solicitación.

$$U = \frac{M_{sd}}{z} \geq \frac{q_d \cdot h^2}{8 \cdot z}$$

$$\Delta L = \frac{U \cdot I}{E \cdot b} = \frac{U \cdot I}{E \cdot (t_d - z)}$$

Sustituyendo estos valores en la energía:

$$\text{Energía} = \frac{1}{2} \cdot U \cdot \Delta L = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{q_d \cdot h^2}{8 \cdot z} \right) \cdot \left(\frac{U \cdot I}{E \cdot (t_d - z)} \right)$$

El cálculo de z se hace buscando la mínima energía: $d\text{Energía} / dz = 0$. Para las esbelteces de los muros la longitud del arco se puede despreciar, comparándola con el término $1/z^2(t-z)$. El resto de términos son constantes:

$$\frac{d\left(\frac{1}{z^2 \cdot (t_d - z)}\right)}{dz} = \frac{3 \cdot z - 2 \cdot t_d}{z^3 \cdot (t_d - z)^2} = 0 \rightarrow z = \frac{2 \cdot t_d}{3}$$

Por tanto, el arco que se va a formar en este dominio es el correspondiente a un valor de $z=2/3 t_d$. Este dominio se agotará cuando la tensión alcanzada sea igual a la resistencia a compresión del material:

$$M_{sd} = U \cdot z$$

La máxima capacidad resistente del material será para $U = f_d (t_d - z)$:

$$\frac{q_d \cdot h^2}{8} = f_d \cdot (t_d - z) \cdot z$$

Teniendo en cuenta el valor hallado de $z=2/3 t_d$:

$$q_d = \frac{8 \cdot z \cdot f_d \cdot (t_d - z)}{h^2} = \frac{16 \cdot f_d \cdot t_d^2}{9 \cdot h^2}$$

Este es la máxima carga que soporta el arco sin tener en cuenta la flecha producida. En el caso del arco, la flecha d reduce el espesor de cálculo t_d :

$$q_d = \frac{16 \cdot f_d \cdot t_d^2}{9 \cdot h^2} = \frac{16 \cdot f_d \cdot (t_d - d)^2}{9 \cdot h^2} \rightarrow (t_d - d)^2 = \frac{9 \cdot q_d \cdot h^2}{16 \cdot f_d}$$

El valor de la flecha d lo tomamos de la fórmula²⁸:

$$d = \frac{27 \cdot q_d \cdot h^4}{128(t_d - d)^3 \cdot E}$$

Sustituyendo el valor de $(t_d - d)^2$ se obtiene el valor de la flecha máxima:

$$Flecha = t_d - \frac{(t_d^2 - 3 \cdot h_2 \cdot f_d / 2 \cdot E)^{1/2}}{2}$$

Sustituyendo t_d en la carga máxima que agota el arco a compresión.

$$q_d = \frac{16 \cdot f_d \cdot \left(\frac{t_d}{2} + \frac{(t_d^2 - 3 \cdot h_2 \cdot f_d / 2 \cdot E)^{1/2}}{2} \right)^2}{9 \cdot h^2}$$

²⁸ Proyecto cooperativo del análisis de la problemática y las soluciones más adecuadas para la construcción de muros no portantes de fábricas de ladrillo cerámico. Hispalyt.

Antes de alcanzar esa carga es posible que se agote la capacidad de resistencia debido a los efectos de segundo orden. La esbeltez máxima que puede tener el muro para evitar el pandeo toma el valor:

$$Esbeltez = \frac{h}{t_d} \leq \left(\frac{0,5 \cdot E}{q_d} \right)^{1/4}$$

Con una flecha máxima de $d = td/4$. La carga máxima antes de pandear tiene el valor:

$$q_d = \frac{1}{2} \cdot E \cdot \left(\frac{t_d}{h} \right)^4$$

Por tanto el dominio se da para unos valores de carga comprendidos entre:

$$q_d < \frac{4 \cdot f_{sd1} \cdot t_d^2}{3 \cdot h^2} < q_d < \frac{16 \cdot f_d \cdot \left(\frac{t_d}{2} + \frac{(t_d^2 - 3 \cdot h_2 \cdot f_d / 2 \cdot E)^{1/2}}{2} \right)^2}{9 \cdot h^2}$$

$$q_d < \frac{8 \cdot f_{sd1} \cdot t_d^2}{3 \cdot h^2} < q_d < \frac{1}{2} \cdot E \cdot \left(\frac{t_d}{h} \right)^4$$

(el valor mínimo de estas dos expresiones)

La flecha producida toma el valor:

$$Flecha = \frac{27 \cdot q_d \cdot h^4}{128 \cdot E \cdot (t_d - d)^3}$$

Esta flecha, en dominio arco 1, siempre es menor que en dominio viga, por lo que el muro siempre reacciona antes con flexión que con el arco tensional.

El **dominio arco 2** empieza cuando se agota la resistencia a compresión del material y no lo ha hecho por pandeo. En el dominio 1 se ha considerado una altura de arco de 2/3 del espesor de la fábrica, por ser el más rentable energéticamente, es decir, el primero en aparecer. Pero agotada la resistencia a compresión la altura del arco baja y la tensión deja de ser constante. La carga aumentará hasta que el muro alcance su máxima resistencia y muro colapse definitivamente.

$$M_{sd} = U \cdot z$$

$$U = f_d \cdot (t_d - d - z)$$

$$z = (t_d - d)$$

Donde d es la flecha a mitad altura.

$$q_d = \frac{8 \cdot f_d \cdot (t_d - d - z)}{h^2}$$

La carga máxima que en primer orden que podría aguantar el muro en el dominio arco 2 es:

$$q_d = \frac{2 \cdot f_d \cdot t_d \cdot (t_d - 2d)}{h^2}$$

Calculando la flecha máxima obtenemos:

$$Flecha = d_{\max} = \frac{f_d \cdot h^2}{2 \cdot t_d \cdot E}$$

Teniendo en cuenta esta flecha máxima, es decir, la carga máxima que puede admitir sería:

$$q_d = \frac{2 \cdot f_d \cdot t_d \cdot \left(t_d - \frac{f_d \cdot h^2}{t_d \cdot E} \right)}{h^2}$$

El límite teniendo en cuenta el límite de resistencia por pandeo del arco comprimido. La derivada respecto d en el límite de resistencia por pandeo tomará el valor de 1.

$$d = \frac{q \cdot h^4}{4 \cdot t_d^2 \cdot E(t_d - 2 \cdot d)} \rightarrow d = \frac{t_d}{4}$$

Para una $d=t_d/4$ se produce el pandeo en el dominio arco 2. Se produce justo en la frontera de cambio de dominio arco 1 a dominio arco 2.

Los límites de los distintos dominios desarrollados en este punto se resumen en la Tabla 3.2 para el caso de colaboración del empotramiento:

Dominio	Límite inferior de la carga de horizontal	Límite inferior de la carga de horizontal
Dominio Viga 1	0	$2 \cdot f_{xd1} \cdot t_d^2 / h^2$
Dominio Viga 2	$2 \cdot f_{xd1} \cdot t_d^2 / h^2$	$8 \cdot f_{xd1} \cdot Z / 3 \cdot h^2$
Dominio Arco 1	$8 \cdot f_{xd1} \cdot Z / 3 \cdot h^2$	$16 \cdot f_d \cdot (t_d / 2 + (t_d^2 - 3 \cdot h_2 \cdot f_d / 2 \cdot E)^{1/2} / 2)^2 / 9 \cdot h^2$
Dominio Arco 2	$16 \cdot f_d \cdot (t_d / 2 + (t_d^2 - 3 \cdot h_2 \cdot f_d / 2 \cdot E)^{1/2} / 2)^2 / 9 \cdot h^2$	$2 \cdot f_d \cdot t_d \cdot (t_d - f_d \cdot h^2 / t_d \cdot E) / h^2$

Tabla 3.2. Dominios de comportamiento (Sastre, 2006).

Para el ejemplo que estamos siguiendo los valores serían los incluidos en la Tabla 3.3

Dominio	Límite inferior de la carga de horizontal	Límite inferior de la carga de horizontal
Dominio Viga 1	0 N/m ²	395 N/m ²
Dominio Viga 2	395 N/m ²	526 N/m ²
Dominio Arco 1	526 N/m ²	4.721 N/m ²
Dominio Arco 2	4.721 N/m ²	5.040 N/m ²

Tabla 3.3. Dominio de comportamiento. Ejemplo.

Las tensiones que provocan esta carga límite de cada dominio se muestran en la gráfica de la Figura 3.14, donde se observa las tracciones y compresiones generadas en los dos dominios viga y las compresiones que se alcanzan en el dominio arco. En el ejemplo la altura libre son 2,70 m, la resistencia característica a compresión de la fábrica son 4 N/mm^2 (la resistencia de cálculo $1,6 \text{ N/mm}^2$), el módulo de elasticidad 4000 N/mm^2 y el espesor de la fábrica 120 mm .

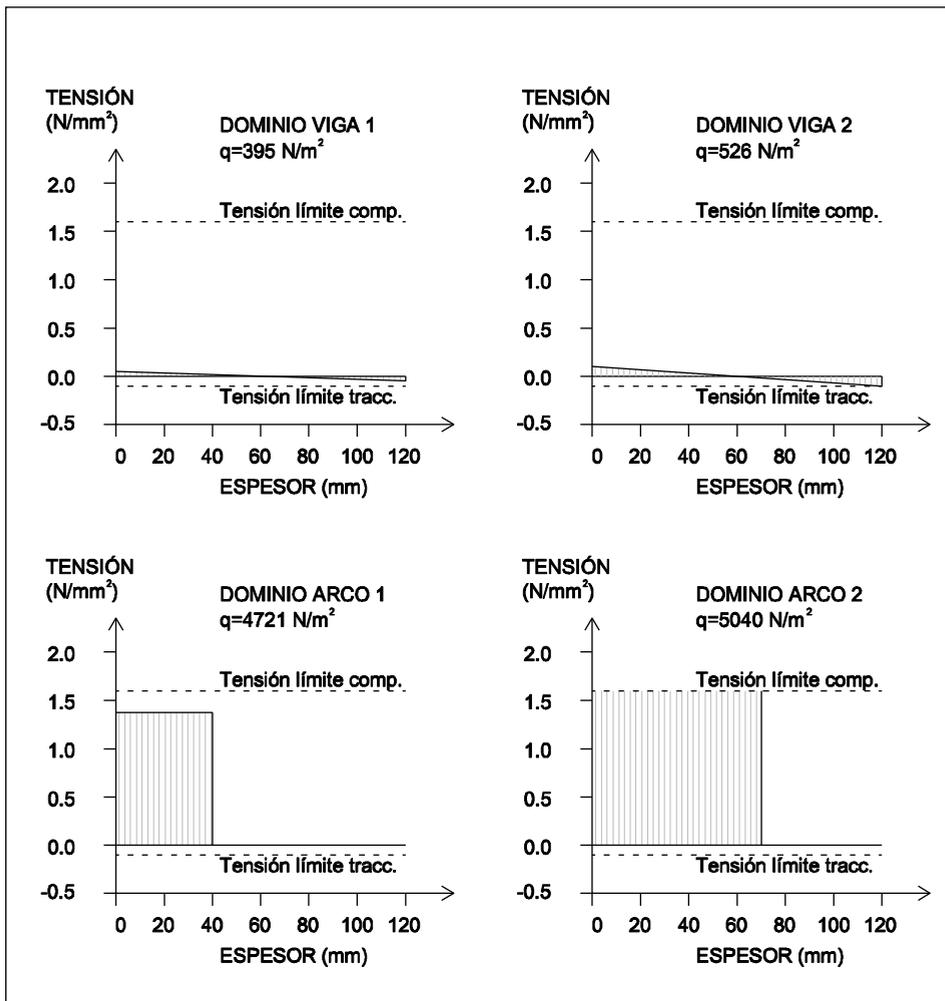


Figura 3.14. Gráfica tensiones en los dominios de comportamiento.

3.1.10. Pared esbelta

En fábricas esbeltas la deformación frente a esfuerzos horizontales influye de manera importante. Por ejemplo, para una misma carga y distancia entre forjados si el espesor del muro se reduce a la mitad las tensiones de cuadruplican, tanto en efecto viga como en efecto arco, y la flecha se multiplica por ocho.

La flecha debida a la acción horizontal genera una deformación, Figura 3.15. En el modelo efecto arco la deformación reduce el brazo de palanca z , por lo que se deben rehacer los cálculos con un brazo de palanca menor. Un menor brazo de palanca genera mayores tensiones y deformaciones que puede llevar a la inestabilidad la pared esbelta.

A partir de una deformación con una flecha horizontal δ el grueso disponible tiene un valor es $t - \delta$. Posteriormente se obtiene la deformación del cordón comprimido como $\epsilon = \sigma/E$, y de ahí la flecha producida, como $\delta = \epsilon/4 \cdot h^2/z$.

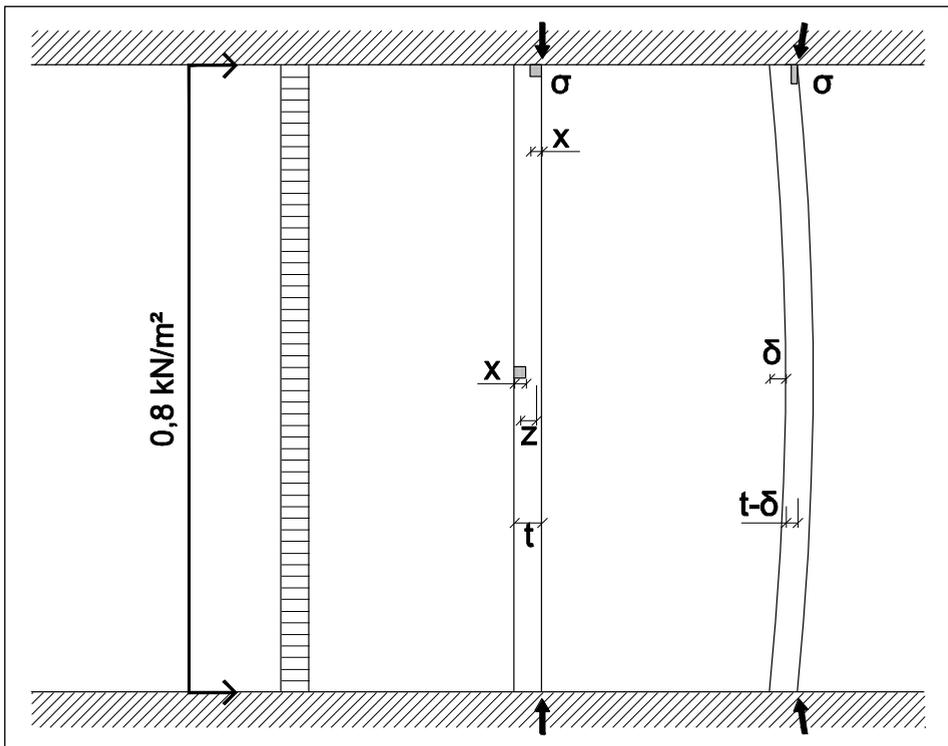


Figura 3.15. Pared de ladrillo esbelta.

El grueso mínimo que deber tener la pared para que haya equilibrio debe cumplir con la relación altura/anchura siguiente:

$$\frac{h^4}{t_{\min}^4} = 0,5 \cdot \frac{E}{q}$$

La esbeltez aparece a la cuarta potencia, el valor en la práctica tiene pocas variaciones estando los valores usuales entre 35 y 45. Este canto mínimo supone el cumplimiento de la estabilidad, no de la resistencia. El grueso crítico supone $\frac{1}{4}$ del grueso total.

Por tanto, en paredes gruesas, esbeltez menor a 25²⁹, la influencia de la deformación es mínima y puede despreciarse, la tensión generada por los esfuerzos horizontales no alcanzan la máxima compresión permitida por pandeo. En paredes esbeltas, no es despreciable, y la carga que admite es menor que la máxima por pandeo.

²⁹ CTE-DB-SE

3.2. Comportamiento mecánico de los cerramientos

Los modelos simplificados en el punto anterior son las bases para entender el comportamiento de los elementos construidos en las edificaciones. El cerramiento es el elemento constructivo estudiado en este punto. Entendemos como cerramiento de fábrica el elemento constructivo que separa el interior del exterior. El caso más usual en edificación es un cerramiento con varias hojas. La hoja que recibe la acción del viento es la hoja exterior, por tanto es esta hoja la que es objeto de estudio. La hoja interior puede realizarse con un tabique de ladrillo o con un trasdosado de yeso laminado.

3.2.1. Cerramientos con cámara de aire interrumpida por la estructura

El primer tipo de cerramiento es el que tiene la cámara de aire interrumpida por la estructura, y por tanto la hoja exterior se encuentra inserta en la estructura. El apoyo en los forjados en edificación siempre es posible, sin embargo el apoyo en los pilares no siempre es posible, ya que en ocasiones los pilares se encuentran retranqueados de fachada o de estarlo están separados una luz del doble de la altura entre plantas.

En esta situación el cerramiento trabaja fundamentalmente a flexión simple, con una luz igual a la altura entre plantas. La carga vertical se debe únicamente al peso propio del paño entre forjados. No produce tensiones elevadas y combinada con la acción horizontal tiene efecto favorable, por tanto en la mayoría de los casos se desprecia.

Para la comprobación frente a la acción del viento basta con que sea posible encajar en el espesor del cerramiento un arco que reproduzca el antifunicular de la carga, siempre que en los extremos se pueda generar una reacción oblicua.

Los arcos que pueden formarse en el espesor del cerramiento son infinitos. Los arcos más peraltados provocan valores elevados del canto de la sección resistente pero a bloques comprimidos reducidos y tensos. Los arcos más tendidos conducen a cantos menores pero con bloques comprimidos más holgados. El arco que se forme será el que precise una menor energía de deformación, que se corresponde con una flecha de $2/3(t-d)$, que para paños con relación de longitud a espesor no superior a 25, caso habitual, se asimila a $2/3t$, siendo t el espesor y d la deformada.

Según si el forjado queda visto o revestido por la hoja exterior se diferencian dos subtipos de cerramiento.

3.2.1.1. Cerramiento totalmente apoyado en forjados.

La hoja exterior queda remetida respecto los cantos de los forjados y sin estar éstos revestidos por fábrica de ladrillo, Figura 3.16. Fachada totalmente apoyada en los forjados. La carga del cerramiento recae totalmente sobre el forjado. El peso propio de un paño de cerramiento no influye en el paño inferior.

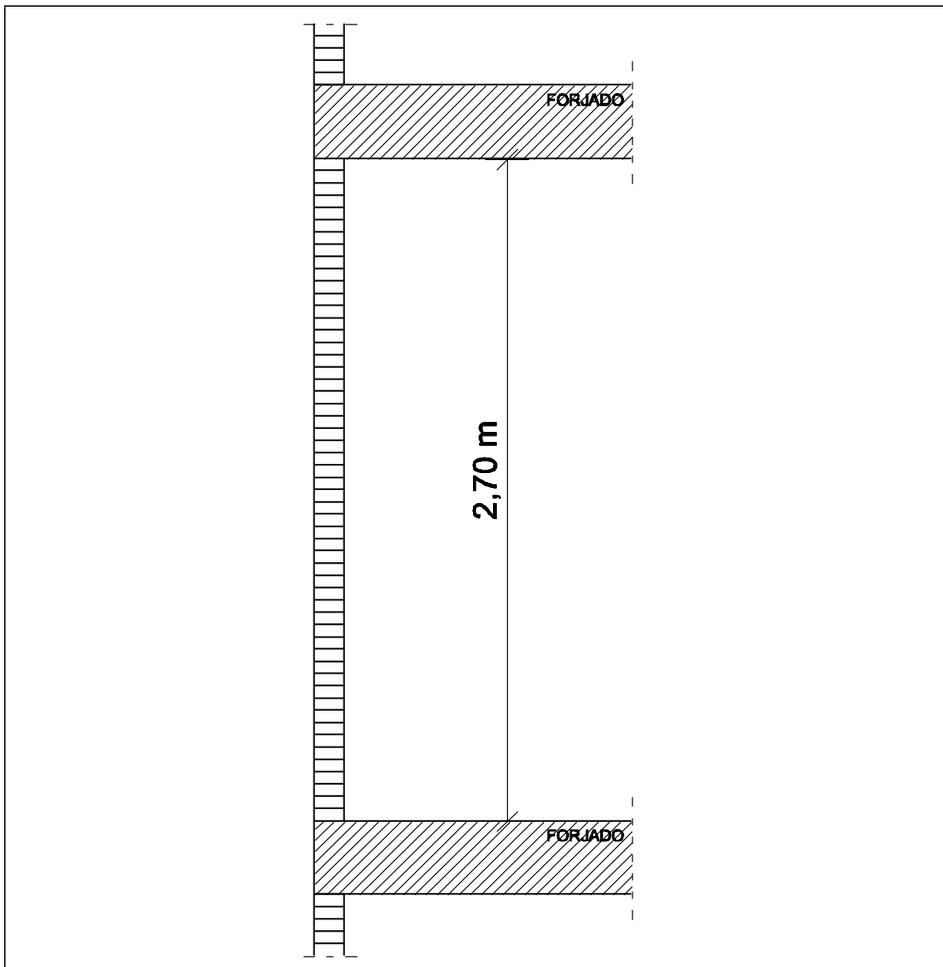


Figura 3.16. Fachada totalmente apoyada en los forjados

El procedimiento de verificación del CTE-DB-SE-F consiste en cumplir con la inecuación $M_{sd} < M_{rd}$. La Tabla 3.4 recoge la comprobación.

Datos	
Altura entre plantas	$h = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$L = 5,60 \text{ m}$
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Entrega	$a = 0,115 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a flexión fábrica	$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ $f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$ $\mu = 0,25$
Densidad	$\sigma = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coeficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coeficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coeficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Altura del arco	$r = 2/3 t_d$
Comprobación a presión	
Momento flector de cálculo	$M_{sd1} = q_d L^2 / 8 = 1,09 \text{ m kN/m}$
Momento resistente (como arco)	$M_{rd1} = (f_d t_d - f_d^2 L^2 / t_d E) \cdot r / 2$ $M_{rd1} = 5,49 \text{ m kN/m}$
$M_{sd1} < M_{rd1}$ CUMPLE	

Tabla 3.4. Comprobación de un cerramiento totalmente apoyado en el forjado

En el caso de la succión del viento el comportamiento es el mismo pero con un valor de carga horizontal de $0,5 \text{ kN/m}^2$ en lugar de $0,8 \text{ kN/m}^2$, y al estar el cerramiento remetido en el forjado el valor del apoyo es igual al espesor de la hoja exterior. Por tanto que no será necesario comprobarlo.

3.2.1.2. Cerramiento parcialmente apoyado en forjado.

En este tipo de cerramiento la hoja exterior se sitúa por delante del forjado, dejando un retranqueo para forrar los forjados con plaquetas, dando la imagen de una fábrica continua por delante de los forjados.

El modelo de comportamiento frente al viento será el efecto arco, siendo el primero que aparece en este tipo de cerramiento. En este caso es necesario diferenciar entre carga de viento en succión o presión.

En el caso de presión el caso es el mismo que el anterior. La entrega necesaria en los apoyos debe ser al menos el ancho de la biela del arco, que tiene un espesor de 1 cm. Por tanto, con ese apoyo es posible que actúe el arco. En el caso de succión, como grueso de cálculo no tenemos el ancho de la hoja exterior sino solamente la dimensión de la entrega en los forjados (Figura 3.17)

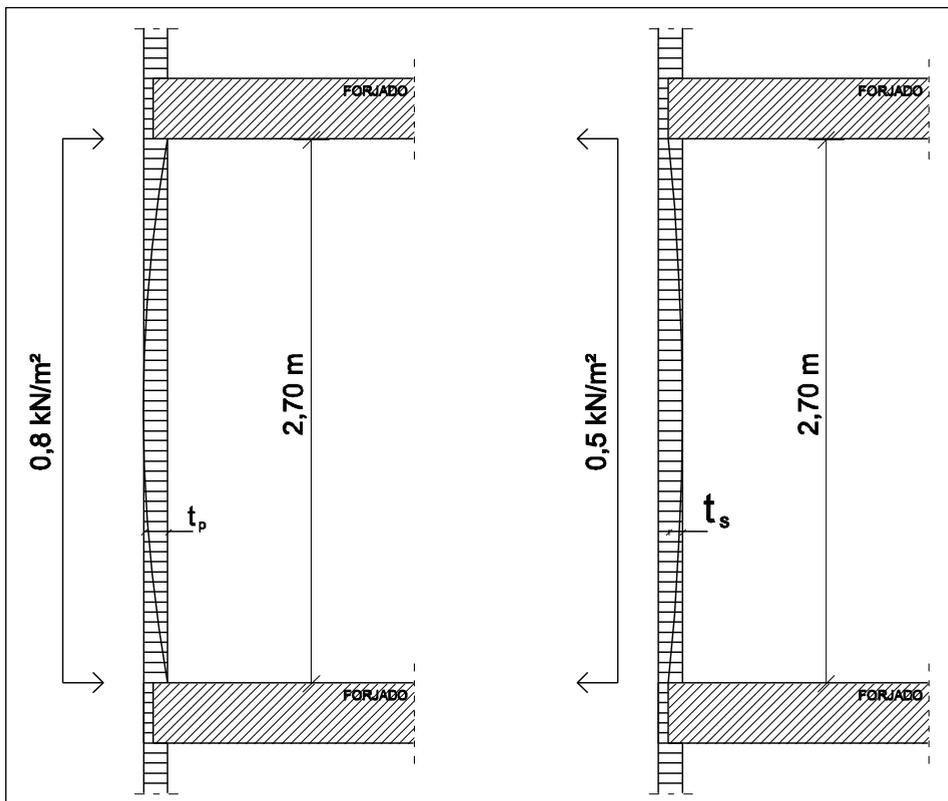


Figura 3.17. Fachada parcialmente apoyada en los forjados

Datos	
Altura entre plantas	$h = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$L = 5,60 \text{ m}$
Coefficiente de flexión	$\alpha = 0,021$
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Entrega	$a = 0,080 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a flexión fábrica	$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ $f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$ $\mu = 0,25$
Densidad	$\sigma = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coefficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coefficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Altura del arco	$r = 2/3 t_d$
Comprobación a presión	
Momento flector de cálculo	$M_{sd1} = q_d L^2 / 8 = 1,09 \text{ m kN/m}$
Momento resistente (como arco)	$M_{rd1} = (f_d \cdot t_d - f_d^2 L^2 / t_d E) \cdot r / 2$ $M_{rd1} = 5,49 \text{ m kN/m}$
Comprobación a succión	
Momento flector de cálculo	$M_{sd1} = q_d L^2 / 8 = 0,683 \text{ m kN/m}$
Momento resistente (como arco)	$M_{rd1} = (f_d \cdot t_d - f_d^2 L^2 / t_d E) \cdot r / 2$ $M_{rd1} = 1,86 \text{ m kN/m}$
En ambos casos $M_{sd1} < M_{rd1}$	

Tabla 3.5. Comprobación de un cerramiento parcialmente apoyado en el forjado

La comprobación se realiza en la Tabla 3.5. En este caso el comportamiento es distinto en succión que en presión. En el caso de presión es igual al cerramiento totalmente apoyado en el forjado, ya que el espesor se toma igualmente el espesor de la hoja exterior. Sin embargo actuando la succión, solamente se puede contar con el ancho del apoyo para que pueda inscribirse el arco.

Se observa en los cálculos que cuando el cerramiento está totalmente apoyado en los forjados la acción determinante es la de presión y no es necesario comprobar la succión. Y para cerramientos parcialmente apoyados la acción determinante es la de sección, ya que a pesar de tener la acción exterior un valor menor contamos con un espesor de cálculo del cerramiento igual al apoyo.

La entrega del cerramiento es un parámetro que determina el correcto comportamiento. Constructivamente son necesarios 4 cm para poder forrar los frentes de forjados con plaquetas cerámicas. Con las dimensiones del formato castellano (espesor 12 cm) tendríamos un apoyo de 8 cm.

Durante la ejecución de la obra estos valores, con los que resolvemos la estabilidad, no son fáciles de conseguir³⁰. Para estructuras de hormigón armado, siguiendo la EHE, se consideran como desviaciones de la vertical admisibles las incluidas en la Tabla 3.6.

Líneas y superficies en general		
$H \leq 6m$		$\pm 24 \text{ mm}$
$6m < H \leq 30 \text{ m}$		$\pm 4 H$ $< \pm 50 \text{ mm}$
$H \geq 30 \text{ m}$		$\pm 5/3 H$ $< \pm 150 \text{ mm}$

Tabla 3.6. Desviaciones verticales admisibles

El CTE-DB-SE-F limita las tolerancias para elementos de fábrica, Tabla 3.7.

Desplome	En la altura del piso	$\pm 20 \text{ mm}$
	En la altura total del edificio	$\pm 50 \text{ mm}$

Tabla 3.7. Tolerancias para elementos de fábrica

La Figura 3.18 es un ejemplo mostrando las posibles diferencias entre el diseño teórico del apoyo de la hoja exterior y la realidad de la obra.

³⁰ Puertas, C. y Blanco, J.: La estabilidad en los cerramientos de ladrillo. Luces y sombras. 2003.

Para un edificio de 6 plantas de altura con una altura entre cara superior de forjados de 3 m la tolerancia quedaría:

$$H = 6 \cdot 3 = 18m$$

$$\Delta = \pm 4 \cdot 18 = \pm 72 > \pm 50mm \rightarrow \Delta = \pm 50mm$$

Resulta una desviación de ± 50 mm, por tanto una tolerancia de 100 mm.

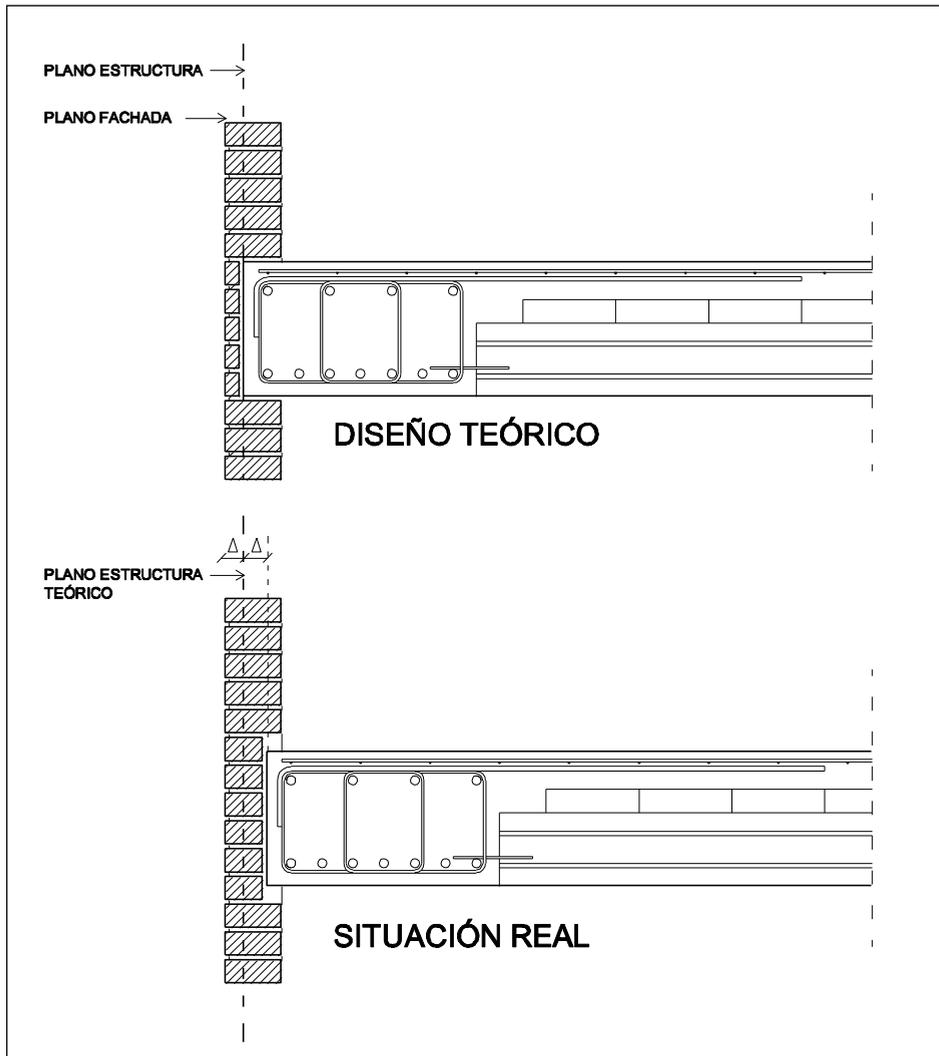


Figura 3.18. Diseño teórico del encuentro del forjado y situación real en obra. (Puertas, 2003)

Si estamos proyectando una hoja exterior con un apoyo de 8 cm en el forjado es posible que en la ejecución de la obra, con una tolerancia de 10 cm el forjado no apoye nada en algún forjado. Figura 3.19.

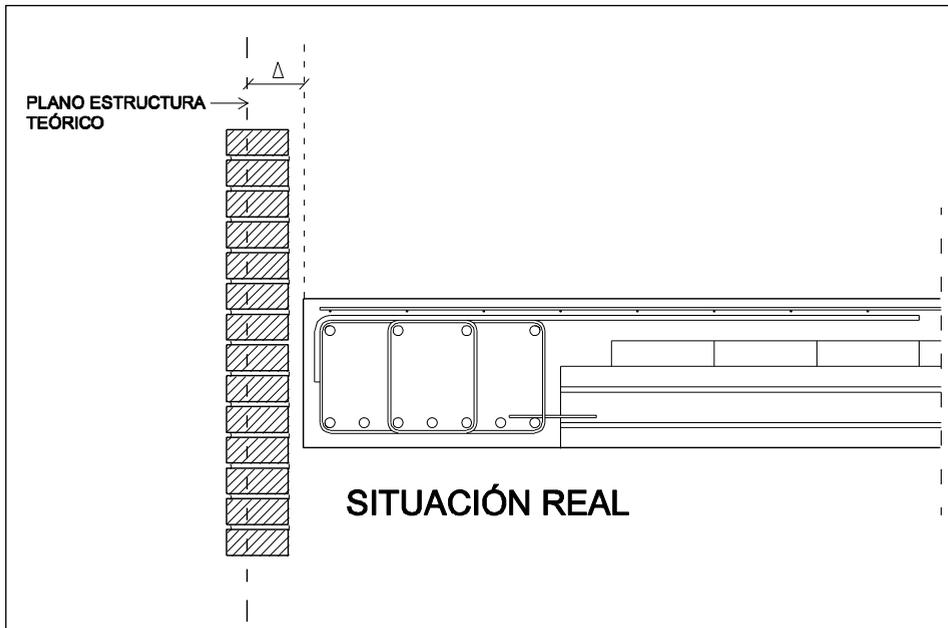


Figura 3.19. Caso límite de desvío de forjado. (Puertas, 2003)

La consecuencia es a la aparición de lesiones debidas a la falta de apoyo de la hoja exterior. El espesor mínimo para forrar los frentes de forjados (si no en gran parte de las zonas climáticas podemos tener condensaciones) es de 4 cm, lo que nos deja un apoyo de 8 cm menos la tolerancia de ejecución de la estructura, que en según la altura del edificio puede tener hasta 10 cm, lo que hace inviable construir los cerramientos sin incorporar elementos capaces de absorber las correspondientes tolerancias.

Además, como se ha visto en este punto, el apoyo de 8 cm puede ser suficiente en determinadas condiciones de altura y viento pero no en otras. Por tanto, la estabilidad de los cerramientos con la hoja exterior inserta en la estructura debe calcularse para cada caso y comprobar que es factible su ejecución teniendo en cuenta las tolerancias admisibles en la estructura y en las fábricas.

3.2.1.3. Análisis en segundo orden

A partir de las fórmulas utilizadas en el cálculo anterior se observa que cumpliría un paño con una altura de 4,50 m y una entrega de 8 cm, en succión. Estos valores no se corresponden con lo observado en situaciones reales. Para los cálculos anteriores no se ha tenido en cuenta la deformación del arco a la hora de tomar la altura de arco r que según el CTE-DB-SE toma el valor $r = 2/3 (t_d - d)$ siendo d la deformación del arco. El código desprecia este valor de d cuando la relación longitud canto es inferior a 25.

Esta deformación provoca los efectos de segundo orden. El estudio de los efectos de segundo orden supone analizar la geometría tras la deformación, de manera que el brazo eficaz y la capacidad resistente se reducen. Los análisis de segundo orden suponen un proceso iterativo que no siempre converge. Esta deformación constituye una fuerte restricción que tiene el funcionamiento por arco de los cerramientos. La variable que lo determina es la esbeltez.

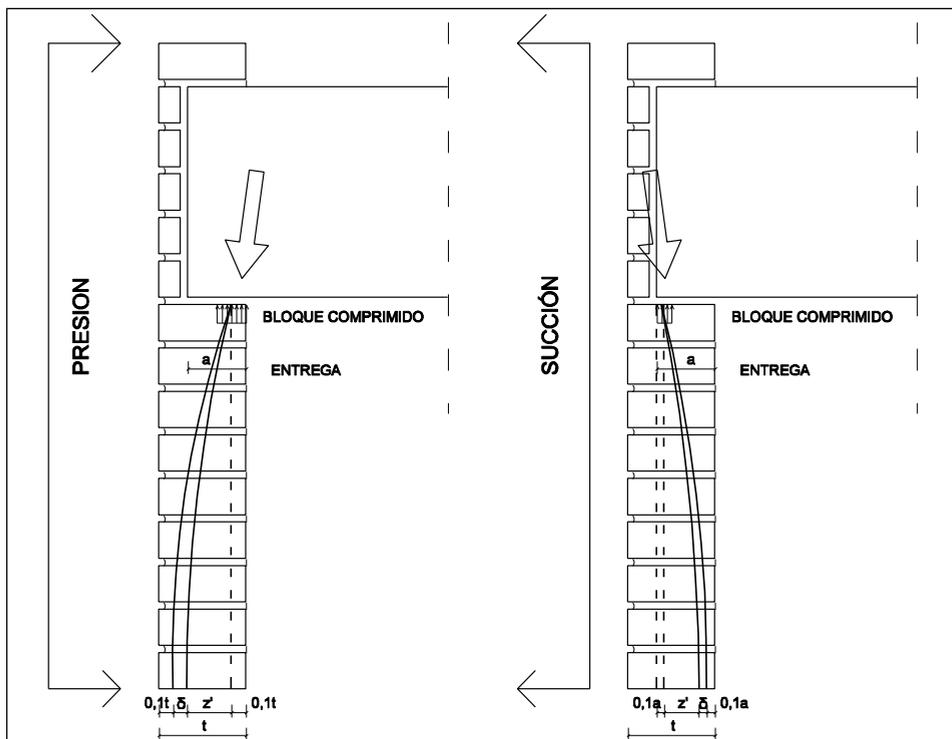


Figura 3.20. Esquema resistente en segundo orden. (Del Río, 2004)

Cuando la esbeltez es baja (inferior a 25) los efectos de segundo orden no tienen transcendencia y las condiciones resistentes se consiguen con holgura. Cuando la esbeltez es elevada el fallo se produce por inestabilidad. La esbeltez en el caso de viento a presión será altura/espesor y en succión será altura/apoyo. En el cálculo en segundo orden la esbeltez interviene al cuadrado, por lo que el caso de succión suele ser el más desfavorable salvo que el forjado esté totalmente apoyado en el forjado. La Figura 3.20, muestra el esquema resistente en segundo orden y Tabla 3.8 la comprobación teniendo en cuenta la formulación del EC-6.

Datos	
Altura entre plantas	$L = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$5,60 \text{ m}$
Coefficiente de flexión	$\alpha = 0,012$
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Entrega	$a = 0,080 \text{ m}$
Densidad	$\sigma = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coefficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coefficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Altura del arco	$r = 2/3 t_d$
Comprobación a succión	
Momento flector de cálculo	$M_{sd1} = \mu \alpha q_d L^2 = 0,65 \text{ m kN/m}$
Ancho bloque comprimido	$c = 0,2a = 16 \text{ mm}$
Brazo eficaz inicial	$z_0 = 0,8a = 64 \text{ mm}$
Valor tensión inicial	$\sigma_{d,0} = U_{d,0} / c = M_{sd}/z_0 c = 0,63 \text{ N/mm}^2$
Valor de la deformación unitaria inicial	$\epsilon_0 = \sigma_{d,0} / E = 0,63/4000 = 1,5 \cdot 10^{-4}$
Valor de la flecha inicial	$\delta_0 = \epsilon_0 h^2 / 5 z_0 = 3,42 \text{ mm}$
Corrección del valor de z	$z_1 = z_0 - \delta_0 = 60,58 \text{ mm}$
Corrección del valor de tensión	$\sigma_{d,1} = U_{d,1} / c = M_{sd}/z_1 c = 0,67 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{d,1} = 0,67 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,6 \text{ N/mm}^2$ CUMPLE	

Tabla 3.8. Análisis de segundo orden cerramiento con 8 cm de entrega

Para comparar los valores se comprueba en la Tabla 3.9 ahora el mismo cerramiento con una entrega de 6 cm en lugar de los 8 cm.

Datos	
Altura entre plantas	$L = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$5,60 \text{ m}$
Coeficiente de flexión	$\alpha = 0,48$
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Entrega	$a = 0,060 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Densidad	$\sigma = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coeficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coeficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coeficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Altura del arco	$r = 2/3 t_d$
Comprobación a succión	
Momento flector de cálculo	$M_{sd1} = q_d L^2 / 8 = 0,683 \text{ m kN/m}$
Ancho bloque comprimido	$c = 0,2a = 10 \text{ mm}$
Brazo eficaz inicial	$z_0 = 0,8a = 40 \text{ mm}$
Valor tensión inicial	$\sigma_{d,0} = U_{d,0}/c = M_{sd}/z_0 \quad c = 1,62 \text{ N/mm}^2$
Valor de la def. unitaria inicial	$\epsilon_0 = \sigma_{d,0} / E = 1,62/4000 = 4,1 \cdot 10^{-4}$
Valor de la flecha inicial	$\delta_0 = \epsilon_0 h^2 / 5 \quad z_0 = 12,5 \text{ mm}$
Corrección del valor de z	$z_1 = z_0 - \delta_0 = 35,5 \text{ mm}$
Corrección del valor de tensión	$\sigma_{d,1} = U_{d,1}/c = M_{sd}/z_1 \quad c = 1,83 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{d,1} = 1,83 \text{ N/mm}^2 > f_d = 1,6 \text{ N/mm}^2$ NO CUMPLE	

Tabla 3.9. Análisis de segundo orden cerramiento con 6 cm de entrega

Con la variación de la entrega a 6 cm la tensión aparecida en el bloque comprimido teniendo en cuenta los efectos de segundo orden es mayor que la tensión de cálculo para la fábrica de ladrillo. Por tanto, la entrega de la hoja exterior en el cerramiento es determinante para la comprobación de la acción del viento. La tolerancia para el cumplimiento es de 2 cm, una tolerancia muy pequeña que en obra se puede ver ampliamente superada.

3.2.1.4. Condiciones del apoyo del cerramiento

La entrega del cerramiento se ha comprobado que es una variable determinante para el comportamiento frente a la succión del viento. Si las condiciones de entrega son insuficientes se debe utilizar un dispositivo que permita las reacciones necesarias en los extremos del arco.

El dispositivo utilizado para aumentar la entrega puede ser un perfil con puntos de anclaje, una platabanda de acero o únicamente puntos de anclaje. Estos dispositivos tienen como misión restituir las condiciones de entrega frente a las acciones horizontales no frente a las acciones verticales, ya que la carga vertical continua transmitiéndose a los forjados. Los dispositivos de anclaje, exista perfil metálico o no, son los encargados de transmitir la carga a los forjados. La reacción generada por el arco tiene dos componentes, una vertical y una horizontal. La reacción horizontal equilibra la acción del viento y la vertical tiene el valor del bloque comprimido del arco en la sección de apoyo y cabeza. La componente horizontal genera en los anclajes compresión o tracción y la componente vertical produce esfuerzos de corte. Figura 3.21.

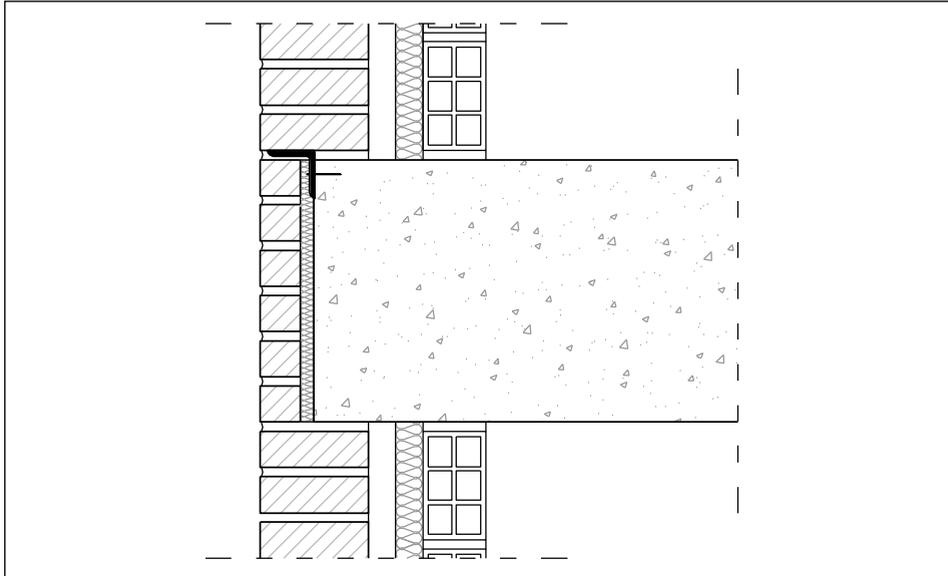


Figura 3.21. Anclaje para mejorar las condiciones de entrega

La separación entre los anclajes puede calcularse en función de la capacidad resistente a tracción y corte de los elementos de anclaje. Los esfuerzos que deben resistir y las distancias entre anclajes se recogen en la Tabla 3.10

Esfuerzo a tracción	$R_{hd} = w_s \gamma_f h$
Separación entre anclajes	$s_1 = R_{hd} / T_{max} = w_s \gamma_f h / T_{max}$
R_{hd}	Componente horizontal
w_s	Acción del viento
γ_f	Coef. seguridad acciones
h	Altura de planta
T_{max}	Resistencia tracción anclaje
Esfuerzo de corte	$R_{vd} = 0,2 f_k t_{ef} / \gamma_M$
Separación entre anclajes	$s_2 = R_{vd} / V_{max} = 0,2 f_b t_{ef} / \gamma_M V_{max}$
R_{vd}	Componente vertical
f_k	Resistencia de la fábrica a compresión
t_{ef}	Espesor del cerramiento
γ_M	Coef. seguridad fábrica
V_{max}	Resistencia corte anclaje

Tabla 3.10. Separación entre anclajes.

Si en el caso anterior colocamos anclajes cada 1,00 m, cada uno de ellos deberá tener una resistencia a tracción de 1,22 kN y una resistencia a corte de 35 kN. Los elementos como perfiles o platabandas no tienen función resistente, sólo se justifican por requisitos de carácter constructivo³¹.

Otras soluciones serían el utilizar ladrillo con formato catalán, con un mayor espesor, o realizar el cálculo con el modelo placa, aprovechando la capacidad de flexión bidireccional de la fábrica. Para poder realizar el modelo en placa bidireccional se necesitan pilares en fachada donde se inserte la hoja exterior o bien elementos resistentes a flexión dispuestos para tal efecto.

³¹ Del Río, C.: Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. Conarquitectura, Vol. 10. 2004.

3.2.1.5. Consideraciones sobre el efecto arco

Para que la reacción oblicua en cabeza de paño sea contrarrestada es necesario peso. Como se ha visto en puntos anteriores lo que ocurre es que los pilares sufren una descompresión de alrededor de 40 kN por metro lineal. Si no existen pilares y el confinamiento lo realiza un zuncho de borde no suele haber carga suficiente y el arco puede sufrir un destensado. Una solución es aumentar la carga del antepecho en cubierta.

Las variaciones dimensionales del paño del cerramiento modifican el comportamiento. Un acortamiento reduce el valor de la reacción. Aunque es más probable un aumento del paño debido a la expansión por humedad, que generan tensiones adicionales que se deben tener en cuenta. Un factor de expansión medio de valor 0,5 mm/m provoca un incremento de tensión del 42% de la tensión de cálculo. Una solución para evitar este incremento de tensión es la disposición de juntas horizontales en los paños.

Con el cerramiento inserto en la estructura puede darse una acumulación de cargas al ser la fábrica más rígida que la viga o zuncho de borde. Para que eso ocurra el cerramiento debe arrancar de un elemento muy rígido. Por tanto la sección del arranque finalmente soporta el correspondiente a todas las plantas del cerramiento. En plantas altas sin embargo, la acumulación de cargas es beneficiosa ya que mejora la resistencia frente a las acciones horizontales. En plantas intermedias la compresión convierte la flexión simple en compresión compuesta, debiendo comprobar a pandeo la planta crítica que es la de la planta baja.

En el caso de una viga de borde sobre el paño del cerramiento la carga descenderá antes por el éste que por los pilares, por tanto el cerramiento se convertirá en un muro de carga. El cerramiento no está dimensionado para soportar esta carga por tanto, se produce el pandeo del paño, provocando la fisuración de éste, reduciendo la rigidez y devolviendo la carga a la viga. Para prevenir la fisuración se recomienda dotar a las vigas de borde de rigidez.

El retacado del paño contra el forjado debe realizar con un mortero adecuado, que genere contacto entre ambos para poder generarse las reacciones. Un mortero demasiado rígido podría añadir tensiones con riesgo de colapso por pandeo.³²

³² Del Río, C.: Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. Conarquitectura, Vol. 10. 2004.

3.2.1.6. Cerramiento con junta horizontal en cabeza

Se ha comentado en el punto anterior la posible acumulación de cargas a través del cerramiento debido a la interrelación del cerramiento con la estructura, por la mayor rigidez del cerramiento. Una solución consiste en reducir las coacciones que no sean imprescindibles para la estabilidad.

La solución consiste en crear una junta de movimiento horizontal en la cabeza del cerramiento. Se recomienda esta solución cuando haya riesgo de acumulación de tensiones originada por una excesiva flexibilidad de la estructura, elevado índice de expansión por humedad, riesgo de pandeo por acumulación de carga,... La Figura 3.22 muestra un ejemplo de cerramiento con junta horizontal.

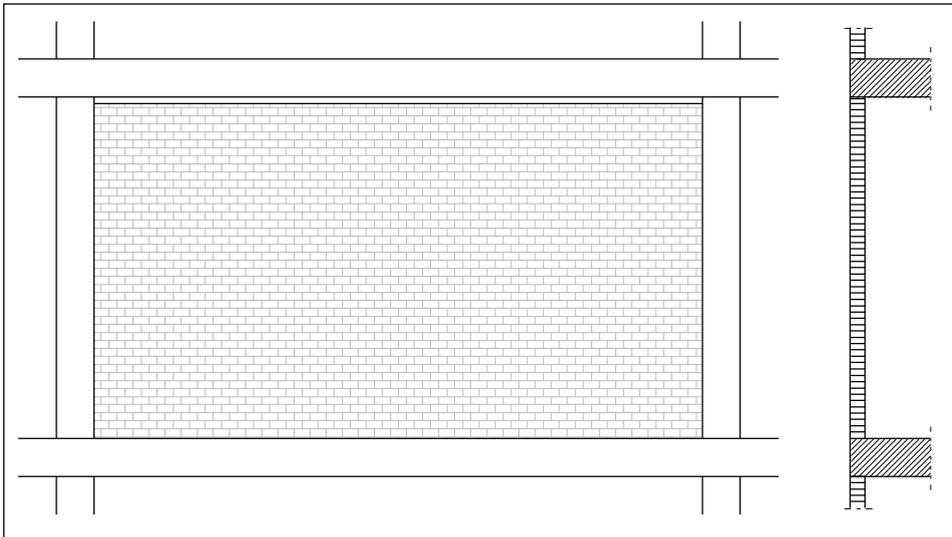


Figura 3.22. Cerramiento con junta de movimiento horizontal en cabeza

Con la incorporación de la junta no son necesarias comprobaciones adicionales sobre acumulación de cargas o expansión por humedad. Pero las condiciones de sustentación han variado, es necesario comprobar la estabilidad con estas condiciones.

La junta horizontal en cabeza anula el comportamiento en arco del paño por lo que debemos comprobarlo como una placa en flexión bidireccional con apoyo en tres bordes. La comprobación se realiza en la Tabla 3.11.

Datos	
Altura entre plantas	$h = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$L = 5,60 \text{ m}$
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Resist. a flexión paralela a tendeles	$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$
Resist. a flexión perp. A tendeles	$f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$
Densidad	$\rho = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coefficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coefficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Comprobación a presión	
Relación entre capacidades resistentes	$\mu = f_{xk1} / f_{xk1} = 0,25$
Relación altura / longitud	$h / L = 0,68$
Coefficiente de flexión	$\alpha = 0,035$
Momento a flexión paralelo a los tendeles	$M_{sd1} = \mu \alpha q_d L^2 = 0,329 \text{ m kN/m}$
Momento a flexión perpendicular a los tendeles	$M_{sd2} = \alpha q_d L^2 = 1,317 \text{ m kN/m}$
Módulo resistente	$Z = t_{ef}^2 / 6 = 2204,17 \text{ mm}^2 \text{ m} / \text{N}$
Tensión compresión en h/2	$\sigma = \rho h = 0,049 \text{ N/mm}^2$
Momento resistente paralelo a los tendeles	$M_{Rd1} = (f_{xd1} + \sigma_d) Z = 0,195 \text{ m kN/m}$
Momento resistente perpendicular a los tendeles	$M_{Rd2} = f_{xd2} Z = 0,352 \text{ m kN/m}$
$M_{sd1} = 0,329 \text{ m kN/m} > M_{Rd1} = 0,195 \text{ m kN/m}$ $M_{sd2} = 1,317 \text{ m kN/m} > M_{Rd2} = 0,352 \text{ m kN/m}$	

Tabla 3.11. Comprobación paño con junta horizontal de movimiento.

El coeficiente de flexión α se obtiene de la tabla G.2 del Anejo G del CTE-DB-SE. Las condiciones de apoyo son tres lados con continuidad y el borde superior libre.

En este caso el cerramiento no cumple la flexión paralela y perpendicular a los tendeles. Esto es debido a que la luz libre entre pilares es demasiado grande para esta solución constructiva con junta horizontal de coronación. Además el paño no tiene más carga vertical que su peso propio y no es posible la acumulación de cargas de paños superiores, o restando carga vertical a los pilares, debido a la junta de dilatación horizontal en cabeza. En puntos posteriores se analizan cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura, con esta misma longitud entre pilares y altura libre de forjados que cumplen los requisitos de resistencia a flexión al tener una mayor carga vertical.

En las mismas condiciones del ejemplo esta solución sí sería válida para una luz libre entre pilares de 2,50 m, como se ve en la Tabla 3.12.

Comprobación a presión	
Altura entre plantas	$h = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$L = 2,50 \text{ m}$
Relación entre cap. resistentes	$\mu = f_{xk1} / f_{yk1} = 0,25$
Relación altura / longitud	$h / L = 0,96$
Coefficiente de flexión	$\alpha = 0,047$
Momento a flexión paralelo a los tendeles	$M_{sd1} = \mu \alpha q_d h^2 = 0,103 \text{ m kN/m}$
Momento a flexión perpendicular a los tendeles	$M_{sd2} = \alpha q_d L^2 = 0,350 \text{ m kN/m}$
Módulo resistente	$Z = t_{ef}^2 / 6 = 2204,17 \text{ mm}^2 \text{ m /N}$
Tensión compresión en h/2	$\sigma = \rho h = 0,048 \text{ N/mm}^2$
Momento resistente paralelo a los tendeles	$M_{rd1} = (f_{xd1} + \sigma_d) Z = 0,195 \text{ m kN/m}$
Momento resistente perpendicular a los tendeles	$M_{rd2} = f_{xd2} Z = 0,352 \text{ m kN/m}$
$M_{sd1} = 0,111 \text{ m kN/m} \leq M_{rd1} = 0,195 \text{ m kN/m}$ $M_{sd2} = 0,350 \text{ m kN/m} \leq M_{rd2} = 0,352 \text{ m kN/m}$	

Tabla 3.12. Comprobación paño con junta horizontal de movimiento ($L=2,50\text{m}$)

Esta luz libre entre pilares no es habitual en edificios residenciales. De manera que la solución pasaría por la creación de pilastras entre los pilares que sean lo suficientemente rígidas como para ser un apoyo al cerramiento.

Constructivamente la junta horizontal puede ejecutarse con una simple interrupción del paño antes del encuentro con el forjado. En este caso, conviene colocar un perfil metálico como apoyo de las plaquetas que forran el forjado. La hoja exterior debe tener el apoyo necesario en función de su altura y carga de viento. Si el apoyo existente no fuera suficiente se deberá colocar otro perfil metálico para su apoyo, esta vez en enrasado por la cara superior del forjado. La junta resultante se debe tratar con relleno de un material compresible y sellado elástico o bien con un material de fondo de junta y sellado elástico. En la Figura 3.23 se muestra el detalle correspondiente a este punto del cerramiento.

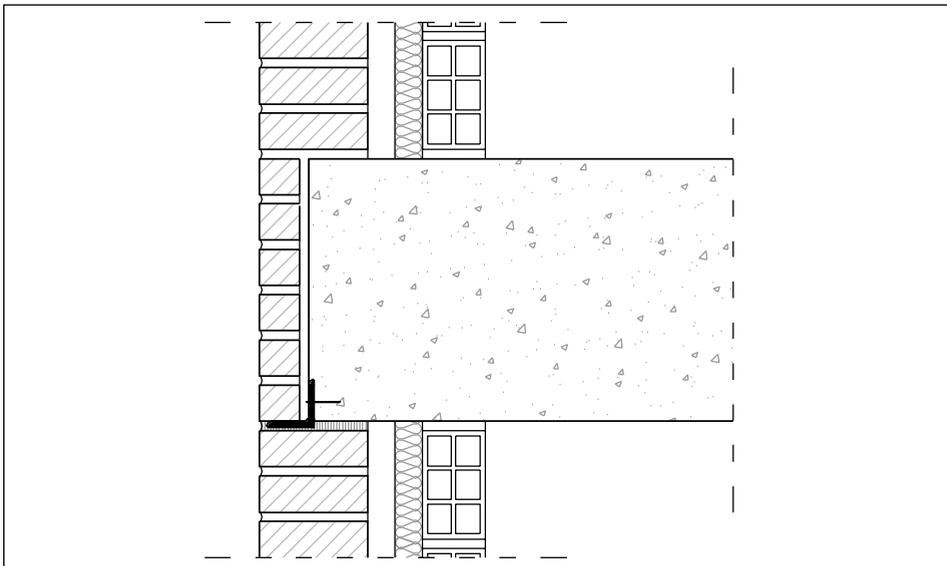


Figura 3.23. Junta horizontal en cabeza.

No obstante para poder mejorar la solución del cerramiento con junta horizontal en cabeza se aconseja utilizar una llave de conexión entre la hoja exterior y el forjado del edificio. Las llaves de conexión pueden atornillarse al canto del forjado o a la cara inferior del mismo, según el diseño del cerramiento. También pueden unir las dos hojas del cerramiento o solamente servir de apoyo a la hoja exterior. En la Figura 3.24 se muestran varias de las llaves que se pueden encontrar en el mercado.

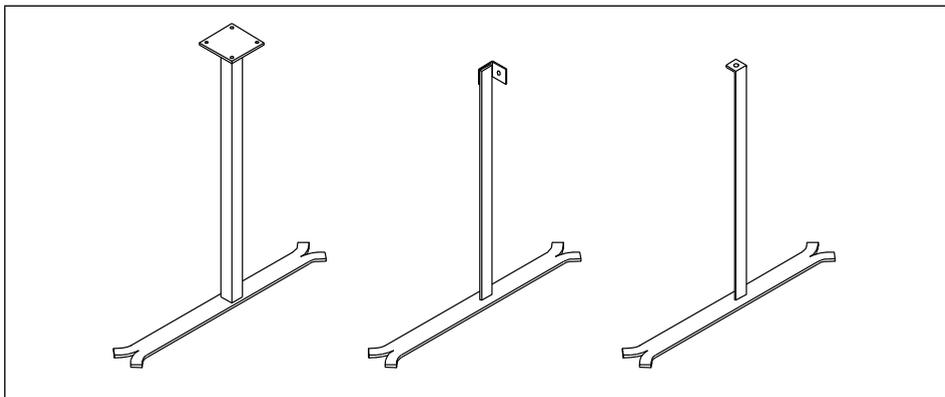


Figura 3.24. Anclajes para junta horizontal.

Con la utilización de estos anclajes se restituye el apoyo en el forjado superior frente a esfuerzos horizontales sin tener la continuidad con el paño de fábrica de la planta superior. En la Figura 3.25 se muestra el detalle constructivo correspondiente a esta solución. Con estas condiciones el cálculo de este paño del cerramiento se puede realizar como paño apoyado en sus cuatro bordes, los laterales con continuidad y el superior e inferior sin continuidad.

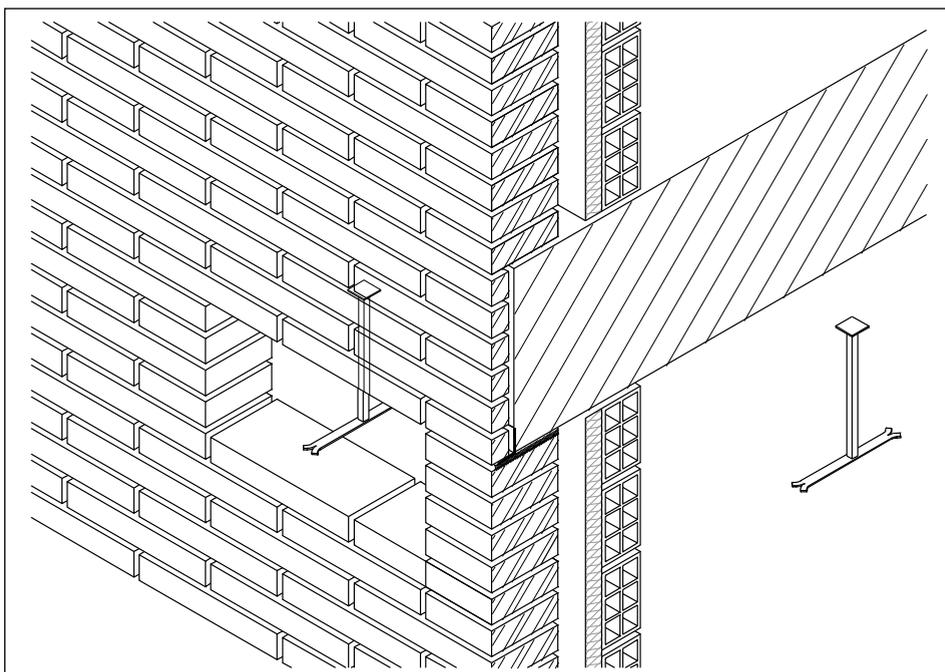


Figura 3.25. Axonometría junta horizontal.

3.2.1.7. Cerramiento con junta horizontal en cabeza y lámina impermeable en la base

Cuando el paño del cerramiento se encuentra en planta baja en contacto con el terreno y con las salpicaduras de lluvia resulta indispensable interponer una lámina impermeable para evitar el ascenso de la humedad por capilaridad. En la Figura 3.26 se muestra el arranque de un cerramiento compuesto por hoja exterior de ladrillo cara vista y hoja interior de ladrillo hueco de 7 cm.

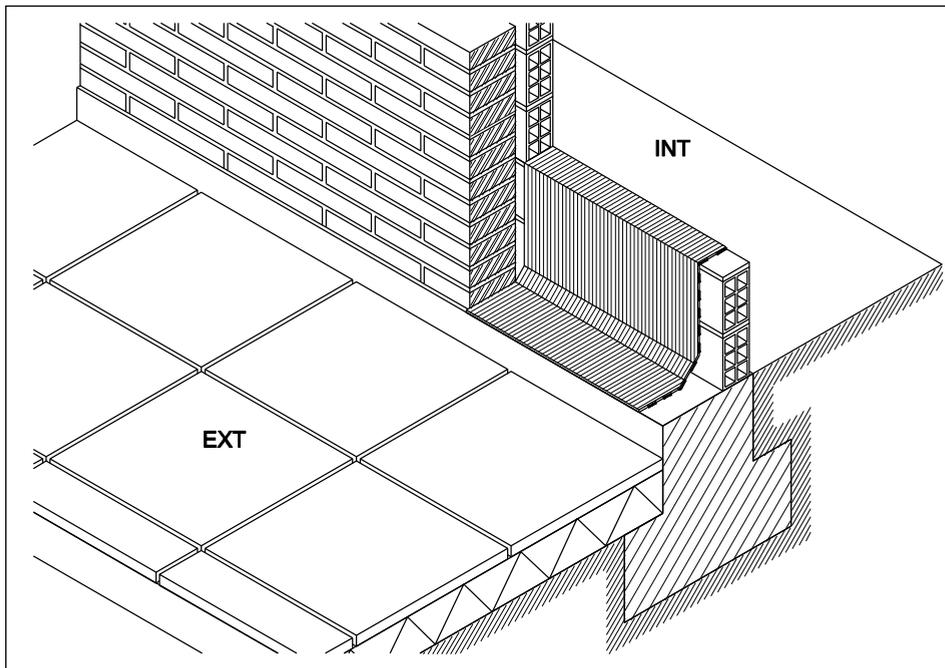


Figura 3.26. Arranque del cerramiento con lámina impermeable.

La lámina impermeable en la base del cerramiento supone una separación con el apoyo. Por tanto el comportamiento del cerramiento corresponde al de una viga sustentada en los soportes y solicitada a flexión por la acción del viento. Si el paño no tiene continuidad en horizontal el comportamiento será el de una viga biapoyada. Si el cerramiento pasa por delante de los pilares y tiene continuidad el comportamiento será el de una viga continua apoyada en los pilares. En la Figura 3.27 se dibuja los dos tipos de comportamiento.

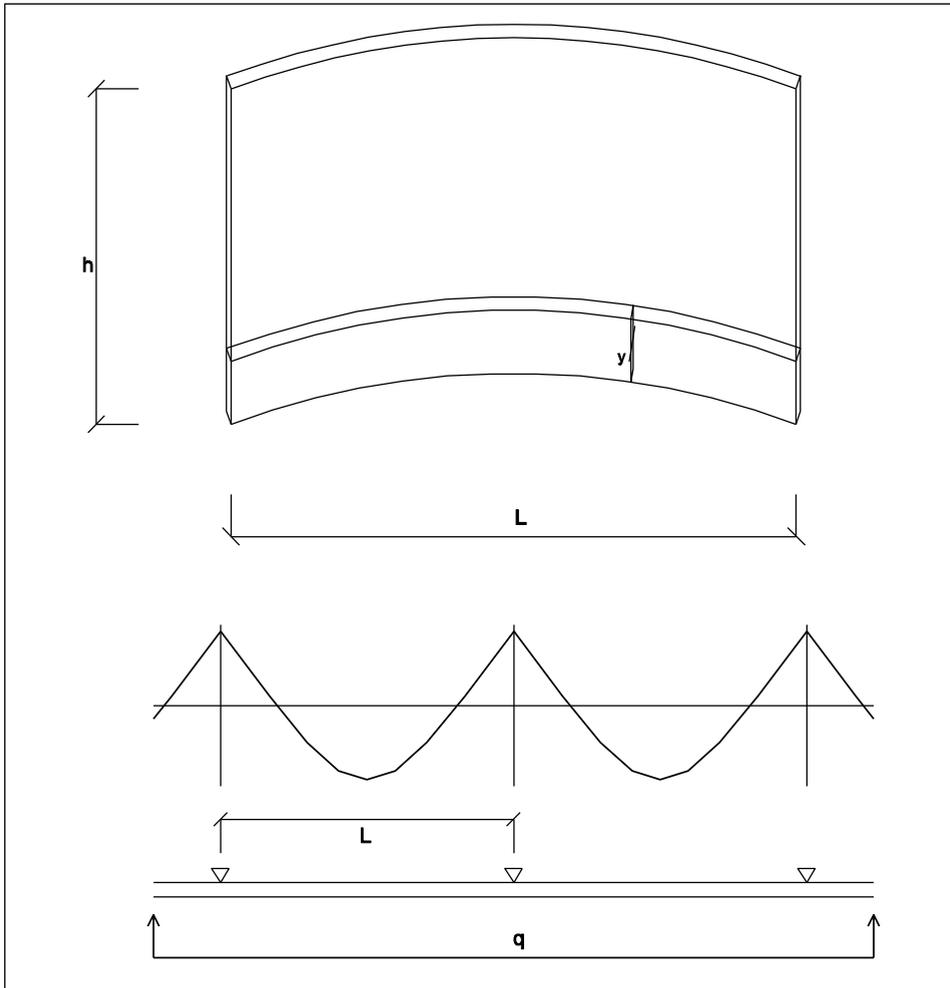


Figura 3.27. Comportamiento en viga biapoyada y viga continua horizontal.

En la Tabla 3.13 se realiza la comprobación para el cerramiento con lámina impermeable en base y junta en cabeza suponiendo la continuidad en horizontal con el resto del cerramiento. La carga de viento se absorbe mediante flexión perpendicular en los tendeles ya que está impedido el comportamiento en viga en la dirección paralela a los tendeles. Como el caso anterior ha cumplido solamente para una luz de 2,5 m, partimos de una luz inferior para comprobar este caso.

Datos	
Altura entre plantas	$h = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$L = 2,10 \text{ m}$
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Resist. a flexión paralela a tendeles	$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$
Resist. a flexión perp. a tendeles	$f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$
Densidad	$\rho = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coeficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coeficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coeficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Comprobación a presión	
Momento a flexión paralelo a los tendeles	$M_{sd1} = 0,000 \text{ m kN/m}$
Momento a flexión perpendicular a los tendeles	$M_{sd2} = q_d L^2 / 16 = 0,331 \text{ m kN/m}$
Módulo resistente	$Z = t_{ef}^2 / 6 = 2204,17 \text{ mm}^2 \text{ m /N}$
Tensión compresión en $h/2$	$\sigma = \rho h = 0,047 \text{ N/mm}^2$
Momento resistente perpendicular a los tendeles	$M_{Rd2} = f_{xd2} Z = 0,352 \text{ m kN/m}$
$M_{sd2} = 0,331 \text{ m kN/m} < M_{Rd2} = 0,352 \text{ m kN/m}$	

Tabla 3.13. Comprobación paño con junta horizontal de movimiento y lámina impermeable en base.

En estas condiciones, la luz necesaria para cumplir las condiciones es de 2,10 m, muy reducida, inferior a la necesaria en el caso con junta en cabeza. La solución con mayores distancias entre pilares pasa por colocar pilastras intermedias o introducir armaduras en los tendeles, solución que se verá para casos posteriores.

3.2.2. Cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura

En este tipo de cerramientos la hoja exterior pasa continua por delante de los forjados. La hoja exterior es autoportante, el peso propio se transmite hasta cimentación. Los esfuerzos horizontales se transmiten a la estructura portante a través de los anclajes. En la Figura 3.28 se observa el esquema de comportamiento de este tipo de cerramiento.

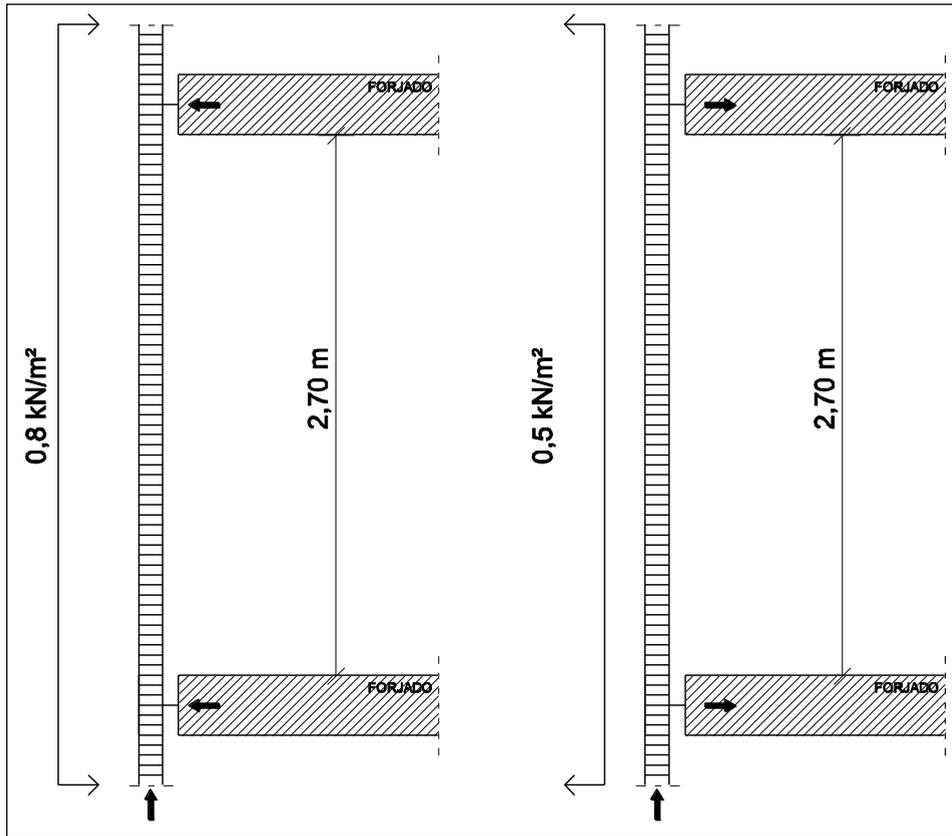


Figura 3.28. Fachada continua por delante de la estructura.

Los anclajes que unen la hoja exterior a la estructura portante trabajan como bielas comprimidas o traccionadas según sea el sentido de la acción del viento. Los anclajes se dimensionan a compresión, teniendo en cuenta el pandeo. Cuando se comprueban a tracción, con un valor menor de carga y ausencia de pandeo, resisten sin problemas. La unión del anclaje a la fábrica trabaja por adherencia, mejorando cuanto más carga vertical tenga. En la última planta, si no tiene un antepecho sobre ella, tendrá una menor adherencia.

El sistema de anclajes debe ser capaz de permitir las tolerancias de la ejecución de la estructura de hormigón, de esta manera se resuelve uno los mayores problemas que tienen los cerramientos con la hoja exterior inserta en la estructura.

El arranque del cerramiento debe realizarse sobre una riostra, solera o muro de hormigón. En caso de arrancar de un forjado debe reforzarse para soportar la carga del cerramiento. En este caso, debido a la rigidez del cerramiento, para evitar fisuras, se debe calcular el forjado para unas flechas inferiores a 1/1000, valor que implica un canto más del doble de lo usual.³³

El modelo estructural más acorde con este cerramiento es el de placa sustentada en sus cuatro bordes, con cargas horizontales perpendiculares en su plano. El modelo en placa supone flexión bidireccional que requiere apoyo en su perímetro, Figura 3.29.

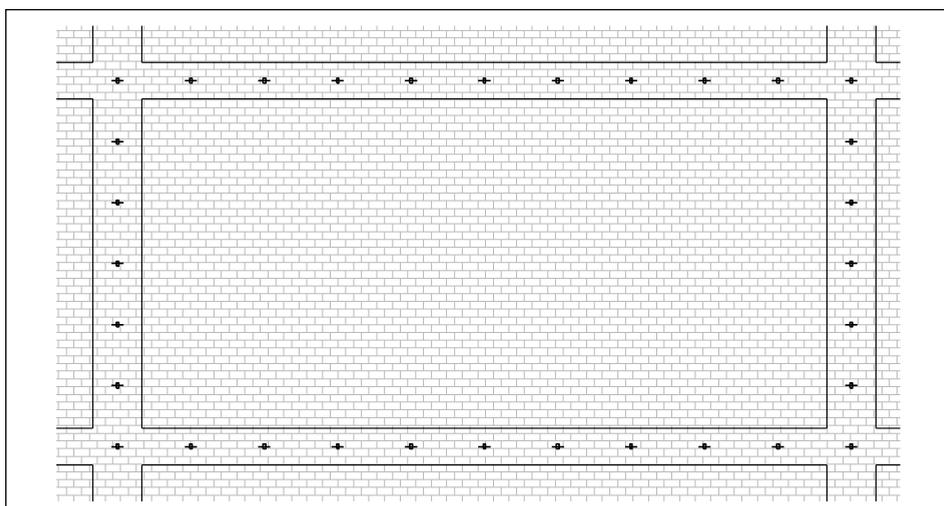


Figura 3.29. Geometría del paño y disposición de los anclajes.

Se comprueba un cerramiento de con hoja exterior continua por delante de la estructura con los criterios del CTE-DB-F, $M_{Sd} \leq M_{Rd}$. En la Tabla 3.15 se realiza la comprobación del paño de última planta y en la Tabla 3.14 la del paño de planta baja para comprobar el distinto comportamiento. Como en ejemplos anteriores el paño tiene una altura libre de 2,70 m y una longitud libre entre pilares de 5,6 m. El edificio tiene cuatro plantas de altura.

³³ De Miguel, J.L.: Estabilidad de Fábricas. Dimensionado. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid (2009-2010).

Datos	
Altura entre plantas	$h = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$L = 5,60 \text{ m}$ (6,00 a eje)
Espesor	$t_{ef} = 0,115 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Resist. a flexión paralela a tendeles	$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$
Resist. a flexión perp. a tendeles	$f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$
Densidad	$\rho = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}^2$
Carga de viento (Succión)	$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coefficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coefficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Modulo de Elasticidad	$E = 4000 \text{ N/mm}^2$
Comprobación a presión paño planta 4	
Relación entre capacidades resistentes	$\mu = f_{xk1} / f_{xk1} = 0,25$
Relación altura / longitud	$h / L = 0,68$
Coefficiente de flexión	$\alpha = 0,021$
Momento a flexión paralelo a los tendeles	$M_{Sd1} = \mu \alpha q_d L^2 = 0,227 \text{ m kN/m}$
Momento a flexión perpendicular a los tendeles	$M_{Sd2} = \alpha q_d L^2 = 0,907 \text{ m kN/m}$
Módulo resistente	$Z = t_{ef}^2 / 6 = 2204,17 \text{ mm}^2 \text{ m} / \text{N}$
Tensión compresión en h/2	$\sigma = \rho h / 2 = 0,0243 \text{ N/mm}^2$
Momento resistente paralelo a los tendeles	$M_{Rd1} = (f_{xd1} + \sigma_d) Z = 0,142 \text{ m kN/m}$
Momento resistente perpendicular a los tendeles	$M_{Rd2} = f_{xd2} Z = 0,353 \text{ m kN/m}$
$M_{Sd1} = 0,046 \text{ m kN/m} \leq M_{Rd1} = 0,142 \text{ m kN/m}$ NO CUMPLE $M_{Sd2} = 0,907 \text{ m kN/m} > M_{Rd2} = 0,353 \text{ m kN/m}$ NO CUMPLE	

Tabla 3.14. Comprobación paño última planta cerramiento hoja exterior continua

El paño de la última planta no cumple los requisitos frente a la flexión vertical ni frente a flexión horizontal. En Tabla 3.15 comprobamos como varía el comportamiento en el cerramiento de planta baja.

Comprobación a presión paño planta baja	
Relación entre capacidades resistentes	$\mu = f_{xk1} / f_{yk1} = 0,25$
Relación altura / longitud	$h / L = 0,48$
Coefficiente de flexión	$\alpha = 0,021$
Momento a flexión paralelo a los tendeles	$M_{sd1} = \mu \alpha q_d L^2 = 0,227 \text{ m kN/m}$
Momento a flexión perpendicular a los tendeles	$M_{sd2} = \alpha q_d L^2 = 0,907 \text{ m kN/m}$
Módulo resistente	$Z = t_{ef}^2 / 6 = 2204,17 \text{ mm}^2 \text{ m /N}$
Tensión compresión en h/2	$\sigma = 3 \rho h + \rho h/2 = 0,219 \text{ N/mm}^2$
Momento resistente paralelo a los tendeles	$M_{Rd1} = (f_{xd1} + \sigma_d) Z = 0,570 \text{ m kN/m}$
Momento resistente perpendicular a los tendeles	$M_{Rd2} = f_{xd2} Z = 0,353 \text{ m kN/m}$
$M_{sd1} = 0,227 \text{ m kN/m} \leq M_{Rd1} = 0,570 \text{ m kN/m}$ CUMPLE $M_{sd2} = 0,907 \text{ m kN/m} > M_{Rd2} = 0,353 \text{ m kN/m}$ NO CUMPLE	

Tabla 3.15. Comprobación paño PB cerramiento hoja exterior continua

El paño de planta baja cumple holgadamente a flexión a flexión vertical pero no a flexión horizontal, ya que la luz libre entre pilares es excesiva para el cerramiento. Si comprobamos este mismo paño sin la colaboración de los pilares, esto es, en lugar de como una placa apoyada en cuatro bordes lo hacemos como placa apoyada en dos de sus lados, no podemos distribuir los momentos en sus cuatro lados pero como en este paño tenemos mucha carga vertical es suficiente con contar con la flexión unidireccional del paño para comprobar su comportamiento, Tabla 3.16. De esta manera el momento paralelo a los tendeles aumentará, al no poder contar la flexión perpendicular a los tendeles. Nótese que esta comprobación no cumpliría en el paño de última planta.

Comprobación a presión paño planta baja como viga	
Momento a flexión paralelo a los tendeles	$M_{sd1} = q_d L^2 / 8 = 0,331 \text{ m kN/m}$
Módulo resistente	$Z = t_{ef}^2 / 6 = 2204,17 \text{ mm}^2 \text{ m /N}$
Momento resistente paralelo a los tendeles	$M_{Rd1} = (f_{xd1} + \sigma_d) Z = 0,570 \text{ m kN/m}$
$M_{sd1} = 0,3317 \text{ m kN/m} \leq M_{Rd1} = 0,570 \text{ m kN/m}$ CUMPLE	

Tabla 3.16. Comprobación paño planta baja, como viga.

Para mejorar el comportamiento tenemos varias alternativas. Teniendo en cuenta la fórmula del momento resistente $M_{Rd2} = (f_{xd2} + \sigma_d) Z$:

Una primera solución es aumentar el valor del módulo resistente Z , que depende del espesor de la hoja. La solución consiste en aumentar el espesor cambiando de formato de ladrillo o de aparejo.

Aumentar el peso propio también mejora el comportamiento, se ha comprobado que el momento resistente en planta baja es mucho mayor que el momento resistente en plantas altas debido al efecto del peso propio. Por tanto, para aumentar el momento resistente podemos aumentar la altura o el espesor del antepecho.

Otra solución sería reducir la luz libre entre pilares, lo cual en obras de edificación residencial no es posible siempre, pero se pueden realizar pilastras entre los soportes para reducir la luz, que pueden ser de fábrica o mejor, soportes metálicos. En la Figura 3.21 se muestra un ejemplo para reducir la luz libre entre pilares.

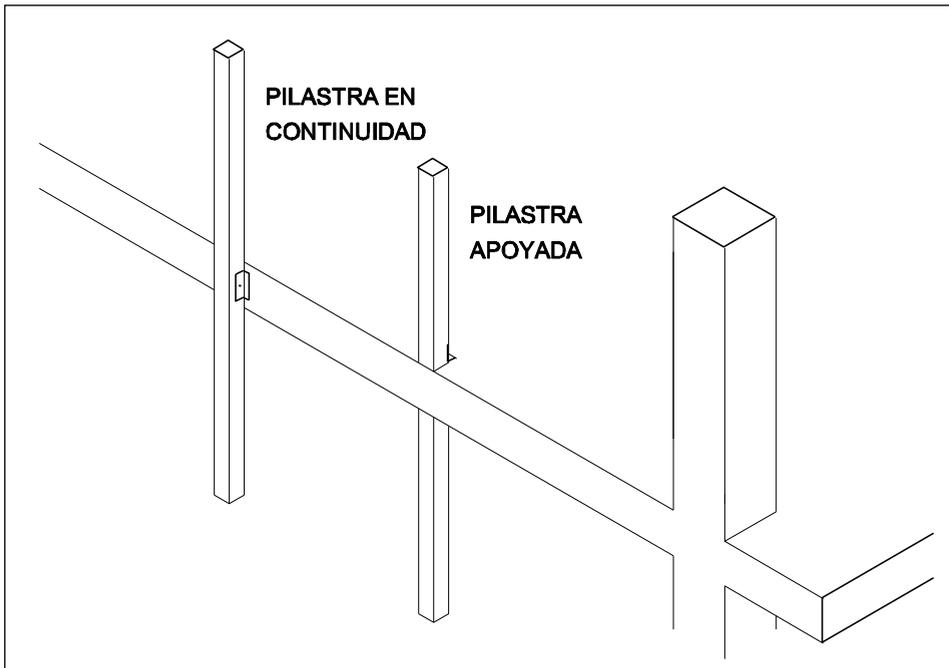


Tabla 3.17. Incorporación de pilastras.

Las pilastras recibe la carga del viento transmitida mediante anclajes puntuales desde la hoja exterior hasta la pilastra. Esta carga, que asimilamos a una carga lineal uniforme debe ser transmitida a los forjados donde se ancla la pilastra. La sollicitación que debe soportar es la de flexión simple, según las condiciones de sustentación el momento sollicitación será la incluida en la Tabla 3.18.

Pilastra apoyada	$M_{sd} = q_d h^2/8$
Pilastra con continuidad	$M_{sd} = q_d h^2/16$

Tabla 3.18. Dimensionado de pilastras

En el ejemplo anterior, con la solución de pilastra a poyada el momento flector toma un valor de 2,66 m kN. Con una pilastra de acero estructura, tipo S-265, necesita un módulo resistente mínimo de 11 cm³, que cualquier perfil estructural en tubo cuadrado es suficiente, aunque para resolver correctamente el anclaje se recomienda utilizar tubo de 60 mm de lado.

La solución de utilizar pilastras también es válida en el caso de zonas en las que no se dispongan pilares en la línea de fachada.

Finalmente, otra solución para mantener el espesor original de la hoja y no incluir pilastras es aumentar la resistencia a flexión de la fábrica f_{xd2} , por ejemplo, incorporando armadura en los tendeles, dimensionadas para la luz entre los pilares. Podemos realizar una sencilla comprobación para ver el efecto de la incorporación de la armadura en el ejemplo anterior. Los resultados se recogen en la Tabla 3.19. En la Figura 3.30 se muestra el paño estudiado con armaduras cada 25 cm.

M_{sd2}	$M_{sd2} = \alpha q_d L^2 = 0,790 \text{ m kN/m}$
M_{Rd2} sin armaduras	$M_{Rd2} = (f_{xd2} + \sigma_d) Z = 0,406 \text{ m kN/m}$
M_{Rd2} ($\emptyset 4\text{mm}$ cada 0,50 m)	$M_{Rd2} = A_s f_{yd} Z_s = 0,874 \text{ m kN/m}$
M_{Rd2} ($\emptyset 5\text{mm}$ cada 0,50 m)	$M_{Rd2} = A_s f_{yd} Z_s = 1,365 \text{ m kN/m}$
M_{Rd2} ($\emptyset 4\text{mm}$ cada 0,25 m)	$M_{Rd2} = A_s f_{yd} Z_s = 1,747 \text{ m kN/m}$
M_{Rd2} ($\emptyset 5\text{mm}$ cada 0,25 m)	$M_{Rd2} = A_s f_{yd} Z_s = 2,730 \text{ m kN/m}$

Tabla 3.19. Influencia de la armadura en la flexión horizontal.

Para el caso estudiado en la Tabla 3.15 y siguientes bastaría con utilizar $\emptyset 4\text{mm}$ cada 0,50 m embebidas en los tendeles.

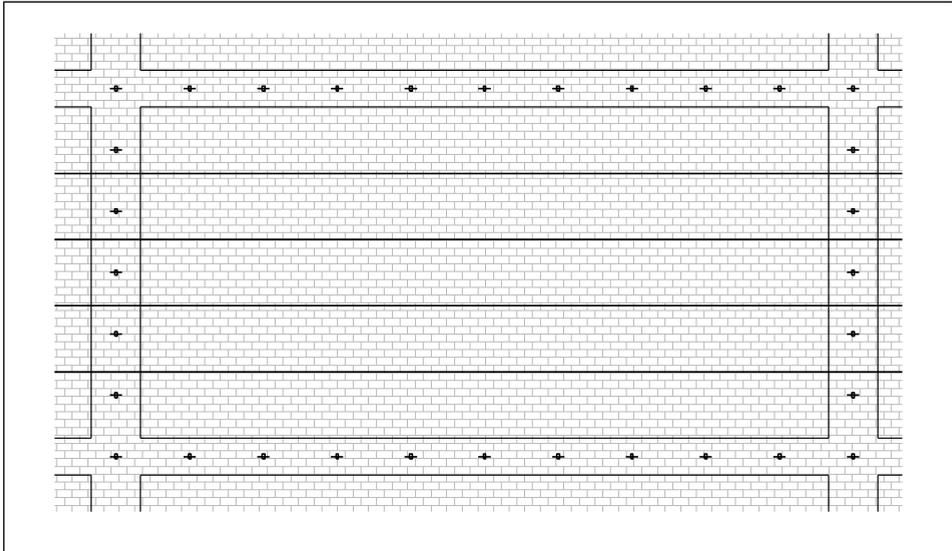


Figura 3.30. Paño de cerramiento con armadura en los tendeles.

A partir de estas comprobaciones utilizando el CTE sea observado que la resistencia a flexión requerida por un paño de cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura para resistir la acción de viento se consigue por dos vías³⁴.

Para aumentar la resistencia a flexión vertical, rotura paralela a los tendeles, el recurso fundamental consiste en incorporar carga gravitatoria. El incremento de resistencia será proporcional a la carga gravitatoria incorporada. Es importante que esta carga esté centrada, por tanto, se debe evitar el trasvase de carga de los forjados utilizando anclajes que permitan libertad de movimiento en vertical.

Para aumentar la resistencia a flexión horizontal, el recurso utilizado consiste en incorporar armadura en los tendeles, para aumentar la resistencia a tracción de la que la fábrica es deficitaria. Otro recurso pasaría por la reducción de la luz entre apoyos verticales incluyendo pilastras metálicas a mitad de vano.

³⁴ Del Río, C.: Fachadas autoportantes de ladrillo caravista. Conarquitectura, Vol. 44, 2012.

3.2.2.1. Anclajes

Una vez analizado el comportamiento del paño queda realizar la comprobación de los anclajes a los forjados a pilares. Los anclajes soportarán un esfuerzo normal de compresión o tracción según se trate de presión o succión de viento. La suma de los esfuerzos que soportan a los anclajes será igual a la resultante de la acción del viento. El reparto entre los anclajes se obtiene a partir de las sollicitaciones de flexión en efecto placa.

El reparto de la carga se puede realizar suponiendo una distribución uniforme repartiéndose entre anclajes a soportes y a forjados. Tabla 3.20.

Altura libre	$h=2,70$ m
Momento flector	$M_{sd1}= 0,046$ m kN/m
Reacción en forjado	$R_{d,for}= M_{sd1} \cdot 16 \cdot 1,5/h = 0,40$ kN/m
Luz entre pilares	$L=5,60$ m
Momento flector	$M_{sd2} = \alpha \cdot q_d \cdot L^2 = 0,790$ m kN/m
Reacción en pilares	$R_{d,pil}= M_{sd2} \cdot 16 \cdot 1,5/L = 3,38$ kN/m

Tabla 3.20. Reparto de carga en los bordes de la placa.

La mayor parte de la reacción corresponde con los bordes verticales, por este motivo se recomienda por disponer los anclajes a los soportes a una distancia menor que la de los anclajes a los frentes de forjado. A partir del valor de la reacción en el borde podemos dimensionar los anclajes. Disponiendo los anclajes en los forjados a una distancia de 60 cm y los anclajes a los pilares a una distancia de 40 cm resultan los esfuerzos recogidos en la Tabla 3.21.

Anclajes en forjados	
Reacción en forjados	$R_{d,for}= 0,40$ kN/m
Distancia	$s = 0,60$ m
Compresión	$C = R_{d,for} \cdot s = 0,24$ kN
Tracción	$T = R_{d,for} \cdot s / 2 = 0,12$ kN
Anclajes en pilares	
Reacción en pilares	$R_{d,pil}= M_{sd2} \cdot 16 \cdot 1,5/L = 3,38$ kN/m
Distancia	$s = 0,40$ m
Compresión	$C = R_{d,pil} \cdot s = 1,35$ kN
Tracción	$T = R_{d,pil} \cdot s / 2 = 0,68$ kN

Tabla 3.21. Cargas en los anclajes

3.2.2.2. Análisis del pandeo

Además de comprobar los paños de cerramiento frente a los esfuerzos horizontales es necesario comprobar el efecto del peso propio, ya que el cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura transmite su peso propio hasta el arranque del cerramiento

En las plantas altas el peso propio es pequeño y las tensiones de compresión despreciables. El comportamiento sería de flexión simple. En la planta baja, el estado de la sollicitación evoluciona hasta compresión compuesta, siendo la sección del arranque la sección más sollicitada. Para comprobar el pandeo comprobaremos en primer lugar el paño de planta baja, y si este es correcto también lo será para el resto de los paños superiores.³⁵

La sección más sollicitada es la del arranque, por compresión y flexión. Algunas publicaciones consideran que el extremo se encuentra apoyado y por tanto el momento es nulo. Suponer que este punto tiene capacidad de giro es un error, realmente este punto, con un arranque rígido y carga vertical, debe considerarse el extremo como un empotramiento perfecto.³⁶

A mitad altura de la planta baja le corresponde la máxima excentricidad por efecto del pandeo. A pesar de tener algo menos de carga vertical que el arranque, esta sección es la más sollicitada en segundo orden. La esbeltez del tramo es la variable que determina el correcto comportamiento mecánico. La Tabla 3.22 recoge la comprobación según el procedimiento del CTE.

En estas condiciones la fábrica ha cumplido los requerimientos. Si aumentásemos la altura de la planta baja, como es habitual, podría no cumplir a pandeo. Por este motivo, el cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura debe limitarse a tres o cuatro plantas. Para alturas menores y por tanto una menor carga vertical, el cerramiento autoportante cumplirá a pandeo.

³⁵ Del Río, C.: Sistema Estructural para fachadas de ladrillo cara vista. Conarquitectura, Vol. 25, pp. 81-91. 2008.

³⁶ Del Río, C.: Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. Conarquitectura, Vol. 10, pp.65-88. 2004.

Datos	
Altura entre plantas	$L = 2,70 \text{ m}$
Distancia entre pilares	$5,60 \text{ m (6,00 m a eje)}$
Coeficiente de flexión	$\alpha = 0,48$
Número de plantas	5 plantas
Altura total	$h_{\text{total}}=15\text{m}$
Altura desde sección central PB	$h_{\text{cri}}=13,5 \text{ m}$
Espesor	$t_{\text{ef}} = 0,12 \text{ m}$
Resistencia a compresión ladrillo perf	$f_b = 10 \text{ N/mm}^2$
Resistencia compresión mortero	$f_m = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a compresión fábrica	$f_k = 4 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a flexión fábrica	$f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$ $f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$ $\mu = 0,25$
Densidad	$\sigma = 18 \text{ kN/m}^3$
Carga de viento (Presión)	$q = 0,8 \text{ kN/m}_2$
Coeficiente seguridad fábrica	$\gamma_M = 2,50$
Coeficiente seguridad carga grav.	$\gamma_G = 1,35$
Coeficiente seguridad viento	$\gamma_Q = 1,50$
Comprobación sección arranque	
Esfuerzo normal debido al peso propio	$N_{Sd} = \gamma_G \sigma t_{\text{ef}} h_{\text{cri}} = 41,92 \text{ kN/m}$
Momento máximo	$M_{Sd} = q_d L^2 / 8 = 0,82 \text{ m kN/m}$
Excentricidad de la sección	$e = N_{Sd} / M_{Sd} + e_a = 26 \text{ mm}$
Factor de reducción esbeltez / excentr.	$\Phi = 0,19$
Esfuerzo vertical resistente de cálculo	$N_{Rd} = \Phi t f_d = 0,17 \cdot 115 \cdot 5/2,5$ $N_{Rd} = 39,00 \text{ kN/m}$
$N_{Rd} = 43,70 \text{ kN/m} > N_{Sd} = \gamma_G \sigma t_{\text{ef}} h_{\text{cri}} = 41,92 \text{ kN/m}$	

Tabla 3.22. Comprobación a pandeo de cerramiento autoportante.

3.2.2.3. Edificios en altura

La acumulación de cargas en las plantas inferiores es inevitable en los cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura. Estas cargas pueden llegar a provocar el pandeo de la hoja exterior en plantas inferiores³⁷. La solución consiste en interrumpir la continuidad disponiendo apoyos rígidos cada cierto número de plantas.

Una solución utilizada es la utilización de un perfil metálico continuo pero no resulta demasiado eficaz. El perfil de acero es muy resistente pero es mucho menos rígido que la fábrica de ladrillo. Si la flecha del paño por la acción de su peso propio es inferior a la flecha producida por el perfil que debe sustentarlo, el apoyo no se produce por incompatibilidad de deformación. El cerramiento desde el punto de vista de la rigidez se comporta como una viga de gran canto. La viga metálica tiene poca eficacia para apoyar otra viga de rigidez mayor. Solamente se consideran apoyos para una fábrica de ladrillo elementos infinitamente rígidos como una viga de cimentación o cabeza de muro.

Si la hoja exterior de ladrillo se comporta como una viga desde el punto de vista de la rigidez el recurso más rentable es hacer que trabaje como una viga desde el punto de vista resistente³⁸. Para ello, basta con incorporar el tirante del arco de descarga que se origina, consistente en una armadura dispuesta en las primeras hiladas. En lugar de un perfil continuo, el paño necesita puntos discontinuos de apoyo, con una separación en función de su capacidad resistente. De esta manera se reduce el coste al no colocar perfil innecesario y se provoca un funcionamiento estructural compatible con las posibilidades de deformación del elemento, evitando el riesgo de fisuración.

³⁷ De Miguel, J.L.: Estabilidad de Fábricas. Dimensionado. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid. 2009-2010.

³⁸ Del Río, C.: Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. Conarquitectura, Vol. 10, pp.65-88. 2004.

3.2.3. Huecos en fachada

Los cerramientos en edificios de edificación rara vez se encuentran como paños totalmente ciegos. Lo más usual que se incluya en el diseño de los cerramientos huecos o aberturas para satisfacer las necesidades de iluminación, ventilación y vistas.

El peso propio del cerramiento debe transmitirse a las jambas. En el caso de los cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura esta carga puede llegar a ser importante al no transmitirse a los forjados.

Para la carga transversal de viento, la carpintería recibe carga que es transmitida hasta la fábrica que la soporta. Por tanto, la parte ciega debe soportar la carga que directamente recibe más la que le transmite la carpintería.

La geometría de los huecos influye en la resistencia frente a esfuerzos horizontales. Sin embargo el Código Técnico no establece criterios para su comprobación. Los únicos criterios encontrados con los proporcionados por el Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España, en su monografía CTE-SE-F aplicación a edificios de uso residencial vivienda (DAV-SE-F)³⁹. Para tener en cuenta la influencia de la geometría, de acuerdo con el DAV-SE-F sobre fábricas, publicado por el CSAE, aparece el concepto de perímetro eficaz. La respuesta del paño se minora aplicando con coeficiente formado por el perímetro eficaz dividido entre el perímetro real del paño. Este método es válido solamente para los cerramientos con hoja exterior inserta en la estructura.

Teniendo en cuenta los huecos, por reducción del contorno, debemos sumar las longitudes de perímetro eficaz, sumando dos veces las longitudes con empotramiento. Si hay continuidad con los paños superior o inferior se considera punto, si hay junta de dilatación, se trata como articulación. En el caso del borde lateral, se considera empotramiento si la hoja exterior pasa por delante de los pilares y articulación si acomete contra ellos.

Los huecos horizontales, huecos rasgados en horizontales o ventanas corridas crean paños trabajando en peto o en dintel, con un borde horizontal libre. Los huecos verticales generan paños con bordes libres laterales.

³⁹ De Andrés, A. y otros. DAV-SE-F CTE, CSAE.

En la Guía de Aplicación del DB-SE-F se encuentran las recomendaciones para la comprobación de cerramientos con hoja exterior interrumpida a nivel de estructura con huecos en sus paños. El comportamiento de cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura se estudia en el apartado 6. Las recomendaciones de la Guía de Aplicación del DB-SE-F son:

Las condiciones de contorno del paño pueden ser de empotramiento o de articulación. La parte de perímetro que esté empotrada se computará dos veces a la hora de reducir el comportamiento de la placa. Las condiciones de sustentación se recogen en la Figura 3.32.

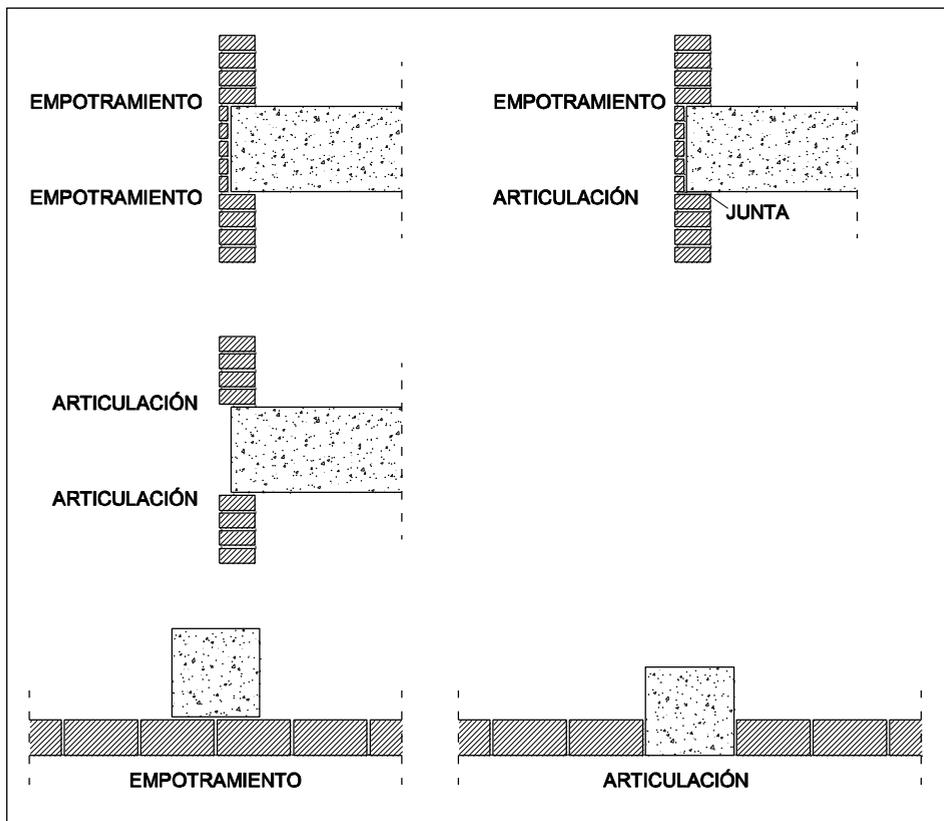


Tabla 3.23. Condiciones de sustentación en paños de cerramiento. (DAV, 2007)

En las figuras posteriores el perímetro eficaz se encuentra marcado con línea discontinua, si se considera empotramiento se grafía con doble línea discontinua.

En el caso de hueco rectangular en el interior del paño, Figura 3.31, el grueso del cerramiento se puede obtener considerando el comportamiento de placa a partir de una resistencia reducida en la relación del perímetro eficaz total. En el perímetro de cálculo, la condición de empotramiento se traduce en una longitud doble a la real.

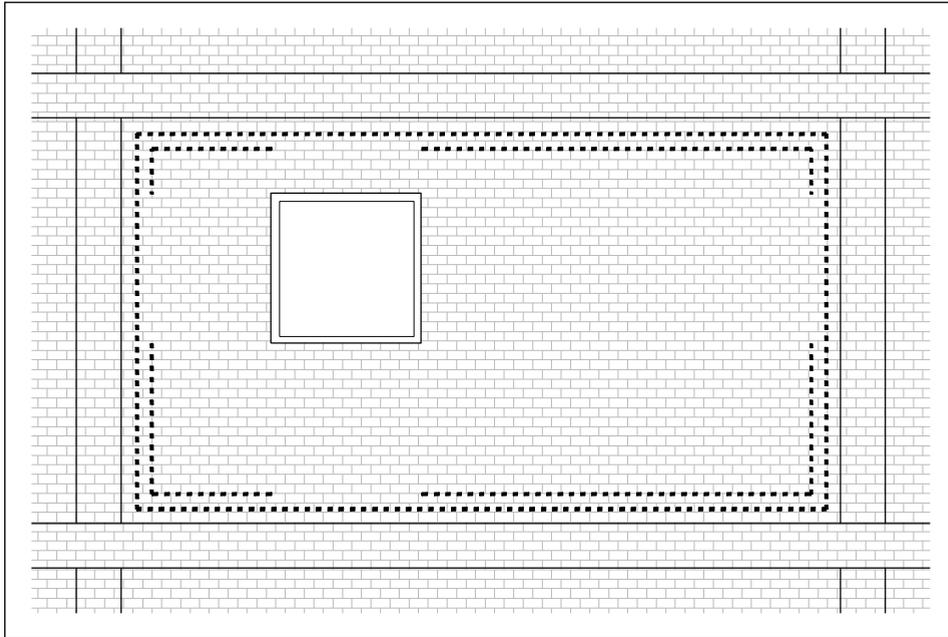


Figura 3.31. Huecos rectangular vertical. (DAV, 2007)

En el caso de huecos rasgados en vertical, Figura 3.31, el grueso del entrepaño se deduce de la consideración de arco o viga vertical, según el borde superior se encuentre empotrado o articulado con junta elástica, adoptando como presión de viento la total de eje a eje de hueco vertical repartida en la longitud real del paño.

En el caso de hueco rasgado en horizontal, Figura 3.33, si el antepecho puede sustentarse en soportes, su grueso se calcula como el de una placa con una altura doble de la que hay hasta el eje del hueco y una resistencia reducida en la relación del perímetro eficaz al total. Si el antepecho no puede sustentarse en soportes, su grueso se calcula como el de un peto, adoptando como altura la que hay hasta el eje del hueco.

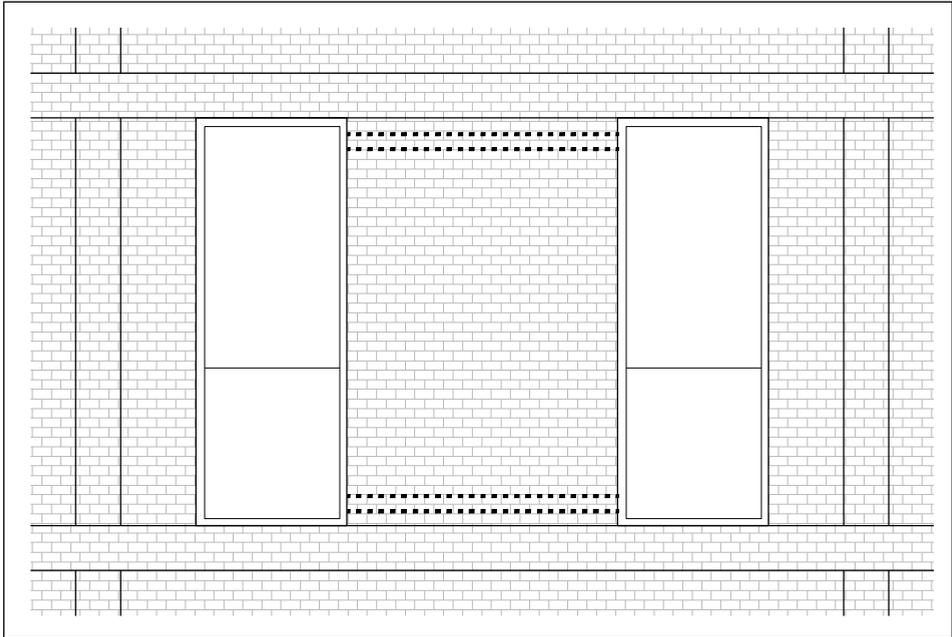


Figura 3.32. Huecos rasgados en vertical. (DAV, 2007)

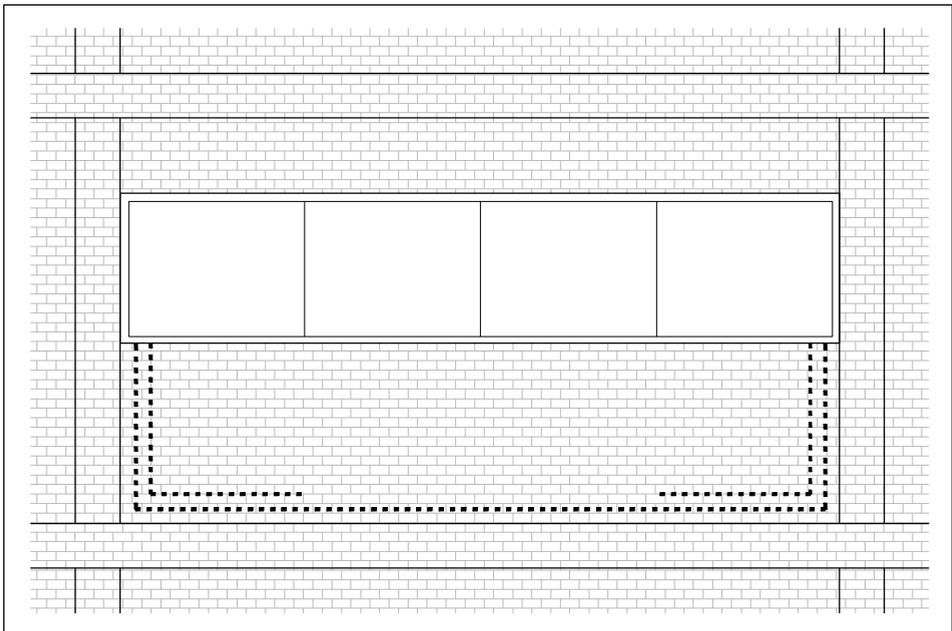


Figura 3.33. Huecos rasgados en horizontal. (DAV, 2007)

Para comparar la influencia de los huecos en un cerramiento con hoja exterior apoyada en la estructura se realiza el cálculo de la capacidad portante para tres casos distintos. La Tabla 3.24 recoge los resultados en el ejemplo de la aplicación del método:

	Sin huecos	Rectangular	Vertical	Horizontal
Altura	2,70 m	2,70 m	2,70 m	2,70 m
Luz	2,50 m	2,50 m	2,50 m	2,50 m
h hueco	-	1,00 m	1,00 m	2,50 m
L hueco		1,00 m	2,70 m	1,00 m
M_{sd1}	0,068 m KN/m	0,068 m KN/m	1,09 m KN/m	0,056 m KN/m
M_{sd2}	0,270 m KN/m	0,270 m KN/m	-	0,225 m KN/m
M_{Rd1}	0,142 m KN/m	0,113 m KN/m	5,490 m KN/m	0,115 m KN/m
M_{Rd2}	0,353 m KN/m	0,287 m KN/m	-	0,285 m KN/m

Tabla 3.24. Influencia de los huecos en la resistencia a flexión de un paño de cerramiento apoyado en la estructura.

La inclusión de los huecos ha reducido la resistencia a flexión vertical y a flexión horizontal en los paños, hasta el punto de hacer que no cumpla los requisitos del Código Técnico. El caso de huecos rasgados impide el comportamiento en arco, y como se ha visto, debe recurrirse a otros modelos.

3.2.4. Antepecho

El antepecho es un elemento de poca altura 1,00m o 1,10 m sobre el nivel de la cubierta. El modelo de comportamiento del peto de cubierta es el de pared sustentada en base y libre en cabeza. Tomando un peto de una cubierta transitable, con una altura de 1,10 m la compresión en la base del peto alcanza un valor de:

$$N = 1,10m \cdot 0,12m \cdot 18,0kN/m^3 = 2,38kNm$$

La acción del viento con un valor de 0,8 kN/m² provoca en momento en la base del peto de valor:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{0,8 \cdot 1,1^2}{2} = 0,484kNm$$

Las tensiones máximas serías:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{2,38}{1.200} \pm \frac{48,4}{2.400} = +0,0222kN/cm^2 / -0,0182kN/cm^2$$

La tensión más desfavorable es la de tracción, siendo superior a la máxima admisible. Para que las tensiones de tracción sean inferiores a las tensiones de tracción la altura del pecho debe ser inferior a 0,60 m, lo que no es posible cuando la cubierta es transitable⁴⁰.

La acción horizontal más desfavorable a la que se ven sometidos es la conjunta de presión más succión del viento, la carga total sería 1,2 kN/m². Rehaciendo los cálculos anteriores la altura del peto máxima sería 0,55 m, o lo que se lo mismo una esbeltez de 5. Otro requisito que debe satisfacer el antepecho es poder resistir una acción adicional de 0,8 kN/m en el extremo, por seguridad ante caída.

Por tanto un antepecho de medio pie de espesor no puede cumplir con los requisitos establecidos. Existen distintas soluciones para resolver el problema.

⁴⁰ CTE-DB-SU.

Un antepecho de fábrica de 0,50 m de altura al que le superponemos un elemento metálico hasta llegar a la altura de 1,10 m. Figura 3.33.

Para cerramientos con hoja exterior interrumpida por la estructura se puede mejorar la solución con la ejecución de paños transversales, machones, quebrando el trazado en planta, aumentar el espesor de la fábrica o con el refuerzo con elemento armado en coronación anclada al forjado.

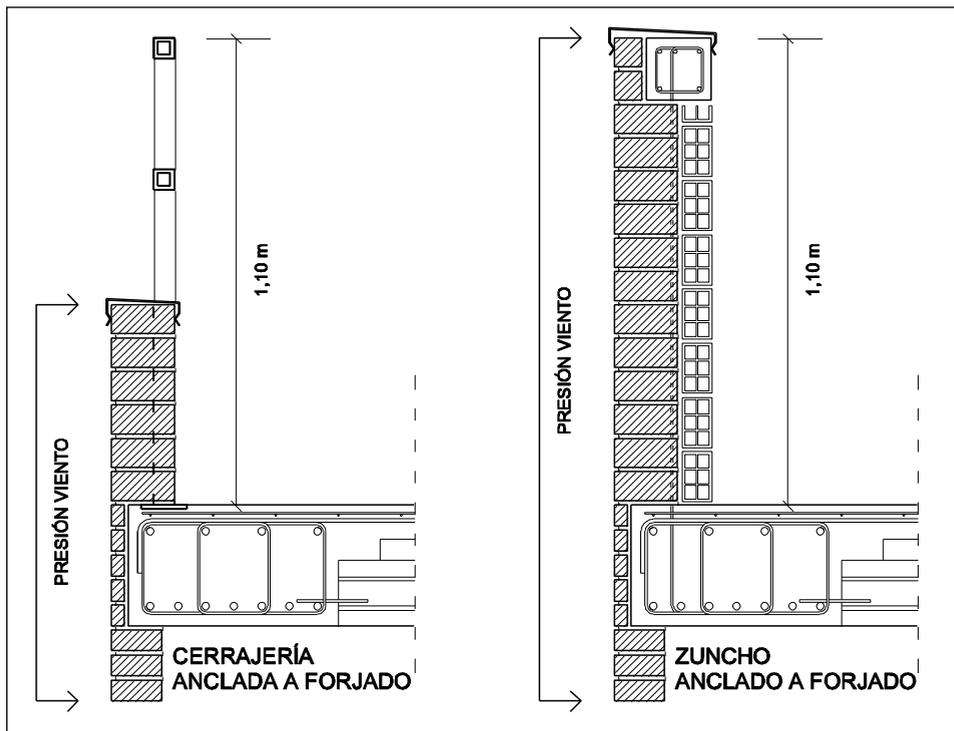


Tabla 3.25. Antepecho cerramiento apoyado en la estructura.

Para cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura, el comportamiento mejora con carga vertical en la hoja exterior, lo cual no supone ningún problema salvo para el paño de la última planta.⁴¹ En este caso, el cerramiento no puede robar carga a los pilares al no haber una entrega contra el forjado. Las soluciones pasan por aumentar el antepecho de la cubierta, diseñar una ménsula en el forjado o simplemente pasar el forjado de última planta por delante de la hoja exterior. Figura 3.34.

⁴¹ De Miguel, J.L.: Estabilidad de Fábricas. Dimensionado. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid (2009-2010).

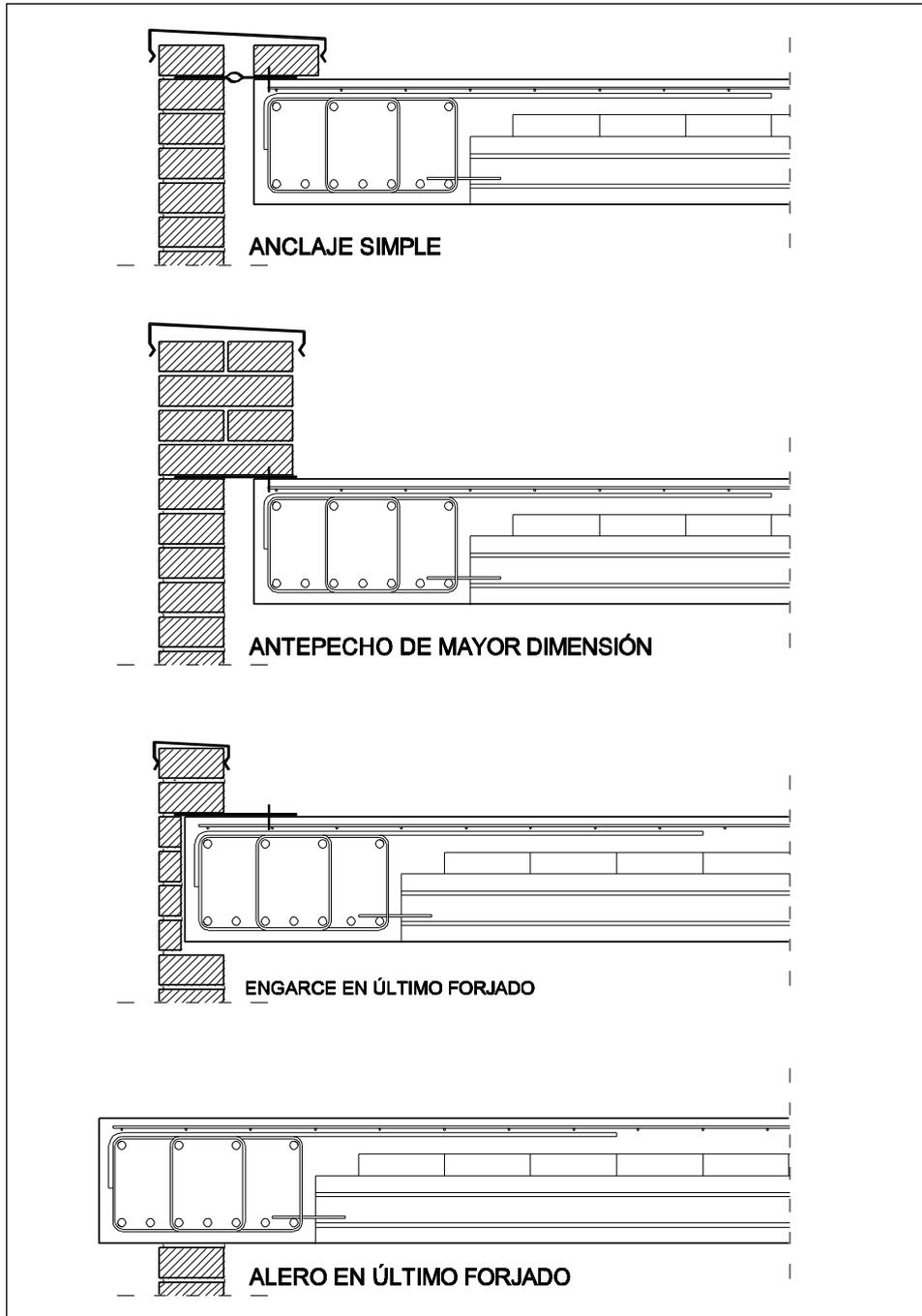


Figura 3.34. Soluciones para aumentar el peso del paño de última planta. (De Miguel, 2009)

4. FISURACIÓN EN OBRAS DE FÁBRICA. MODELOS Y ENSAYOS

La aparición de fisuras y grietas es el defecto más común, y también de los más visibles, que podemos encontrar en las obras de albañilería. La aparición de fisuras afecta a la estanquidad del cerramiento, a la durabilidad del edificio, a su resistencia, y en general genera malestar a los usuarios y pueda dar lugar a litigios. Independientemente del origen, la formación de grietas o fisuras no es aceptable para un buen acabado.

El origen de la fisuración puede ser muy variado. Una causa muy frecuente de fisuración es la incompatibilidad de deformaciones entre la fábrica, rígida, y la estructura portante, flexible. En los cerramientos con hoja exterior interrumpida en la estructura y apoyo parcial puede provocar el vuelco de la hoja exterior, por torsión de la viga de apoyo, y también el desprendimiento de las plaquetas que forran los frentes de forjado.



Foto 4.1. Fisuración en frente de forjado.

Otra de las causas de la fisuración es la expansión de la arcilla, que depende del tipo de arcilla utilizada. La mayor parte de la expansión por humedad se da en los primeros tres o cuatro años. Las fachadas construidas sin juntas de dilatación, o en número insuficiente, no permiten la expansión de la arcilla, lo que conlleva la fisuración e incluso falta de estabilidad, Foto 4.1. Este tipo de fisuración puede aparecer incluso con ausencia de carga en las fábricas, es debida a una propiedad del material cerámico.

El desplazamiento que sufre la fábrica bajo los esfuerzos horizontales, como viento o sismo, es otra de las causas de aparición de fisuras. Como se ha visto, los esfuerzos horizontales pueden generar tracciones en la fábrica que provocan la aparición de fisuras, en mayor medida en la parte superior de los edificios.

En definitiva, un gran número de edificios con cerramiento de fábrica de ladrillo muestran fisuración en la hoja exterior. El modelo de comportamiento aplicado al cálculo de las fábricas debe explicar la fisuración aparecida en las fábricas existentes y las fisuras susceptibles de aparecer.

La fábrica es un elemento rígido cuya capacidad de deformación es muy limitada. Por tanto, la única forma que tiene para redistribuir esfuerzos es mediante su fisuración. La debilidad a tracción de la albañilería y la fisuración que resulta es el factor más importante que contribuye a la no linealidad del material. El modelo de fisuración debe tener⁴² una definición del inicio de la fisuración, un método de representación de la figura y un criterio de propagación.

El inicio de la fisuración se representa en función del estado de tensión o deformación en un punto del material. Los enfoques adoptados para la teoría de fisuración se pueden agrupar en dos, el primer grupo supone el comportamiento isotrópico homogéneo, mientras que la segunda considera el ladrillo por un lado y el mortero por otro. Varios autores han propuesto criterios de rotura basados en métodos experimentales^{43 44} y en métodos teóricos^{45 46}.

Los métodos de representación de la fisuración son principalmente dos, la fisura discreta y la fisura cohesiva. En el enfoque de fisura discreta el agrietamiento se modeliza por la separación de los nodos de dos elementos colindantes. Cuando la tensión o deformación en un nodo, o la media en los

⁴² Ali S., Page A.W.: Cracking analysis of solid concrete masonry subjected to concentrated loads. *ACI Struct*, Vol. 86, pp 367-3 75. 1989.

⁴³ Athanasios, D.T.: Finite element modelling of cracks and joints in discontinuous structural systems. In: *Proceedings of 16th ASCE engineering mechanics conference*. 2003.

⁴⁴ Page A.W.: An experimental investigation of the biaxial strength of masonry. In: *Proceedings of the sixth international brick masonry conference*. 1980.

⁴⁵ Lourenço P.B.; Borst De R.; Rots J.G.: A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *Int J Numer Methods Eng*, Vol. 40, pp 4033-4057. 1997.

⁴⁶ Hamid R.L.; Shing P.B.: Interface model applied to fracture of masonry structures. *ASCE J Struct*, Vol. 120, pp. 63-80. 1994.

elementos adyacentes, excede el valor permitido, el nodo se redefine como dos nodos y los elementos a cada lado se pueden separar. Esto requiere la modificación de la malla de elementos finitos en cada estado de carga.

En el modelo de fisuración cohesiva el material agrietado se supone que permanece como un continuo. En lugar de representar una sola grieta se representan un número infinito de fisuras paralelas. La malla de elementos finitos es fija, no se produce un remallado. El modelo de fisura incorpora la función de ablandamiento para simular la fisuración y el deterioro del material en la zona en proceso de fractura⁴⁷. La fisura cohesiva permite transferir tensiones entre las caras de la grieta. La tensión cohesiva en un punto de la fisura está fijada por la curva de ablandamiento como una función de la abertura de fisura. La curva de ablandamiento relaciona la tensión transferida entre las caras de la fisura, se considera una hipótesis del material independiente de la geometría y el tamaño. En la Figura 4.1 se muestra el modelo de fisura cohesiva.

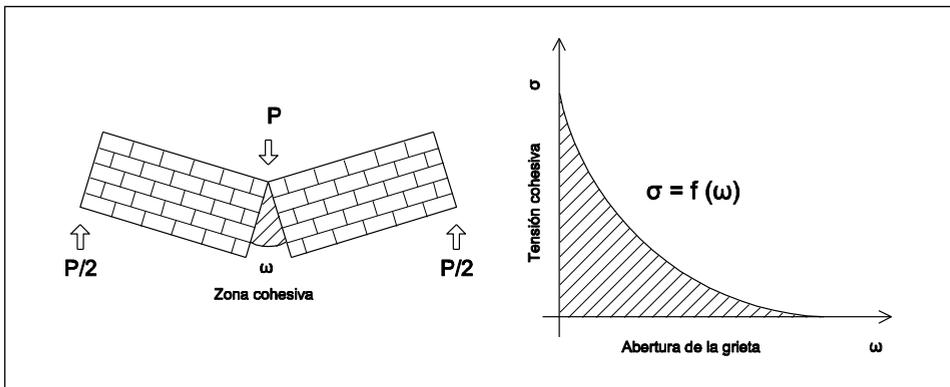


Figura 4.1. Modelo fisura cohesiva. (Reyes, 2011)

La propagación de las fisuras depende de estado de tensión en la región delante de la fisura. Los métodos para predecir el crecimiento potencial de la fisura son dos. El primer método utiliza un criterio basado en la resistencia del material y el estado local de tensión, las discontinuidades se incorporan en las leyes tensión-deformación. El segundo se basa en la tenacidad a la fractura del material, la energía liberada por el ablandamiento del material se asume igual a la energía de deformación liberada por la aparición de la fisura.

⁴⁷ Reyes, E.; Casati, M.J.; Galvez, J.C.: Study of the brickwork masonry cracking with a cohesive fracture model. *Materiales de Construcción*, Vol. 61. 431-449. 2011.

4.1. Estudio de la fisuración frente a deformaciones impuestas

En los edificios existentes han aparecido un número considerable de grietas y fisuras en diferentes zonas del cerramiento. Existen artículos de investigación con estudios basados en elementos finitos sobre el comportamiento de los cerramientos con la hoja exterior inserta en la estructura. Para ello los autores utilizan simulaciones numéricas basadas en la teoría de la fisura cohesiva.⁴⁸

Los autores estudian un paño de cerramiento inserto en la estructura incorporando un hueco longitudinal en el paño. Las dimensiones del paño y del hueco se recogen en la Figura 4.2.

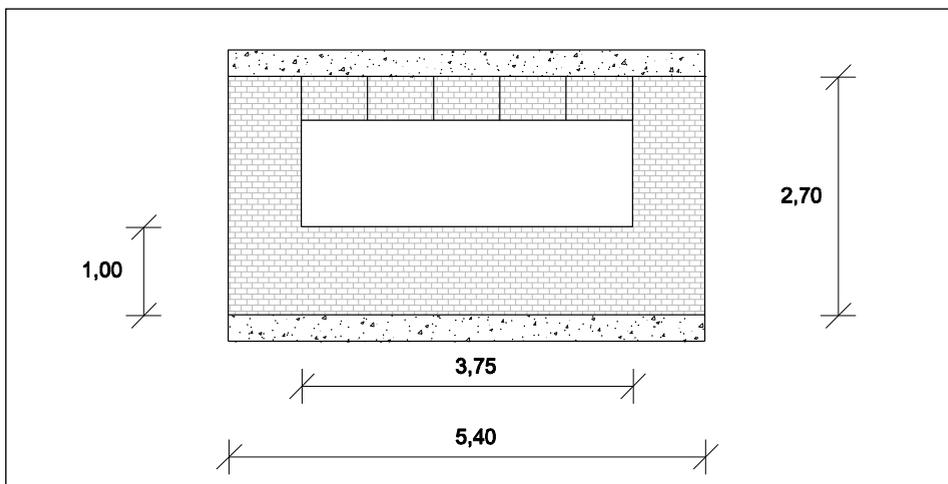


Figura 4.2. Geometría del modelo (Fathy, 2009).

Para la modelización de la fábrica se utiliza un material homogéneo equivalente con un módulo de elasticidad de 3 GPa, con una resistencia a compresión de 0,1 kN/m² y una resistencia a tracción de 0,01 kN/m². El paño del cerramiento se apoya en los forjados y en los pilares. Al haber continuidad con los paños superior e inferior, así como en los laterales se considera que el giro está impedido. Sobre el modelo aplican distintos casos de carga incidiendo en el desplazamiento en centro de vano y en el desplazamiento de uno de los pilares, para comprobar el patrón de la fisuración.

⁴⁸ Fathy A.M; Planas, J.; Sancho, J.M.: A numerical study of masonry cracks. Engineering Failure Analysis, Vol. 16, pp 675-689. 2009.

En el paño de fábrica que sufre un descenso en centro de vano, Figura 4.3, correspondiente a exceso de deformación de las vigas, muestra una fisuración correspondiente con la flexión en su paño. El hueco horizontal provoca una concentración de tensiones en las esquinas que provoca las fisuras de mayor tamaño. Las fisuras en los extremos del hueco tienen una trayectoria semejanza al arco de descarga. Otra fisura de tamaño considerable es una fisura horizontal en la parte inferior de la fábrica. Provocada por el despegue del paño con el forjado al tener mayor rigidez y actuar según un arco de descarga.

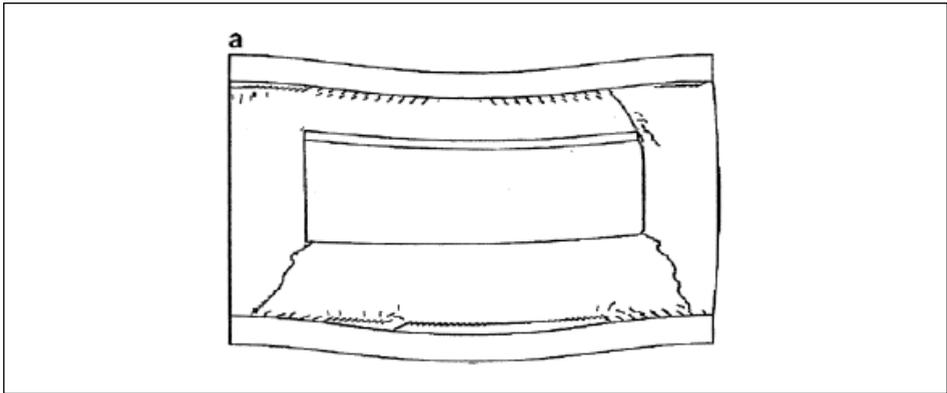


Figura 4.3. Fisuración debida a la flecha excesiva de una viga. (Fathy, 2009).

Otro caso estudiado muestra el descenso de uno de extremos mientras que el otro no se mueve, Figura 4.4, lo que corresponde a un asiento diferencial de uno de los pilares. El comportamiento es el esperado, apareciendo fisuras diagonales en dirección perpendicular a los esfuerzos de tracción.

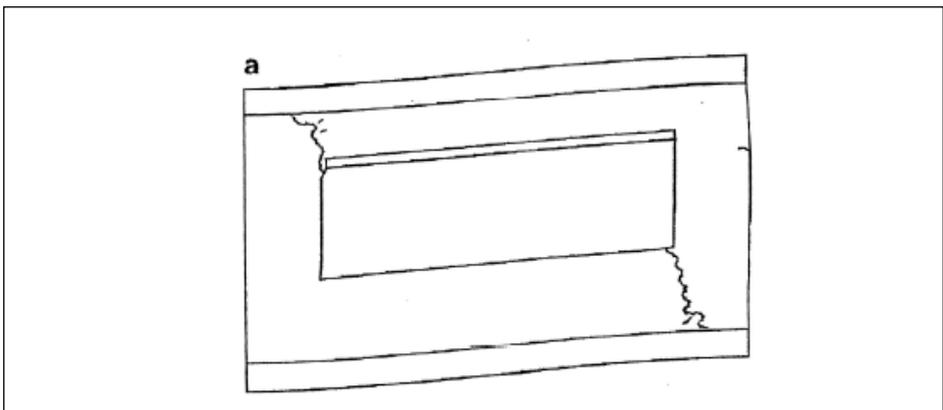


Figura 4.4. Fisuración debida al descenso de un pilar. (Fathy, 2009).

Los autores, una vez estudiados distintas geometrías y casos de carga concluyen que el estudio mediante elementos finitos pueden describir los distintos patrones de fisuración aparecidos. La influencia de la geometría, como el tamaño de los huecos, es más acusada en el caso de deformación excesiva de vigas que en el caso de asiento diferencial de uno de los pilares. Para deformaciones de $1/500$ a $1/300$ la fábrica aparece agrietada. Otros valores de las propiedades de la fábrica de ladrillo, como resistencia a tracción o módulo de elasticidad, provocan similares agrietamientos finales en los paños.

Los movimientos impuestos por la estructura a un cerramiento no portante dependen de la geometría del edificio, las cargas en servicio y el proceso constructivo del edificio.⁴⁹ Los estudios existentes muestran el comportamiento de un edificio de cinco alturas y con cerramiento con hoja exterior inserta en la estructura, en sus cuatro plantas altas y dejando libre la planta baja. En la Figura 4.5 se establece el proceso constructivo. En primer lugar se ejecuta la estructura y posteriormente se realiza el cerramiento de abajo hacia arriba.

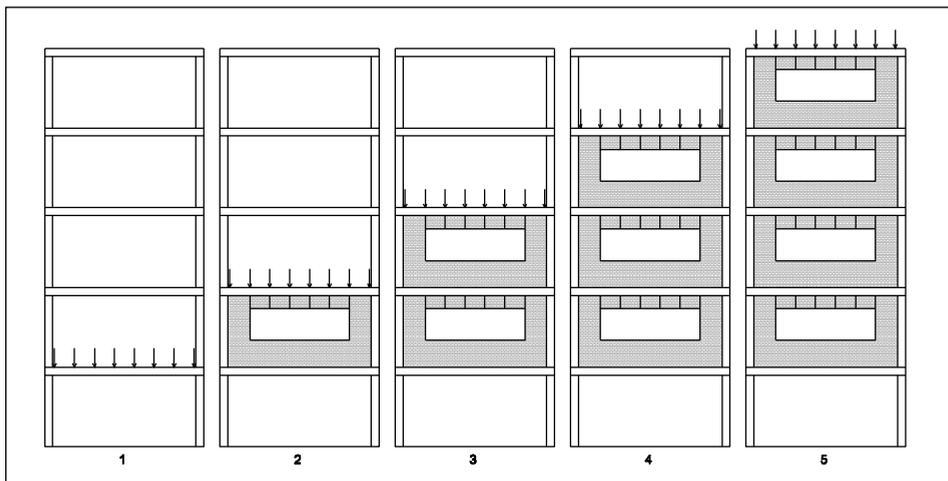


Figura 4.5. Proceso de ejecución. (Fathy, 2009).

⁴⁹ Fathy A.M; Planas, J.; Sancho, J.M.: Determination of masonry crack evolution due to differential displacements: a numerical study. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. 2009.

En un primer momento se calculan los desplazamientos de cada uno de los forjados, Figura 4.6. Se observa que el desplazamiento total máximo se produce en el último forjado, ya que le afecta el acortamiento de los pilares de todo el pórtico. Sin embargo la deformación máxima se produce en el primer piso. La deformación diferida, que controlará la fisuración del paño se produce en la primera planta. Una vez obtenidos se aplican los movimientos a cada uno de los paños del cerramiento para ver su comportamiento frente a estos desplazamientos impuestos.

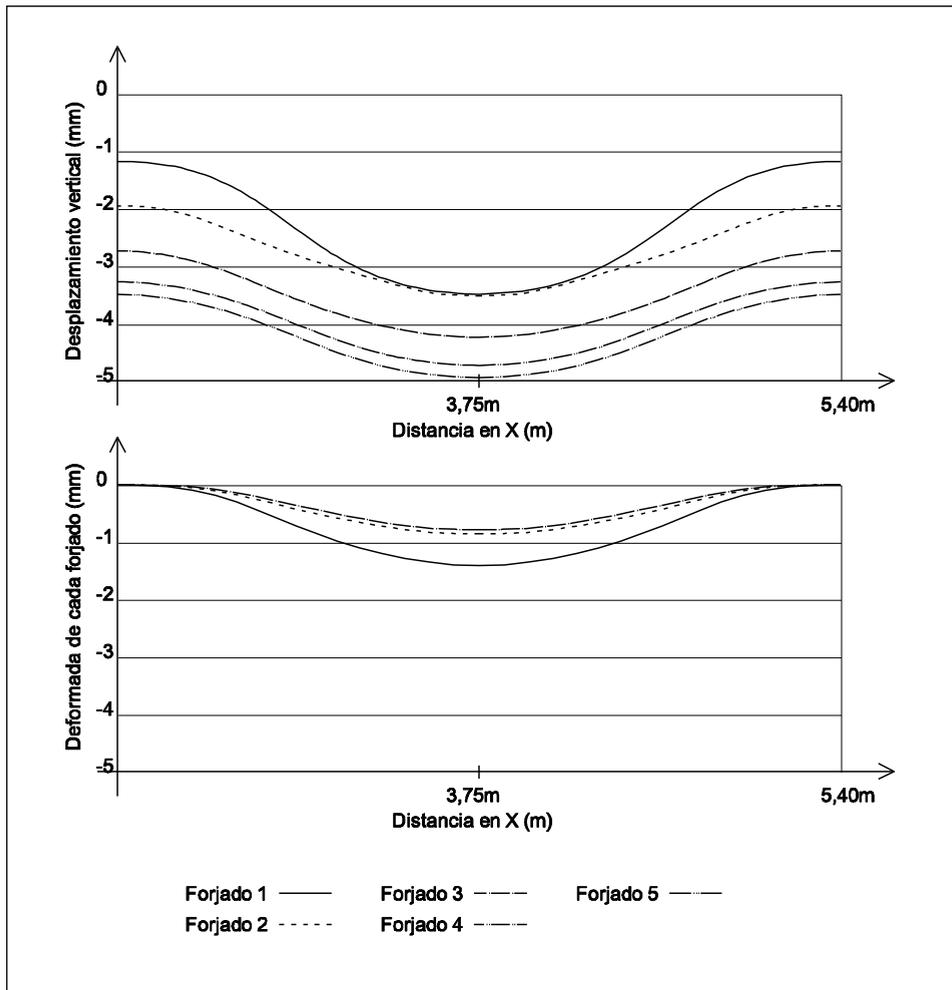


Figura 4.6. Desplazamiento total en los forjados (Fathy 2009)

Frente a los desplazamientos impuestos el paño más fisurado será el que se encuentra en la parte más baja del edificio, debido a la acumulación de cargas de los paños superiores sobre los inferiores. En la Figura 4.7 se observa la fisuración producida por la deformación de la estructura obtenida con las cargas en servicio. Las fisuras se inician en las esquinas de los huecos en todas las plantas. La primera planta es la que sufre una mayor fisuración.

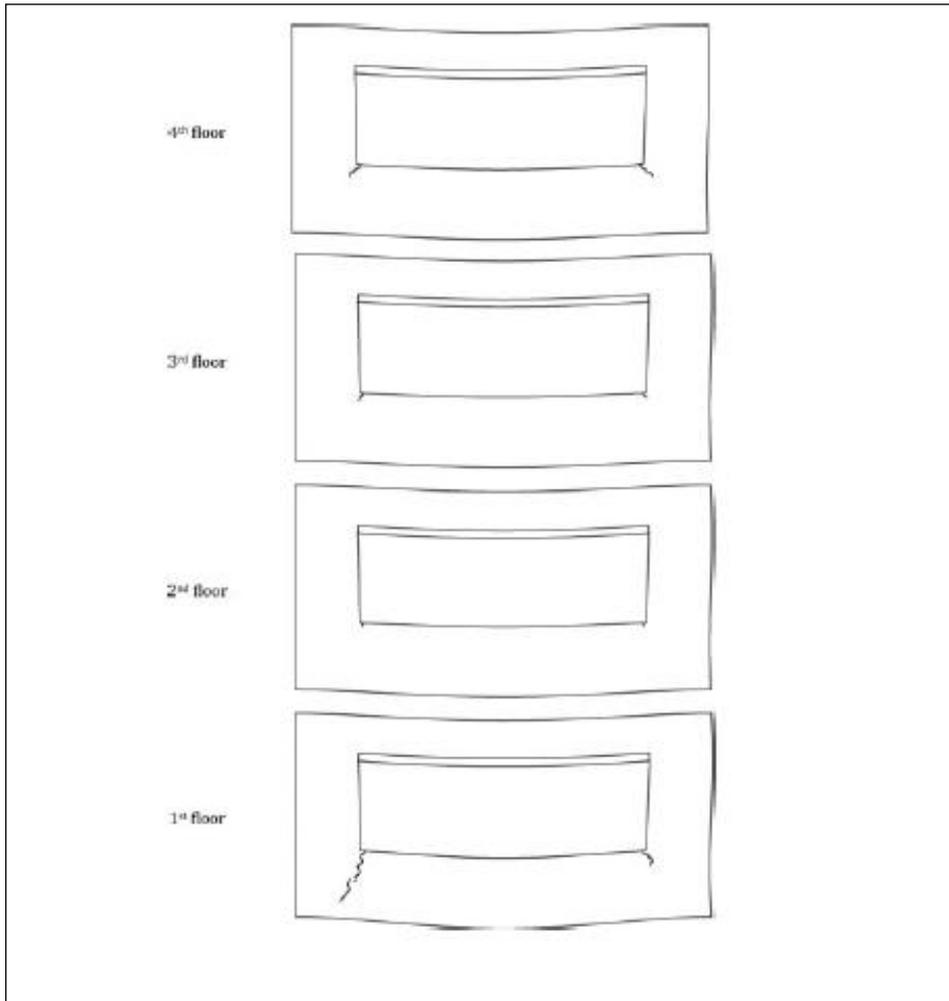


Figura 4.7. Patrón de fisuración en el edificio actuando las cargas en servicio. (Fathy, 2009)

En el paño de primera planta, el más afectado por la fisuración, se describe la evolución de la fisuración al incrementar la carga de los forjados por encima de la carga en servicio. La Figura 4.8 muestra el proceso de aparición de fisuras en tres casos con diferente resistencia del ladrillo.

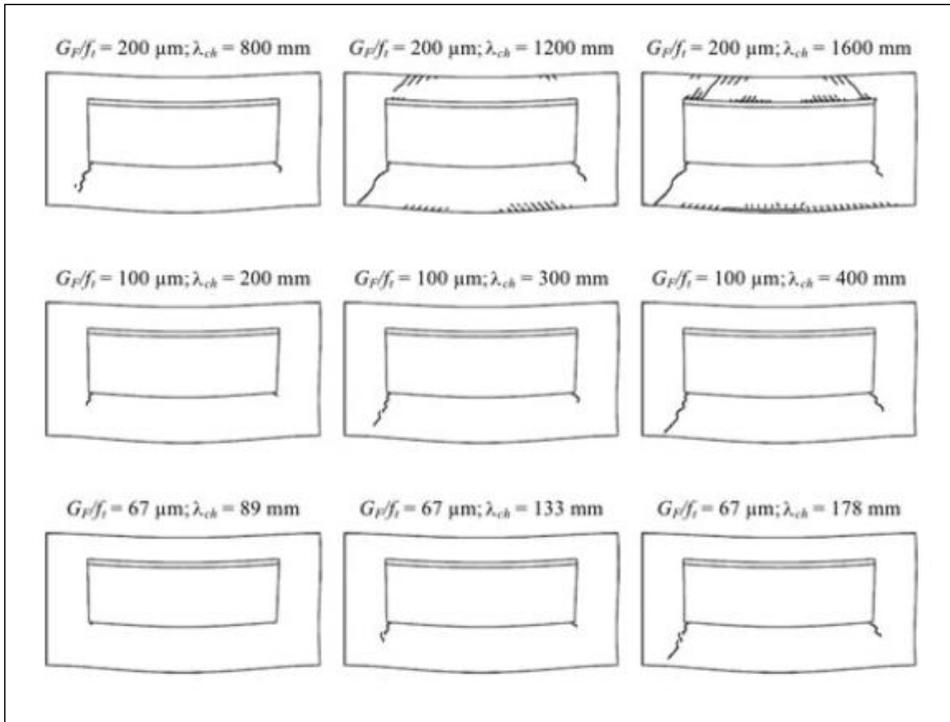


Figura 4.8. Evolución de la fisuración del paño de primera planta (Fathy, 2009)

Las fisuras se inician en las esquinas inferiores de la ventana. Aparecen dos familias de fisuras, la primera para materiales frágiles (valor bajo de λ), que es la que aparece en las esquinas de las ventanas y es la fisura dominante. La segunda familia de fisuras, en materiales menos frágiles (mayores valores de λ), donde la fisura dominante a partir de una deformación dada del forjado es una fisura horizontal en la parte baja del panel.

4.2. Estudio de la fisuración por tracción y cortante

El origen de la fisuración de la fábrica es en muchos casos la baja resistencia a tracción y cortante. El estudio de los fallos en la fábrica ha sido muy estudiado y ensayado frente a sollicitaciones de compresión y compresión y cortante. Los ensayos y estudios sobre el fallo bajo sollicitaciones y cortante son menores.

La dirección del esfuerzo es muy importante en el comportamiento de la fábrica de ladrillo, especialmente en su rotura debido a que se trata de un material compuesto. Los ladrillos y el mortero se disponen formando hiladas. Las grietas aparecen en los paños de fábrica con diversos ángulos en relación a las hiladas⁵⁰. La Figura 4.9 muestra una fisuración siguiendo una trayectoria sensiblemente horizontal (caso A y B), fisuras verticales (caso C) y fisuras con inclinación de 45° (caso D).

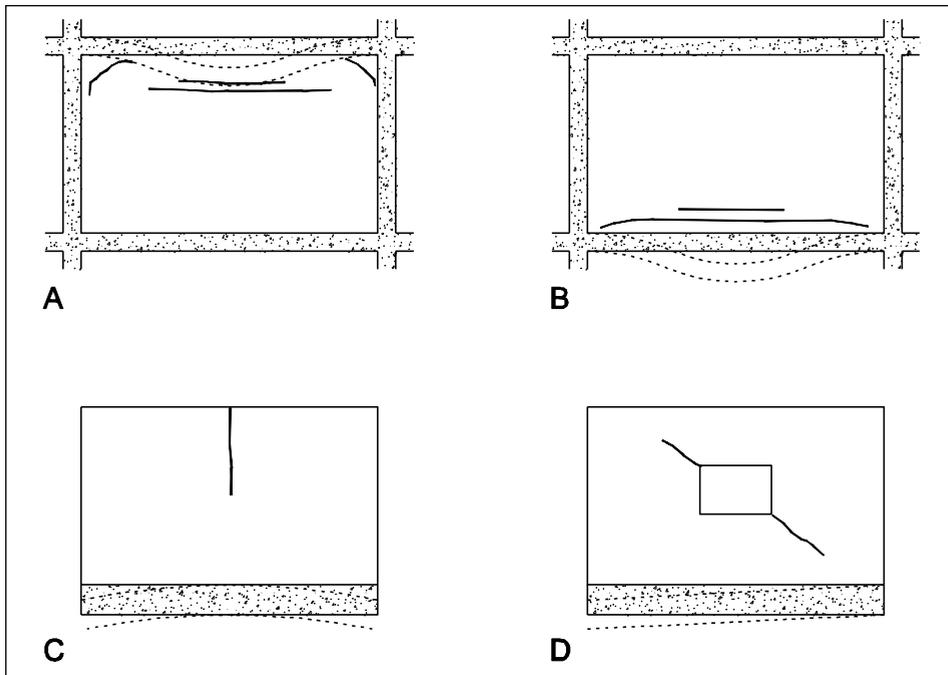


Figura 4.9. Distintas fisuraciones inducidas por movimientos estructurales.

⁵⁰ Reyes E.; Casati M.J.; Gálvez J.C.: Estudio experimental de la fisuración de la fábrica de ladrillo bajo sollicitaciones de tracción y cortante en modelos reducidos. Mater. Construcc., Vol. 58, pp. 69-83, 2008.

La investigación de Reyes (2008) estudia las distintas formas de propagación de la fisuración se realizaron ensayos con probetas de fábrica de ladrillo a escala $\frac{1}{4}$ de la fábrica real con una prensa universal de ensayos hidráulica servo controlada. Foto 4.1.

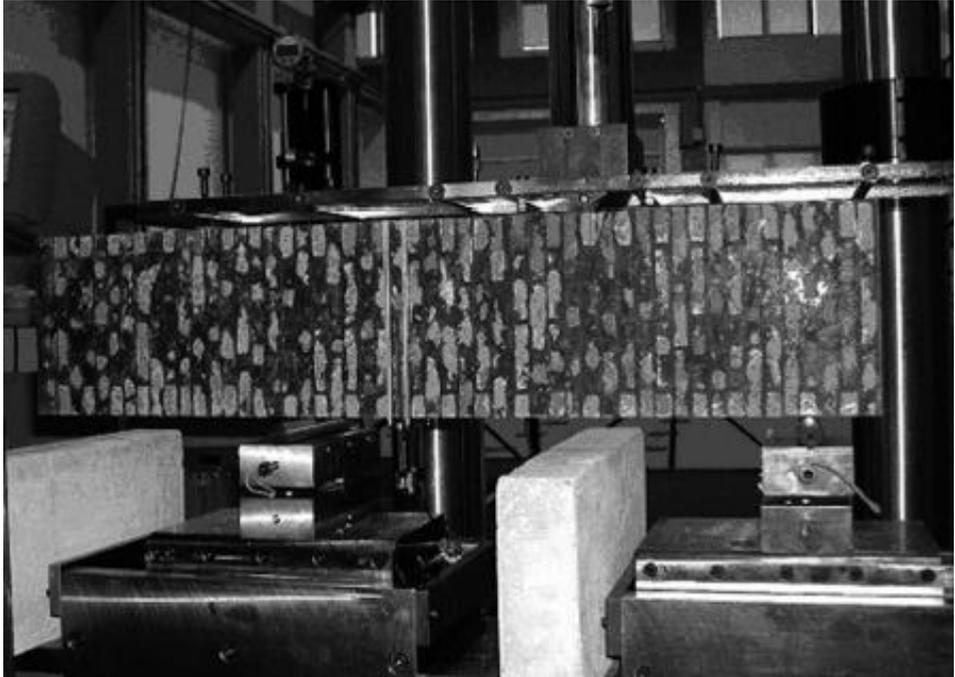


Foto 4.2. Prensa hidráulica con probeta de fábrica de ladrillo. (Reyes, 2008).

Para poder ensayar la tracción y el cortante las probetas se diseñaron con muro a soga de medio pie de espesor, con tres orientaciones distintas para los tendeles, a 0° , 45° y 90° . Durante el ensayo se tomaron la carga, el desplazamiento, el tiempo transcurrido y el desplazamiento entre dos puntos. Sobre las probetas se realizan entallas que son el inicio de las fisuras. Se ensayaron dos tipo de probetas, unas a compresión y otras a flexión.

El resultado de los ensayos pone de manifiesto la dependencia que tienen las propiedades de la fábrica con la orientación de los tendeles. Los tendeles de mortero actúan como planos de debilidad. La rotura de la fábrica se produce de siguiendo dos mecanismos, mediante la fisuración a través de las juntas o por fisuración tanto en el mortero como en el ladrillo.

La probeta ensayada tiene la geometría mostrada en la Figura 4.10. La probeta se encuentra biapoyada con un vuelo de longitud $7/4$ de la altura. A una distancia de dos cantos desde el apoyo izquierdo se realiza una entalla en la fábrica de ladrillo con objeto de crear un punto de debilidad por donde empezará la fisuración. La probeta se someta a flexión en tres puntos con la entalla asimétrica, mostrando distinto comportamiento en función de la orientación de las hiladas de ladrillo.

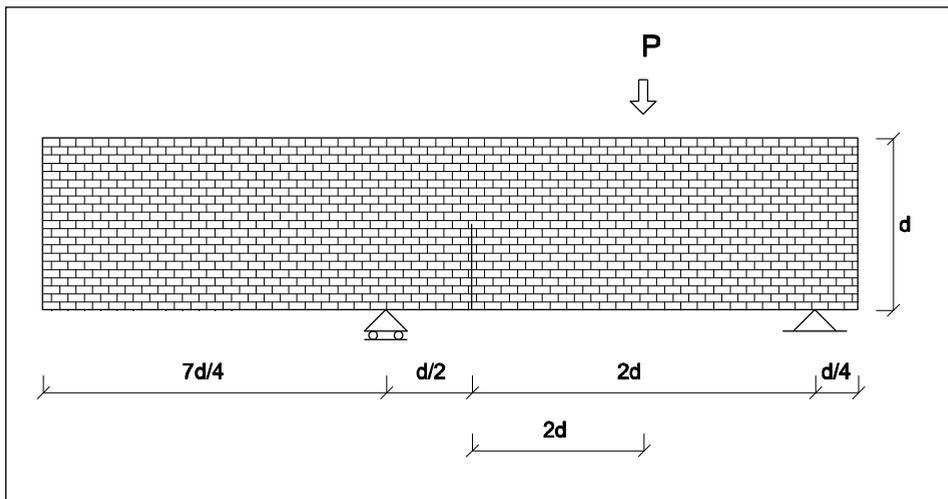


Figura 4.10. Geometría ensayo (Reyes, 2008)

En la Foto 4.3 se observa la fisura en cada una de las cuatro probetas, la a) con una inclinación de tendeles de 0° , la b) con 90° , la c) con 45° y la d) con -45° . Los ensayos muestran la debilidad del interfaz ladrillo-mortero. La propagación de la fisura se realiza por el tendel con las inclinaciones de 90° y de 45° . En el caso de la orientación a -45° , la fisura discurre perpendicular a los tendeles rompiendo ladrillos y morteros hasta alcanzar el punto de aplicación de la carga. En la Foto 4.3 los ladrillos aparentan ser irregulares pero en realidad no lo son, son manchas superficiales de lechada de mortero que se produjeron al confeccionar las probetas.

La fábrica se tiene la menor resistencia cuando la grieta se propaga por la junta entre el ladrillo y el mortero. De las probetas ensayadas corresponde a la probeta con la orientación de 45° en los tendeles, muestra c). La mayor resistencia se da cuando la fisura tiene que cortar los ladrillos, que corresponde con la orientación de -45° .

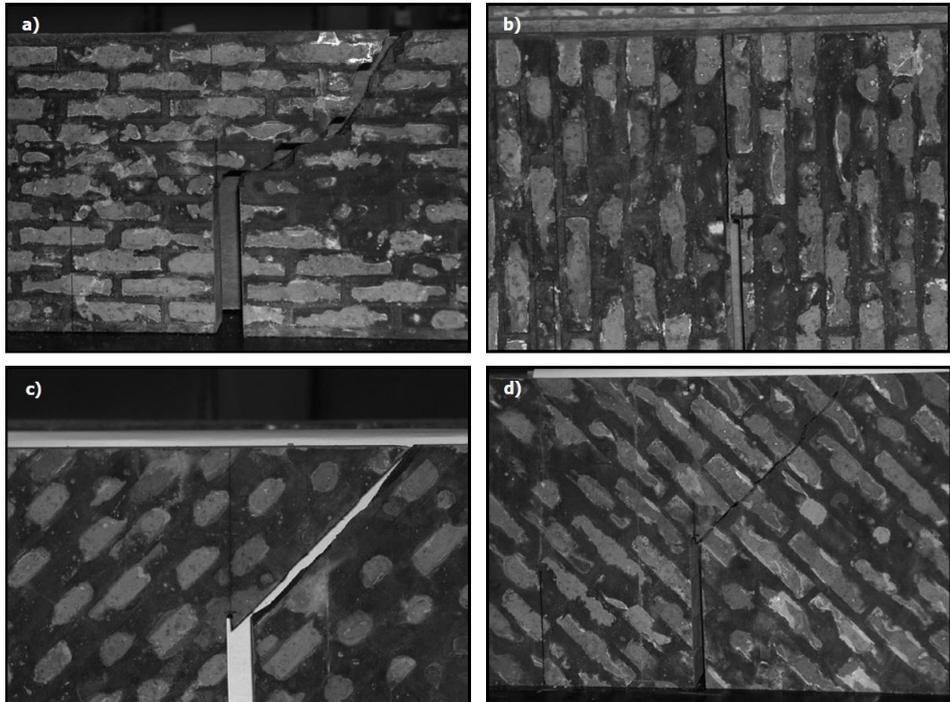


Foto 4.3. Fisuras en las cuatro probetas. (Reyes, 2008)

Los resultados de este ensayo pusieron de manifiesto la dependencia que tienen las propiedades mecánicas de la fábrica con la orientación de los tendeles. Se observó que las juntas entre el ladrillo y el mortero constituyen el elemento más débil de la fábrica.

La resistencia de la fábrica aumenta cuanto mayor es el ángulo formado entre la dirección de la grieta y la dirección de los tendeles. Es el caso de la probeta con una inclinación de -45° , donde el mecanismo de rotura fue mixto, rompiendo ladrillos y juntas de mortero, el que rompió bajo una mayor carga.

4.3. Estudio de la fisuración por movimientos térmicos

Los movimientos térmicos son unas de las causas de fisuración de las fábricas de ladrillo, Foto 4.4. El cerramiento con hoja interior inserta en la estructura también ha sido estudiado mediante simulaciones con elementos finitos para estudiar sus movimientos térmicos⁵¹. Los autores realizan una encuesta sobre edificios construidos en los que han aparecido fisuras y también utilizan modelos matemáticos para predecir el comportamiento. A pesar de ser una causa muy frecuente de fisuración existe poca literatura al respecto.



Foto 4.4. Fisuras en cerramiento de ladrillo con huecos.

Los autores estudian la acción del soleamiento sobre una cubierta horizontal provoca movimientos horizontales sobre la estructura. Además, la temperatura en la cara superior no es la misma que en la cara inferior lo que provoca una curvatura del forjado. En un edificio con el cerramiento inserto en la estructura la obra de fábrica está conectada a la estructura de hormigón armado. Los movimientos térmicos de la estructura pueden provocar una sobrecarga en la fábrica generando fisuración.

⁵¹ Dilrukshi, K.; Dias, W.; Rajapakse, R.: Numerical modelling of cracks in masonry walls due to thermal movements in overlying slab. *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 1411-1422. 2010.

Las fisuras observadas en muros confinados aparecen en un primer momento debajo de la viga y la propagación se realiza con una dirección de 45° . En la Foto 4.5 se observa claramente este fenómeno. Cuando la fisura aumenta en longitud y alcanza el pilar, cambia de dirección y se propaga verticalmente hacia abajo.



Foto 4.5. Fisura debida a movimientos térmicos (Dilrukshi, 2010).

Los modelos numéricos coinciden con lo observado en la muestra de edificios. Al introducir el movimiento provocado por el incremento de temperatura se generan tensiones que la fábrica no es capaz de soportar y aparecen fisuras. El análisis numérico no lineal predice el agrietamiento diagonal cerca de los bordes de la pared, debido a las altas tensiones principales y a las tensiones de cizallamiento en el interfaz de los elementos. La temperatura del forjado superior varía entre los 23°C y 60°C . Las primeras fisuras aparecen cuando el forjado tiene una temperatura de $57,7^\circ$. La Figura 4.11 muestra el modelo estudiado y la propagación de la fisuración. El modelo estudiado por los autores corresponde a un pórtico de hormigón armado de dos vanos con una altura que tiene un elemento de fábrica inserto en él. La altura libre son 3 m y la luz entre pilares también 3 m.

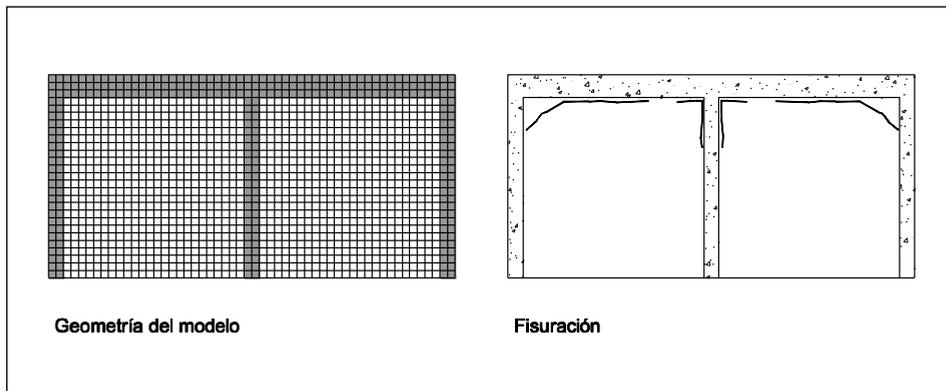


Figura 4.11. Movimientos térmicos en un panel ciego (Dilrukshi, 2010)

La inclusión en el modelo de una venta de 1,5 m x 1,0 my un dintel de hormigón tiene efectos sobre la propagación de la fisuración. En este caso, la primera fisura aparece cuando el forjado superior está a 45°C, inferior a la temperatura de inicio de fisuración en el modelo sin huecos. La fisura se inicia en la esquina derecha del hueco, se mueve en horizontal hasta llegar al final del dintel y se propaga verticalmente hasta llegar al forjado donde continua en horizontal (Figura 4.12). En la esquina izquierda del modelo estudiado la fisuración producida es similar a la aparecida en el modelo sin huecos, aunque en este caso la fisura aparece de forma posterior a la aparecida en la esquina de los huecos.

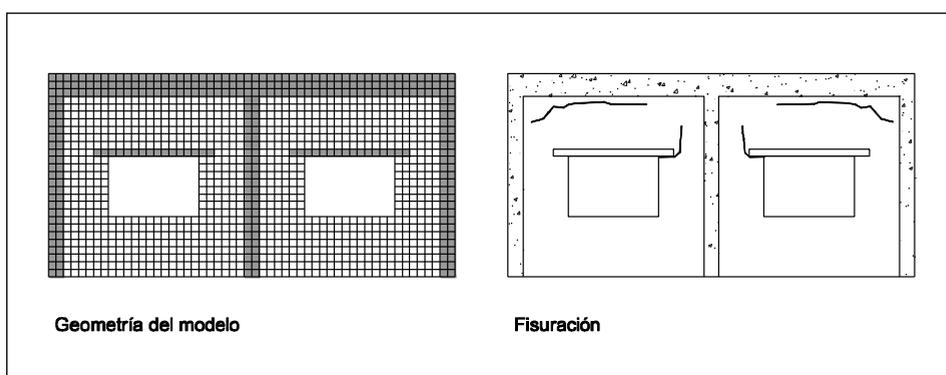


Figura 4.12. Movimientos térmicos en un panel con huecos (Dilrukshi, 2010)

La ubicación y la orientación de las fisuras dependen de si está inserto o no en la estructura de hormigón. Los huecos y aberturas también influyen en el patrón de fisuración. Si el muro es portante las fisuras tienen una inclinación alrededor de 60° y si el muro está confinado en la estructura la inclinación disminuye hasta 45° .

La propuesta de Dilrukshi para evitar estas fisuras consiste en separar la estructura portante de los paños de fábrica. En el caso del paño inserto en la estructura una junta en cabeza no es suficiente. Al estudiar el modelo con una junta horizontal en el encuentro con el forjado cuando se incrementa la temperatura del forjado superior aparecen fisuras verticales en el encuentro por los pilares. La recomendación final consiste en una junta horizontal con el forjado y una junta vertical con los pilares hasta una altura de $1/3$ de la altura del paño (Figura 4.13).

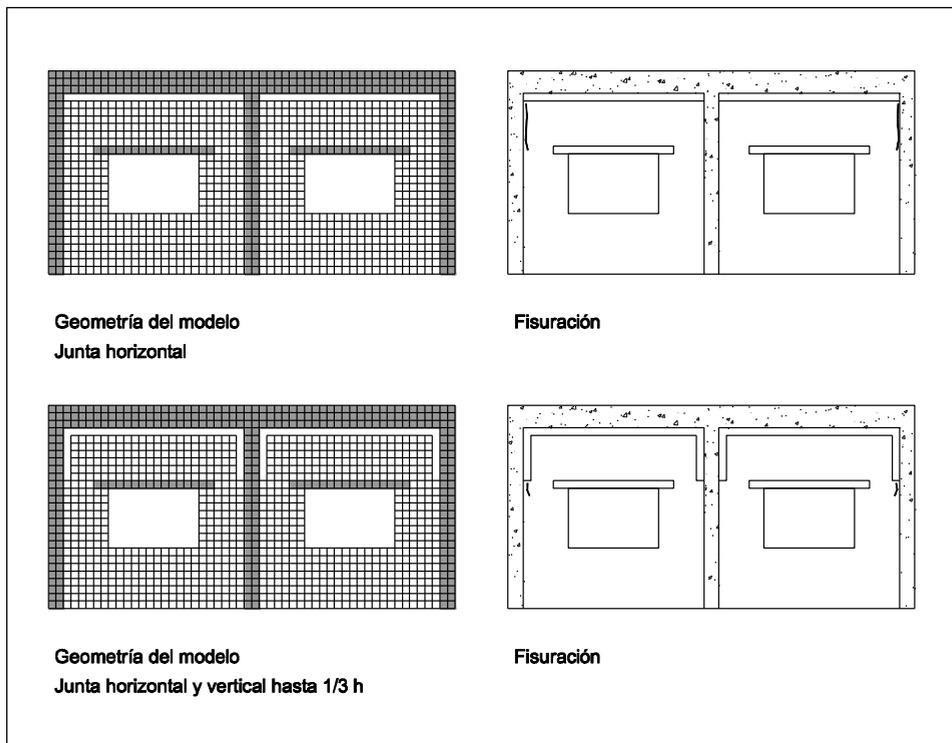


Figura 4.13. Juntas de movimiento para evitar fisuración debida a movimientos térmicos.

4.4. Estudio de la expansión por humedad

La expansión por humedad de las piezas cerámicas se produce por la absorción de humedad ambiental, se inicia en el momento en que la pieza sale del horno y progresa según una curva asintótica, produciéndose la expansión mayor los primeros días y reduciéndose más tarde. La expansión final por humedad tiene unos valores comprendidos entre 0,15 – 1 mm/m⁵².

Los daños relacionados con la expansión por humedad han aparecido de forma frecuente desde los años 80 provocando lesiones importantes. Estos daños han aparecido unos meses o años después de gran actividad industrial en el sector de la construcción.

Se trata de un movimiento natural en el material, igual que la retracción en el hormigón. La retracción del hormigón se ha estudiado en profundidad, se identifica fácilmente en obra y existen recomendaciones para evitar los daños que podría generar.

Las causas que provocan la expansión son el tipo de arcilla, la temperatura de cocción, el tiempo entre fabricación y puesta en obra y la presencia de humedad⁵³.

El tipo de arcilla influye en la magnitud del fenómeno. Los ladrillos cerámicos compuestas por arcillas caoliníticas presentan mayores expansiones que las compuestas con arcilla con alto contenido calcáreo.

Para cada tipo de arcilla existe una temperatura para la cual la expansión por humedad es máxima. Esta temperatura crítica no suele coincidir con la temperatura óptima de cocción, por tanto, un ladrillo bien cocido no presentará expansión máxima. La red cristalina de sílice y alúmina presenta defectos que se estabilizan fijando moléculas de agua y un aumento de volumen.

La expansión por humedad en función del tiempo es una curva exponencial con una asíntota horizontal. Una gran parte de la expansión total aparece en los primeros días tras su cocción. Si las piezas se disponen en obra a los pocos días de su cocción los daños debidos a la expansión por humedad serán mayores.

⁵² CTE-DB-SE-F Valores en función de los cuales se limita la distancia entre juntas de dilatación

⁵³ Patología materiales cerámicos

La humedad es el desencadenante del fenómeno. Humedeciendo el ladrillo en los días anteriores a su puesta en obra se puede reducir su expansión residual.

Otro factor indirecto es la retracción del hormigón. El paño de cerramiento inserto en la estructura aumenta de tamaño debido a la humedad y la estructura en la que se inserta reduce sus dimensiones debido a la retracción y fluencia del hormigón. Son dos fenómenos de signo contrario que aumentan las consecuencias de la expansión por humedad.

Las consecuencias son el abombamiento de la fábrica cuando esta se encuentra inserta en la estructura, la aparición de fisuras en centro del paño y la aparición de fisuras verticales y horizontales.

4.4.1. Expansión por humedad en ladrillos

Los ensayos realizados⁵⁴ en los laboratorios de Materiales de Construcción del Centro de Enseñanza Superior CEU-Arquitectura (UPM) y la Escuela Politécnica Superior (Universidad San Pablo-CEU), financiados por HISPALYT (Asociación Española de Fabricantes de Ladrillos y Tejas) y la Fundación Universitaria San Pablo-CEU estudian el comportamiento de 1000 probetas de 22 ceramistas de todo el territorio nacional. Los ensayos estudiaron a lo largo de 8 años la etiología del material en varios tipos de condiciones medioambientales y se han realizado ensayos complementarios relativos a la reversibilidad de los ciclos de recocido, la retracción que experimenta el material en temperaturas de servicio y la sensibilidad a la expansión del material en distintos procesos de expansión acelerada.

Uno de los resultados de los resultados de los ensayos es la caracterización de la expansión por humedad en España. La Tabla 4.1 recoge los valores medios de la expansión a 4 años.

En interior mm/m	En exterior mm/m	Atmósfera saturada mm/m
0,643	0,460	0,819

Tabla 4.1. Clasificación por expansividad

⁵⁴ Gordejuela, I.: Determinación de la expansión por humedad en los productos cerámicos de uso estructural, Tesis Doctoral.

Los autores realizan una clasificación de los materiales en función de la expansividad, utilizando valores medios y máximos. La clasificación se resume en la Tabla 4.2.

Expansividad media de las tres condiciones ambientales		
Expansividad	Expansión (mm/m)	Total
Baja	<0,40	25%
Media	0,40-0,80	50%
Alta	>0,80	25%
Expansividad máxima de las tres condiciones ambientales		
Expansividad	Expansión (mm/m)	Total
Baja	<0,40	20%
Media	0,40-0,80	30%
Alta	>0,80	50%

Tabla 4.2. Clasificación por expansividad y condiciones ambientales.

La expansión de las cerámicas españolas toma valores medios, comprendidos entre 0,40 y 0,80 mm/m. La expansión media final de la campaña tomó un valor de 0,65 mm/m y la expansión máximos de 0,85 mm/m.

La expansión en condiciones de saturación de humedad es un 28% mayor que la expansión en condiciones de intemperie y un 78% mayor que en condiciones interiores, de laboratorio. Por tanto, el valor de la expansión es muy sensible a la humedad del ambiente.

La situación de en España se encuentra en una posición media comparando con otros países. Australia, Sudáfrica o Estados Unidos presentan una mayor frecuencia en aparición de lesiones. El valor de la expansión por humedad se recoge en la normativa española. El resultado de los ensayos ha permitido a los fabricantes a tomar conciencia de la importancia del fenómeno, apareciendo en los últimos años una reducción en los valores estudiados.

La evolución temporal de la expansión se refleja en curvas expansión tiempo. En ellas se observa que el crecimiento debido a la expansión por humedad se manifiesta a lo largo de toda la vida de la cerámica. Es más rápida al principio y se estabiliza progresivamente. La fecha definitiva varía en función del fabricante, en algunos es a las pocas semanas o meses y en otros hasta los 4 o 5 años.

Los autores de los ensayos observaron tres tipos de curvas expansión/tiempo (Figura 4.14). La primera (A) con fuertes crecimientos a los pocos días y estabilización rápida. La segunda (B) con crecimientos importantes en los primeros días y estabilización progresiva con valores pequeños a partir de los primeros años. La tercera (C) con crecimientos iniciales bajos y finales grandes y dilatados en el tiempo.

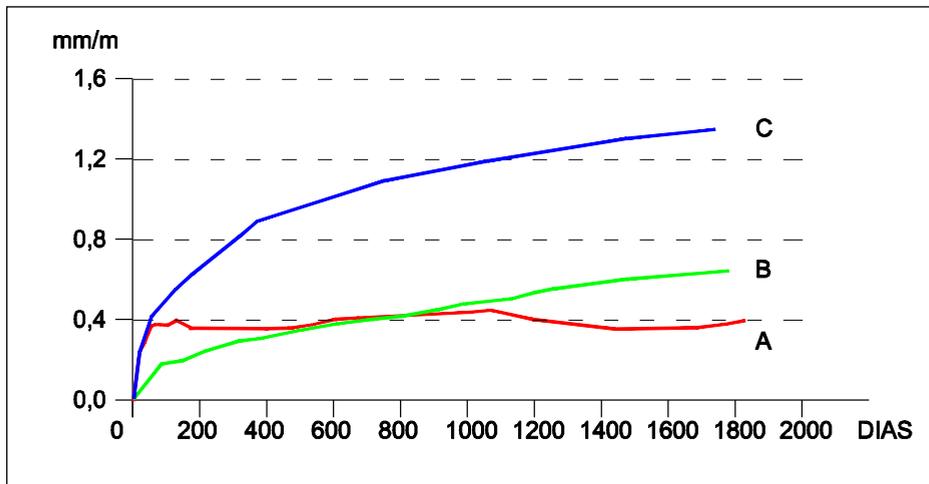


Figura 4.14. Tipos de curvas expansión/tiempo encontradas.

A partir de los resultados obtenidos es difícil encontrar un modelo general de comportamiento para cualquier material cerámico. Los autores obtuvieron curvas promedio para condición ambiental, utilizando los datos de todas las probetas.

La curva correspondiente a la exposición a la intemperie es la más representativa del valor promedio de las cerámicas. Esta curva en el primer mes la expansión por humedad media observada en un 25% de la encontrada a 4 años. En el primer año la expansión por humedad media observada supone un 62% de la encontrada a 4 años.

A partir de los crecimientos se obtienen los valores de velocidad de incremento, relacionada con el tiempo de almacenamiento tras su fabricación, el decaimiento inicial de su valor, el descenso del valor de la velocidad a medio plazo y la velocidad de crecimiento de salida. La Figura 4.15 muestra la curva expansión tiempo y su correspondiente velocidad tiempo.

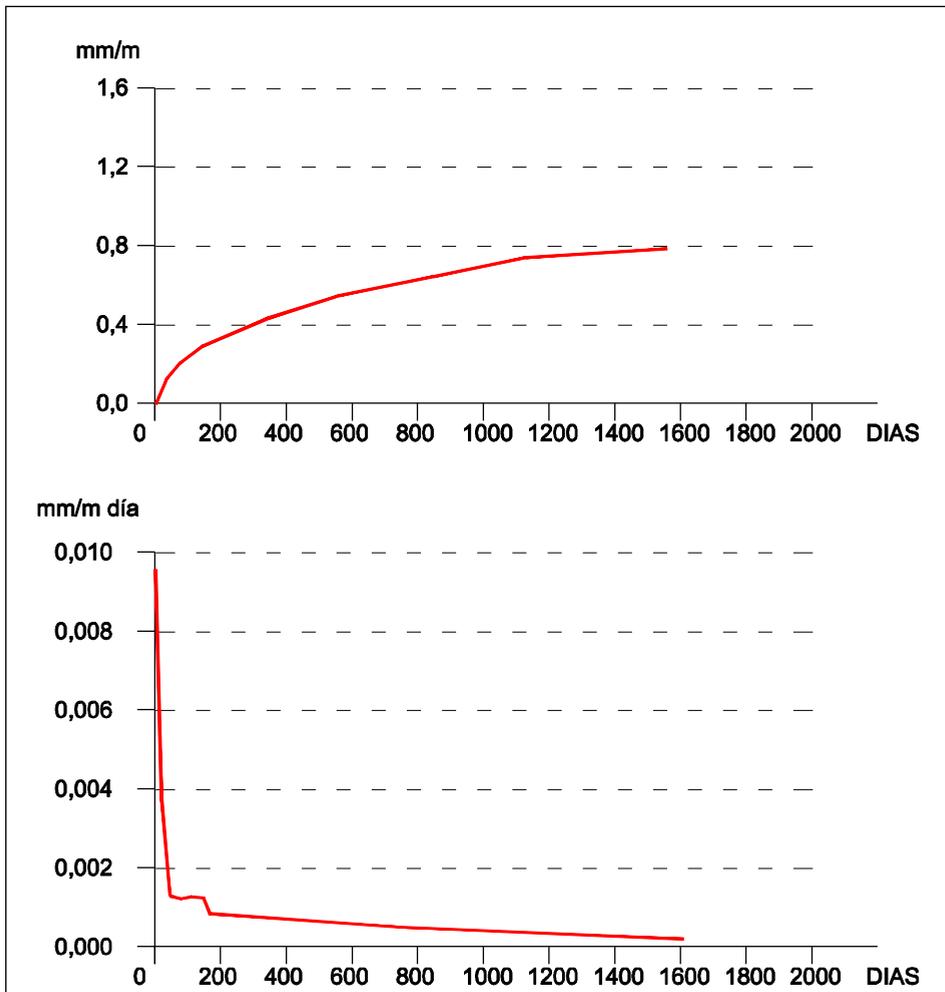


Figura 4.15. Curvas medias expansión/tiempo y velocidad/tiempo en condiciones de intemperie.

Durante la primera semana se aprecian las mayores velocidades de crecimiento, que pueden llegar a ser superiores a 200×10^{-4} mm/m día, del orden de 100 veces mayores a las que se observan al cabo de 4 años. De los ceramistas estudiados prácticamente la mitad presentan valores de velocidad elevados, mayores a 100×10^{-4} mm/m día. Solamente cuatro presentan valores

bajos de velocidad inicial, con valores inferiores a 50×10^{-4} mm/m día. La dispersión de los valores de velocidad inicial es grande.

Tras el período de desaceleración brusca se produce en general una fase en la que la velocidad de expansión estabiliza su valor. En la mayoría de los fabricantes este período comienza al mes o mes y medio y termina entre mes y medio y seis meses. Esta fase ha sido denominada fase meseta, su duración y forma depende de cada cerámica. El inicio de la fase meseta en el 75% de los casos tienen una duración de 45 días y el final de la meseta el 60% de los casos a los 155 días. Es difícil encontrar un modelo para esta parte de la curva.

A partir de los 155 días la mayoría de las cerámicas estudiadas por los autores experimentan un crecimiento con velocidades bajas y constantes. En esta fase es más sencillo proponer un modelo para acotar la velocidad final de crecimiento.

Los autores concluyen que las cerámicas españolas tienen un crecimiento progresivo difícil de modelizar, en especial por la fase meseta. Los modelos propuestos por otros autores no se adaptan bien al comportamiento de la mayoría de las cerámicas españolas.

4.4.2. Expansión por humedad en muros

En este punto se reflejan los estudios realizados para relacionar la expansión por humedad de las probetas y la fábrica de ladrillos, compuesta por ladrillos y mortero. Se han realizado multitud de ensayos sobre muretes desde los años 60 pero los resultados han sido muy diversos, de manera que sigue existiendo una incertidumbre en la relación entre la expansión por humedad de ladrillos y del muro.



Foto 4.6. Ensayos realizados por Gordejuela.

La Foto 4.6 muestra la probeta de muro ensayada. Se trata de la medición de la expansión horizontal, por influir menos en esta dirección el espesor de mortero y por ser un parámetro relacionado con las juntas de movimiento de las fachadas. Es un murete de 5 hiladas no adherido al suelo ni encajado con otros transversales. Para que el ensayo sea comparable con el de los ladrillos, debe evitarse coacción por el rozamiento con el suelo y también debe evitarse el soleamiento, que puede provocar distorsiones, dilataciones de tipo térmico.

La Figura 4.16 muestra los resultados obtenidos. Durante los primeros días el comportamiento del ladrillo y del muro aparece más diferenciado. En este momento en el muro el ladrillo se encuentra en contacto con la humedad del mortero y aparece la retracción del mortero. Los muretes presentan un crecimiento mayor en los primeros días del ensayo y una tendencia a ralentizar su crecimiento posterior. Existe una proporcionalidad entre los valores en muretes y en probetas, apreciándose mejor pasados los 100 días. Las velocidades de expansión y la expansión total son menores en muros que en las probetas.

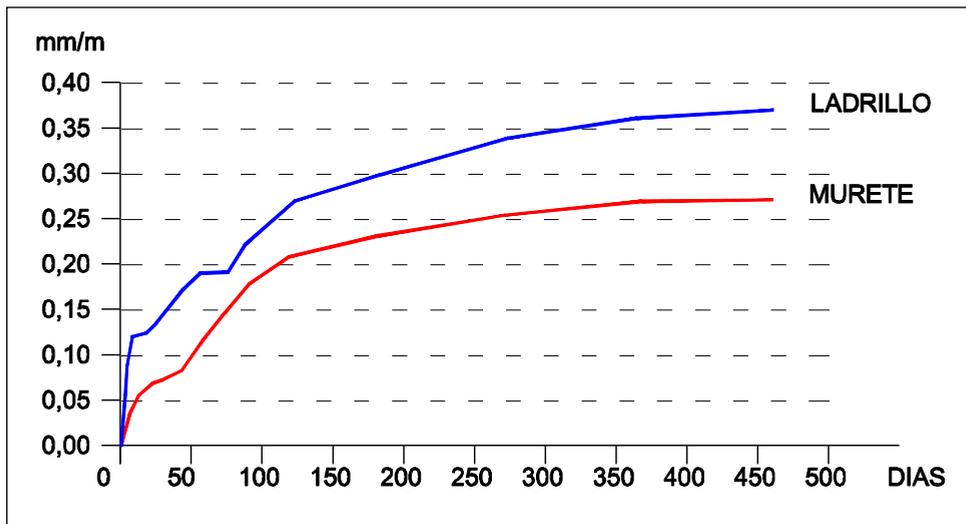


Figura 4.16. Comparativa resultado ensayos expansión por humedad del ladrillo y del murete ensayado.

A partir de los valores se estima una relación entre los valores de expansión en muretes y en ladrillos para valores superiores a 183 días del orden 0,76. Esta relación es similar para todos los casos estudiados por los autores, como se ve en la Tabla 4.3.

7 días	28 días	60 días	90 días	122 días	183 días	274 días	365 días
0,747	0,736	0,767	0,845	0,843	0,790	0,758	0,741

Tabla 4.3. Relación expansión por humedad en muretes / ladrillo

Los resultados obtenidos en el primer año se asume que esta relación se mantendrá para tiempos de ensayo mayores, además se observa una tendencia a la baja que dejaría esta relación del lado de la seguridad.

4.4.3. Evitar daños provocados por expansión por humedad

El material presenta la mayor velocidad de expansión en los primeros días, por tanto debe posponerse la colocación del material. La duración media del período con mayores aceleraciones está entre 10,5 y 44 días. Es recomendable por parte del fabricante realizar ensayos de expansión natural a 45 y 60 días. Los técnicos deben conocer la fecha de fabricación del material y los resultados de los ensayos de expansión, para disponer las juntas de movimiento del cerramiento a las distancias adecuadas. Los movimientos causados por la expansión por humedad son irreversibles no así los debidos a las dilatación térmicas.

Es recomendable humectar el material, dando tiempo a que esta se produzca, en la práctica es recomendable evitar el empaquetado total, quitando los plásticos de embalaje en los acopios o mojando el material antes de su colocación en obra, especialmente en verano y épocas de gran actividad en la construcción.

Los cerramientos, debido a que los ladrillos se colocan con juntas de mortero, tienen cierta capacidad de acomodación en su movimiento. Los morteros bastardos con adición de hidróxido de cal son más flexibles que los de cemento, y por tanto mejoran esta acomodación de la cerámica. Las piezas grandes son más sensibles a la aparición de lesiones, al tener un menor número de juntas de mortero.

Finalmente, debe cuidarse el diseño de esquinas, huecos, elementos con láminas impermeables y fábricas entre elementos rígidos.

4.5. Estudio de los daños provocados por impactos

En ocasiones las situaciones accidentales pueden ser importantes en la construcción de una edificación. El riesgo de explosión en una estructura de un horno puede ser importante. Mediante el método de elementos finitos y su fisuración también se puede simular numéricamente los daños producidos por un impacto. La rotura de materiales frágiles es complicada de modelizar, existen estudios realizados basándose en resultados empíricos.⁵⁵

Los estudios realizados mediante modelización numérica⁵⁶ se basan en desarrollar un modelo para estimar los daños en los materiales, la distribución de fragmento y la velocidad de impacto. El modelo de estudio elegido fue una pared de mampostería, mediante la utilización de un macromodelo que homogeniza el ladrillo y el mortero. La investigación verifica la fiabilidad del uso de la modelización homogeneizada para simular la respuesta de la fábrica frente al impacto. La distancia de la carga explosiva influye en los daños y en el tamaño de los fragmentos. Cuando la distancia es menor los fragmentos de la fábrica también lo son. El modelo es capaz de predecir el tamaño de los fragmentos, como se muestra en el ejemplo de la Figura 4.17.

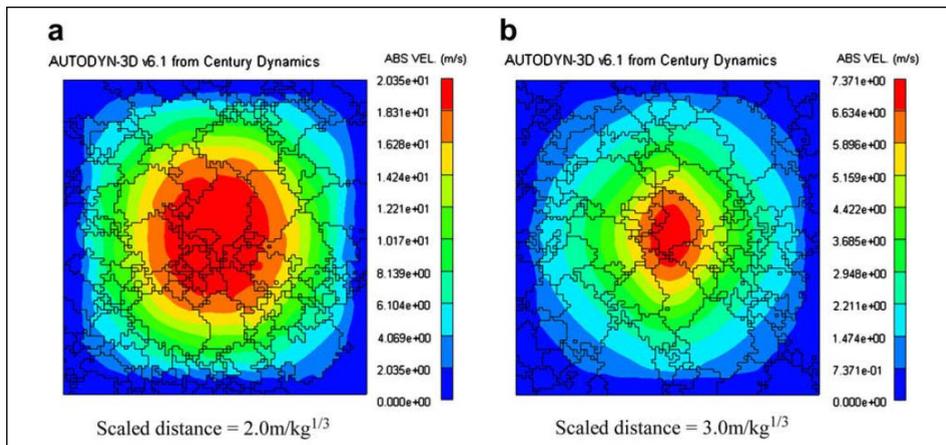


Figura 4.17. Distribución de velocidades y tamaño de fragmentos. (Ming Wang, 2008).

⁵⁵ Shockey D.A.; Curran D.R.; Seaman L.; Rosenberg J.T.: Fragmentation of rock under dynamic loads. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol. 11, pp. 303–317. 1974.

⁵⁶ Ming Wang, Hong Hao, Yang Ding, Zhong-Xian Li: Prediction of fragment size and ejection distance of masonry wall under blast load using homogenized masonry material properties International Journal of Impact Engineering, 2008.

El modelo estudiado es una pared de mampostería de de 1,92 m de ancho y 1,89 m de altura, formada por una hoja de ladrillo dimensiones 230x110x76 mm a sogas. El elemento de fábrica tiene continuidad en base y en cabeza. La Figura 4.18 muestra el patrón de daño de la pared sometida al efecto de la explosión. El proceso de fractura se desarrolla muy rápido y se completa en un corto período de tiempo. Para evitar pérdida de material el modelo no tiene en cuenta la erosión producida durante la explosión.

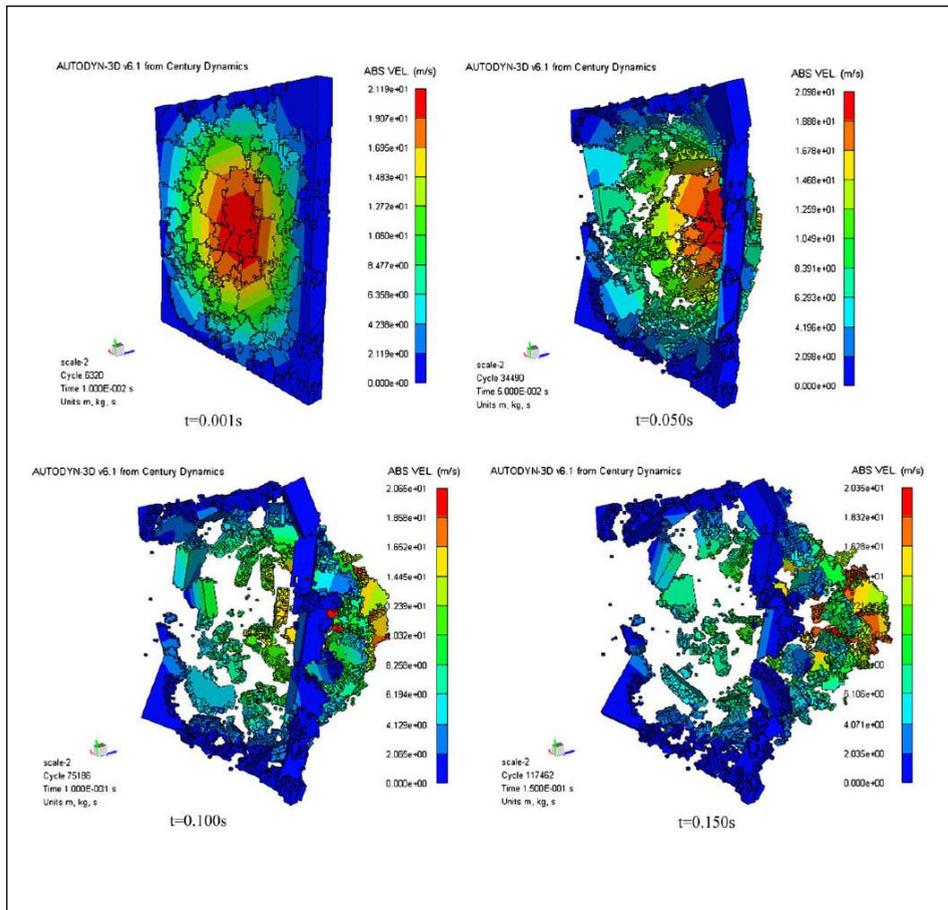


Figura 4.18. Evolución del patrón de daño. (Ming Wang, 2008)

5. MODELIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

5.1. Método de los Elementos Finitos

5.1.1. Introducción histórica

El método de los elementos finitos permite resolver problemas que no eran posibles de resolver mediante métodos tradicionales. Este método es conocido y lleva usándose desde hace tiempo, sin embargo gracias a los avances informáticos de los últimos años ha sufrido un gran desarrollo. En la actualidad existen un gran número de programas informáticos que permiten realizar estos cálculos con elementos finitos. Para que los resultados obtenidos por estos programas se ajusten a la realidad es necesario conocer el material y también el funcionamiento de éste método. En Figura 5.1 vemos un ejemplo de una modelización realizada con el éste método.

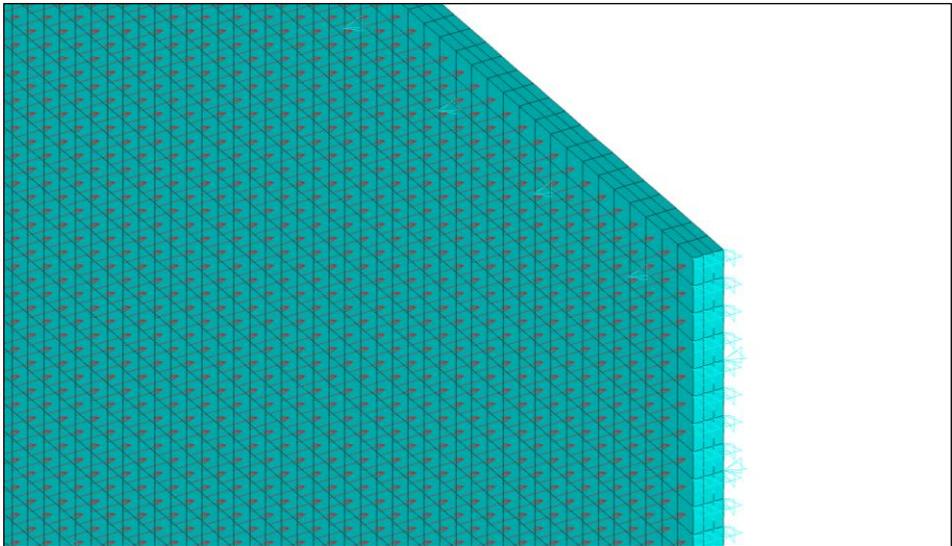


Figura 5.1. Modelización muro ciego.

El desarrollo del método de elementos finitos ha estado ligado al cálculo estructural en el campo aeroespacial⁵⁷. Richard Courant⁵⁸, en los años 40, propuso la utilización de funciones polinómicas para la formulación de problemas elásticos en subregiones triangulares.

⁵⁷ Carnicero, A.: Introducción al Método de los Elementos Finitos. 2001.

⁵⁸ Courant, R.: Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations, Bulletin of American Mathematical Society”, 49, 1-43. 1943.

En los años 50 los investigadores Turner, Clough, Martin y Topp⁵⁹ presentaron el método de los elementos finitos en la forma aceptada hoy en día. En su trabajo introdujeron la aplicación de elementos finitos simples, basadas en barras y placas triangulares con cargas en su plano, al análisis de estructuras aeronáuticas, utilizando los conceptos de discretizado y funciones de forma. Este documento se centró en la rigidez y deformación de estructuras complejas. Con la llegada de los primeros ordenadores el método más utilizado fue el cálculo matricial de estructuras. El método matricial parte de la discretización de la estructura en elementos lineales tipo barra de los que se conoce su rigidez frente a los desplazamientos de sus nodos. Se plantea entonces un sistema de ecuaciones resultado de aplicar las ecuaciones de equilibrio a los nodos de la estructura. Este sistema de ecuaciones se esquematiza en:

$$f = K \cdot u$$

Donde las incógnitas son los desplazamientos en los nodos (vector u) que se hallan a partir de las fuerzas en los nodos (vector f) y de la rigidez de las barras (matriz de rigidez K). Conocidos dichos desplazamientos es posible determinar los esfuerzos en las barras.

Los estudios realizados por Oden⁶⁰ supusieron una de las contribuciones más importantes al método de los elementos finitos. Los libros de Przemieniecki⁶¹ y de Zienkiewicz y Holister⁶² presentan el método de los elementos finitos en su aplicación al análisis estructural. El libro de Zienkiewicz y Cheung⁶³ o Zienkiewicz y Taylor⁶⁴ presenta una interpretación amplia del método de los elementos finitos y su aplicación a cualquier problema de campos. En él se demuestra que las ecuaciones de los elementos finitos pueden obtenerse utilizando un método de aproximación de pesos residuales, tal como el

⁵⁹ Turner, M.J.; Clough, R.W. Martin, H.c.; Topp, L.J.: Stiffness and deflection analysis of complex structures. *Journal of Aeronautical Sciences*, 23, 805-824. 1956.

⁶⁰ Oden, J.C.: Some aspects of recent contributions to the mathematical theory of finite elements. *Advances in Computational Methods in Structural Mechanics and Design*, University of Alabama Press, Huntsville. 1972.

⁶¹ Przemieniecki, J.S.: *Theory of Matrix Structural Analysis*, Mc Graw-Hill, New York. 1968.

⁶² Zienkiewicz, O.C.; Holister, G.: *Stress Analysis*, John Wiley, London. 1966

⁶³ Zienkiewicz, O.C.; Cheung, Y.K.: *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*, Mc Graw-Hill, London. 1967

⁶⁴ Zienkiewicz, O.C.; Taylor, R.L.: *El método de los Elementos Finitos*. Mc Graw-Hill. CIMNE. Barcelona .1994

método de Galerkin o el de mínimos cuadrados. Estos avances en el problema crearon un gran interés entre los matemáticos para la solución de ecuaciones diferenciales lineales y no lineales mediante el método de los elementos finitos. El resultado fue que se han producido un gran número de publicaciones hasta tal punto que hoy en día el método de los elementos finitos está considerado como una de las herramientas más potentes y probadas para la solución de problemas de ingeniería y ciencia aplicada.

En los años 70 se produce un gran crecimiento de la bibliografía así como la extensión del método a otros problemas como los no lineales. En esta década, el método de los elementos finitos estaba limitado a industrias aeronáuticas, de automoción, de defensa y nucleares que pueden asumir el coste de los grandes ordenadores que eran necesarios. Se estudian nuevos tipos de elementos y se sientan las bases matemáticas rigurosas del método, que había aparecido antes más como técnica de la ingeniería que como método numérico de la matemática.

A partir de la década de los 80, con la generalización de los ordenadores personales, se extiende el uso de los programas comerciales específicos para cada uno de los campos. También se consolida el uso de procesadores gráficos que realizan el mallado de los modelos y la representación gráfica de los resultados. Se continúa en el estudio de la aplicación de este método a nuevos modelos de comportamiento como la plasticidad, la fractura o el daño continuo.

Actualmente el método de los elementos finitos es tan utilizado como el método matricial, dentro del campo del cálculo estructural. De hecho, muchos programas utilizan el análisis de la estructura por ambos métodos, debido sobre todo a la mayor necesidad de memoria que requiere el análisis por elementos finitos. Habitualmente se utiliza la aplicación del método de los elementos finitos para el análisis de elementos continuos, tipo losa o pantalla, mientras que los pórticos siguen todavía discretizándose en barras y utilizando el método matricial.

A día de hoy el método de los elementos finitos es muy utilizado en la industria y en la edificación. Existen gran cantidad de trabajos de investigación en el campo de los elementos finitos aplicados a distintos campos. Los ordenadores han permitido resolver las ecuaciones planteadas por este método. Por esto el método de los elementos finitos ha ido evolucionando de igual manera que la capacidad de cálculo de los ordenadores.

5.1.2. Conceptos básicos

Las estructuras pueden dividirse en dos tipos, las estructuras discretas y las continuas. Las estructuras discretas están compuestas por elementos diferenciados unos de otros y unidos en puntos concretos. La estructura es una malla o retícula de elementos unidos. En este tipo de estructuras la deformación puede definirse de manera exacta por un número finito de parámetros y el equilibrio de la estructura puede representarse mediante las ecuaciones de equilibrio en las direcciones de dichas deformaciones. La Figura 5.2 muestra los tipos de estructuras analizadas.

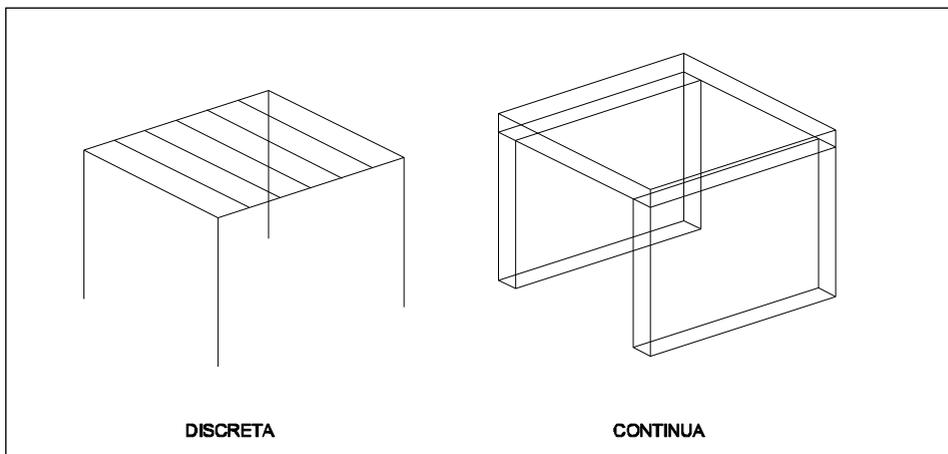


Figura 5.2. Estructura discreta / estructura continua.

En los sistemas continuos no es posible separar el sistema en un número finito de elementos discretos. El número de puntos de unión entre una parte de la estructura y el resto es infinito, por tanto no es posible utilizar el mismo método que en las estructuras discretas. En edificación las estructuras continuas son frecuentes, como por ejemplo, las losas de cimentación, forjados, muros,... Por tanto es necesario disponer de un método que tenga en cuenta su naturaleza continua.

Los sistemas continuos se abordaron analíticamente para sistemas con geometría sencilla y condiciones de contorno simples. No fue hasta la llegada del método de los elementos finitos cuando se pudieron abordar correctamente los sistemas continuos.

Una estructura continua tiene infinitas formas de deformarse, ya que cada punto puede desplazarse manteniendo fijos cualquier número finito de los puntos restantes. Las estructuras discretas tiene un número finitos de deformaciones (desplazamientos, giros,...) definido por el vector de deformaciones. En las estructuras continuas no puede haber un vector finito, sino que es una función vectorial, que indica las deformaciones de cualquier punto y tiene tres componentes escalares.

Esta ecuación diferencial gobierna el comportamiento de la estructura, pero esta función en general no podrá conocerse. Para resolver el problema el método de los elementos finitos asume las siguientes hipótesis⁶⁵:

- El continuo se divide por medio de líneas o superficies imaginarias en una serie de regiones contiguas y disjuntas entre sí, de formas geométricas sencillas y normalizadas, llamadas elementos finitos.
- Los elementos finitos se unen entre sí en un número finito de puntos, llamados nudos.
- Los desplazamientos de los nudos son las incógnitas básicas del problema, y éstos determinan unívocamente la configuración deformada de la estructura. Sólo estos desplazamientos nodales se consideran independientes.
- El desplazamiento de un punto cualquiera, viene unívocamente determinado por los desplazamientos de los nudos del elemento al que pertenece el punto. Para ello se definen para cada elemento, unas funciones de interpolación que permiten calcular el valor de cualquier desplazamiento interior por interpolación de los desplazamientos nodales. Estas funciones de interpolación serán de tal naturaleza que se garantice la compatibilidad de deformaciones necesaria en los contornos de unión entre los elementos.
- Las funciones de interpolación y los desplazamientos nodales definen unívocamente el estado de deformaciones unitarias en el interior del elemento. Éstas, mediante las ecuaciones constitutivas del material definen el estado de tensiones en el elemento y por supuesto en sus bordes.

⁶⁵ Celigüeta Lizarza, J. Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural. TECNUN. ISBN 84-921970-2-1. 2000.

-
- Para cada elemento, existe un sistema de fuerzas concentradas en los nudos, que equilibran a las tensiones existentes en el contorno del elemento, y a las fuerzas exteriores sobre él actuantes.

Estas hipótesis de discretización son el pilar básico del método de los elementos finitos. Suele decirse que es un método discretizante de parámetros distribuidos. Una importante propiedad del método es la convergencia; si se consideran particiones de elementos finitos sucesivamente más finas, la solución numérica calculada converge rápidamente hacia la solución exacta del sistema de ecuaciones.

Esta discretización para la estructura continua se realiza mediante el proceso de modelización. La modelización consiste en convertir la estructura en un número finito de elementos ensamblados entre sí en unos puntos llamados nodos. Además son necesarias las ecuaciones de desplazamientos para los nodos y la imposición de condiciones de contorno.⁶⁶ De la resolución del mismo, se obtendrá el campo de desplazamientos para cada uno de los nodos y el campo de tensiones. El comportamiento en el interior del elemento se interpola a partir de los desplazamientos nodales mediante las funciones de forma.

5.2. Modelos de cálculo para obras de fábrica

Los métodos de cálculo para el diseño de estructuras de fábrica no han seguido un desarrollo paralelo a la evolución sus materiales, como ocurre en materiales como el hormigón armado y el hormigón pretensado. Las diferentes normativas de obligado cumplimiento de cada país son métodos simplificados obtenidos, frecuentemente, sobre la base de estudios empíricos que intentan simplificar los mecanismos de comportamiento de la obra de fábrica y que traen como consecuencia un sobredimensionamiento de la estructura. Como consecuencia los calculistas suelen tener un desconocimiento del comportamiento estructural de la mampostería que impide diseñar este tipo de estructuras de forma óptima. Otra consecuencia de la aplicación de métodos simplificados es la formación de mecanismos de carga que no han sido considerados, apareciendo fisuraciones cuando en la base de cálculo no deberían aparecer.

⁶⁶ Schmidt, R.J.; Sidebottom, O.M.: Advanced Mechanics of Materials. John Wiley & Sons, Inc., 5ª Ed. 1993.

Los métodos de cálculo deben ser el pilar sobre el que desarrollar elementos más objetivos de análisis del comportamiento de la mampostería. El método de los elementos finitos es una herramienta potente en la que apoyar el cálculo de la obra de fábrica. Debido al tamaño de las estructuras es necesario estudiarlas con ayuda de los ordenadores.

Además la mampostería es un material que presenta anisotropía en sus propiedades debido a que las juntas actúan como planos de debilidad del material. De forma simplificada, la aproximación a una modelización numérica puede realizarse con diferentes niveles de acercamiento. En la Figura 5.3 se grafican los distintos tipos de modelización.

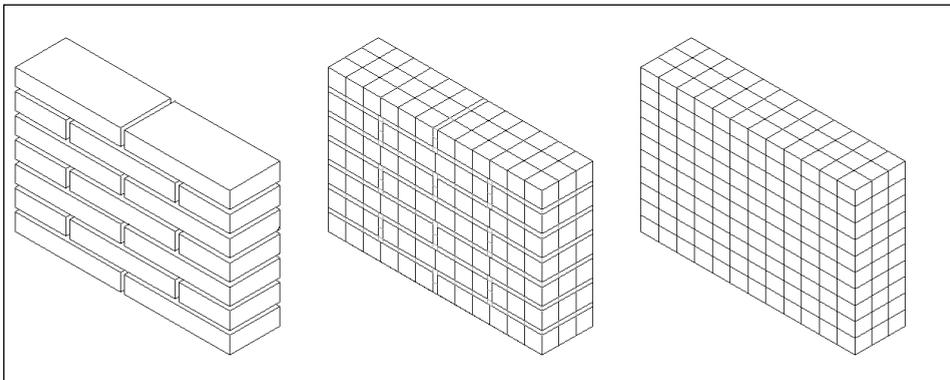


Figura 5.3. Tipos de modelización. Fábrica real, micromodelización y macromodelización.

Un primer nivel es la macromodelización. Los ladrillos, el mortero y la interfase ladrillo-mortero están englobados por un mismo elemento homogéneo.

Un nivel más detallado es la micromodelización. Los ladrillos, el mortero y la interfase ladrillo-mortero se modelizan como elementos independientes. Se distinguen dos tipos de micromodelización. La primera es la micromodelización detallada, donde los ladrillos y el mortero son elementos continuos y la interfase es representada por elementos discontinuos. La segunda es la micromodelización simplificada, los materiales están representados por un elemento continuo donde el comportamiento de las juntas de mortero y la interfase ladrillo-mortero está separada por discontinuidades.⁶⁷

⁶⁷ López J.; Oller S.; Oñate E.: Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos. Monografía CIMNE, Vol. 46. 1998.

La micromodelización es adecuada para simular el comportamiento de detalles de la fábrica, tales como apoyos, huecos o dinteles. Requiere una gran cantidad de cálculo y es difícil establecer un modelo. La macromodelización, modelo continuo general es adecuado para el estudio del conjunto de la fábrica.⁶⁸⁶⁹

Teniendo en cuenta las características de cada modelización, el presente documento adopta el modelo de macromodelización. Esta macromodelización es la solución con mayor compromiso entre precisión y eficiencia.

Para entender el comportamiento de la mampostería la mejor herramienta son los micromodelos debido a la posibilidad de diferentes mecanismos de fallo, como fisuración, deslizamiento,... La teoría de plasticidad ha desarrollado dos tipos de mecanismos de fallo para este tipo de modelización, el fallo por corte y el fallo por compresión. Estos fenómenos pueden darse en primer lugar en la interfase ladrillo mortero, por este motivo el micromodelo es la herramienta que puede estudiarlos.

Un micromodelo debe incluir los fallos que caracterizan a la mampostería, como por ejemplo la fisuración de las juntas, deslizamiento en los tendeles, fisuración de ladrillos por tracciones, fisuración diagonal por tracción en los ladrillos por fricción en las juntas y el agrietamiento por tracción en el ladrillo como resultado de la dilatación del mortero en altos niveles de confinamiento en compresión. La Figura 5.4 muestra los mecanismos de rotura estudiados con los micromodelos.

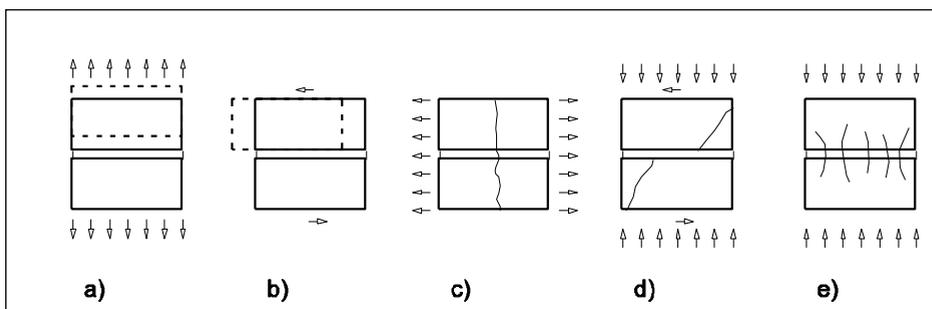


Figura 5.4. Mecanismo de fallo de la mampostería: (a) Fisuración por tracción, (b) Deslizamiento por junta; (c) Fisuración del ladrillo por tracción directa; (d) Fisuración diagonal del ladrillo por tracción; (e) Fisuración por masonry crushing.

⁶⁸ Anand, S.C.; Yalamanchili, K.K.: Three-dimensional failure analysis of composite 572 masonry walls. *J Struct Eng*, Vol. 122, pp. 1031–1039. 1996.

⁶⁹ Thambiration, D.: *Journal of Structural Engineering*, Vol. 24, pp.270-277. 1998.

Las roturas en la fábrica se producen en las juntas, en el ladrillo o en ambos a la vez. La aproximación realizada en los micromodelos se realiza concentrando el daño en un espesor relativo de las juntas y, si es necesario, en el caso de tracción, se concentra en una zona vertical en el medio del ladrillo. Esta fisuración en los ladrillos es capaz de reproducirse como un salto desde el límite de una junta hasta la siguiente.

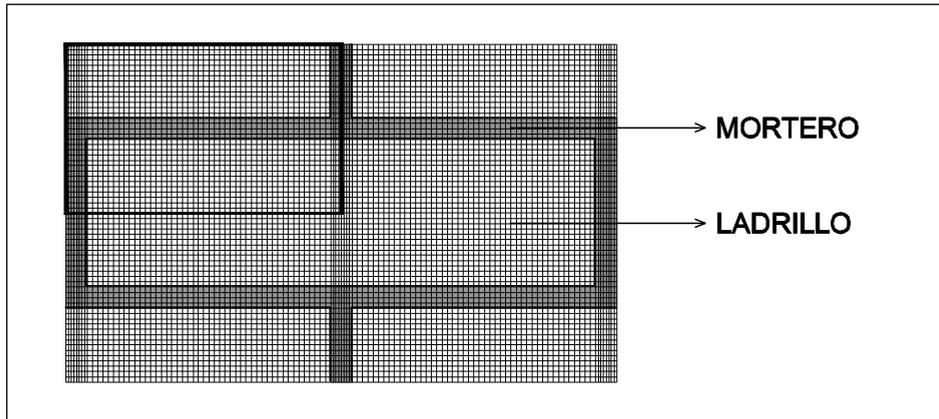


Figura 5.5. Modelo adoptado por Lourenço

Las investigaciones de Lourenço⁷⁰ validan el micromodelo comparando los resultados obtenidos en curvas tensión/desplazamiento sobre el modelo y sobre probetas reales introducidas en una prensa. El micromodelo adoptado por Lourenço en el incluido en la Figura 5.5, para los cálculos utiliza una cuarta parte del modelo, debido a la simetría, para ahorrar memoria en los cálculos.

En 1978 Page⁷¹ analiza los muros de mampostería sujetos a carga en su plano que es el caso más frecuente para obras de fábrica. El cálculo anteriormente se realizaba con la simplificación de suponer un comportamiento isotrópico y elástico tanto para los componentes como para el conjunto que forma la mampostería. Esta simplificación dio como un resultado satisfactorio para predecir deformaciones en bajos niveles tensionales, pero en altos niveles de tensiones no predecía el comportamiento adecuadamente. Este fallo era debido al fenómeno de la redistribución de tensiones, causada por el comportamiento no lineal del material (predominantemente en las juntas de

⁷⁰ Paulo, B.; Lourenço, J.; Pina, H.: Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry. Computers and Structures Vol. 7. 2006.

⁷¹ Page. A. W.: Finite element model for masonry. Journal of the Structural División, ASCE, Vol. 104. No. ST8. pp. 1267-1285. 1978.

mortero) y el fallo en zonas localizadas debido a la pérdida del vínculo físico entre el mortero y el ladrillo.

Frente a este modelo, Page crea uno en el que puede representar el comportamiento no lineal de la mampostería. La mampostería se considera como un material formado por dos fases consistente en un bloque elástico dentro de una matriz de mortero inelástica. El fallo ocurre en las juntas si la tensión de compresión, de tracción o el cortante superan un nivel que hace perder el vínculo entre bloque y mortero. El método de Page se basa en el estudio mediante el método de elementos finitos no lineal que tienen en cuenta la progresiva fisuración de las juntas de la matriz que forma el mortero. Para la validación de su método trabajó con parámetros mecánicos basados en resultados experimentales.

El modelo de Page se divide en dos componentes, los elementos sólidos y los elementos de junta. Los elementos sólidos se modelizan utilizando elementos rectangulares de 8 nodos con 4 grados de libertad por nodo, así como un comportamiento isotrópico y elástico. Los elementos son rectangulares para representar la forma de los ladrillos.

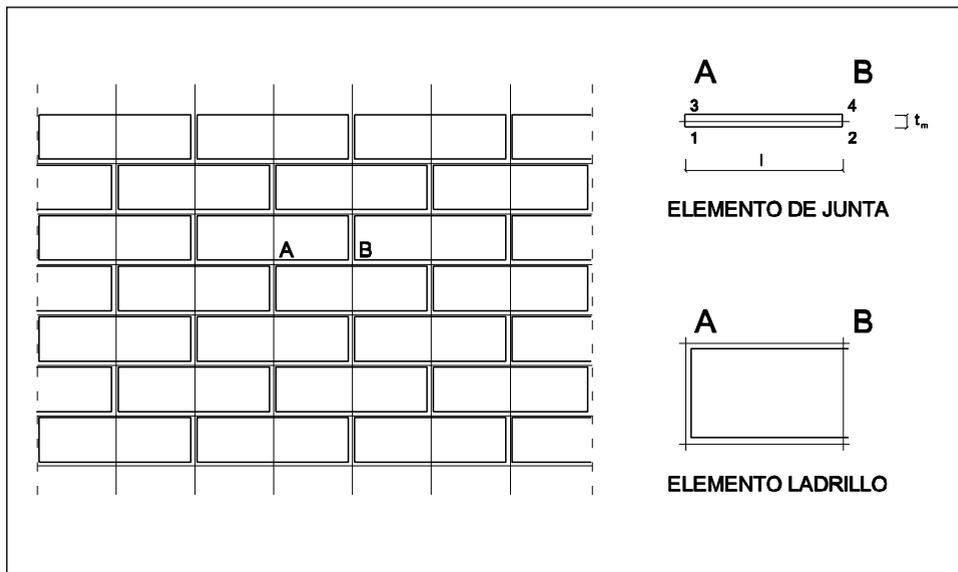


Figura 5.6. Discretización de la mampostería. (Page, 1978).

Los elementos de junta son muy delgados, por ello los pares de nudos (1-3 y 2-4 de la Figura 5.6) tienen las mismas coordenadas. El espesor influirá en las propiedades que definen el elemento de junta.

Para la verificación del modelo formulado por Page, se han comparado los resultados obtenidos para un muro con una carga determinada tanto experimental como numéricamente.

La geometría de la probeta donde se realizaron los ensayos es la recogida en la Figura 5.7. Se trata de un paño de fábrica con dos apoyos que coartan su desplazamiento que se somete a una carga uniformemente repartida en centro de vano.

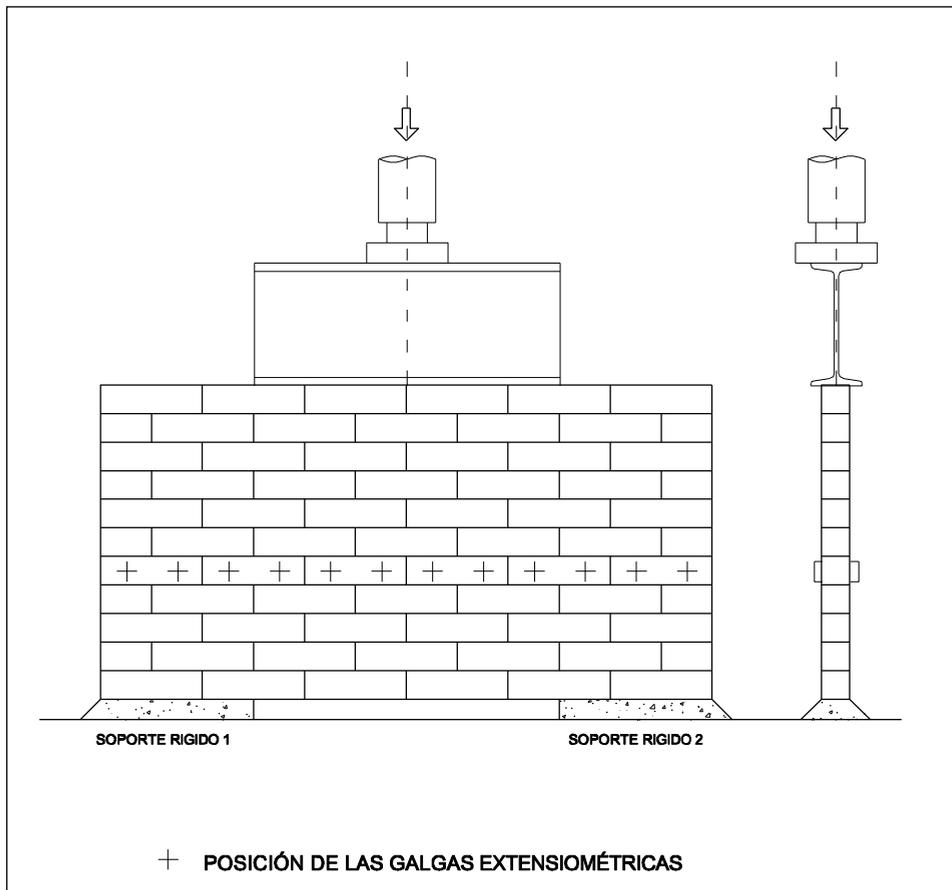


Figura 5.7. Geometría del panel ensayado

Las deformaciones son medidas mediante galgas extensométricas colocadas en la quinta hilada del panel. El panel fue cargado hasta el colapso, siendo la carga última del panel 10.920 Kp. Las deformaciones se obtuvieron para 12 puntos a cada lado del panel, normalizándolas para eliminar los efectos del pandeo. En el ensayo se producen altos gradientes de tensión acompañados con redistribución de tensiones debido a la aparición de fisuras y la no linealidad del material. La Figura 5.8 muestra las gráficas resultado de comparar el ensayo con el modelo de elementos finitos para 4 niveles de carga, para 20 kN, 40 kN, 60 kN y 80 kN, representando las tensiones en el eje Y a la altura de las galgas, en la mitad del panel, aprovechando la simetría del modelo. Para el análisis se toma un módulo elástico de 47.000 kp/cm² y un coeficiente de Poisson de 0,2. Respecto la fisuración, el modelo predice la progresiva fisuración. Debido a que la carga aplicada está en el plano del muro las fisuras son pequeñas y solo son apreciables cuando se encuentra cerca del colapso.

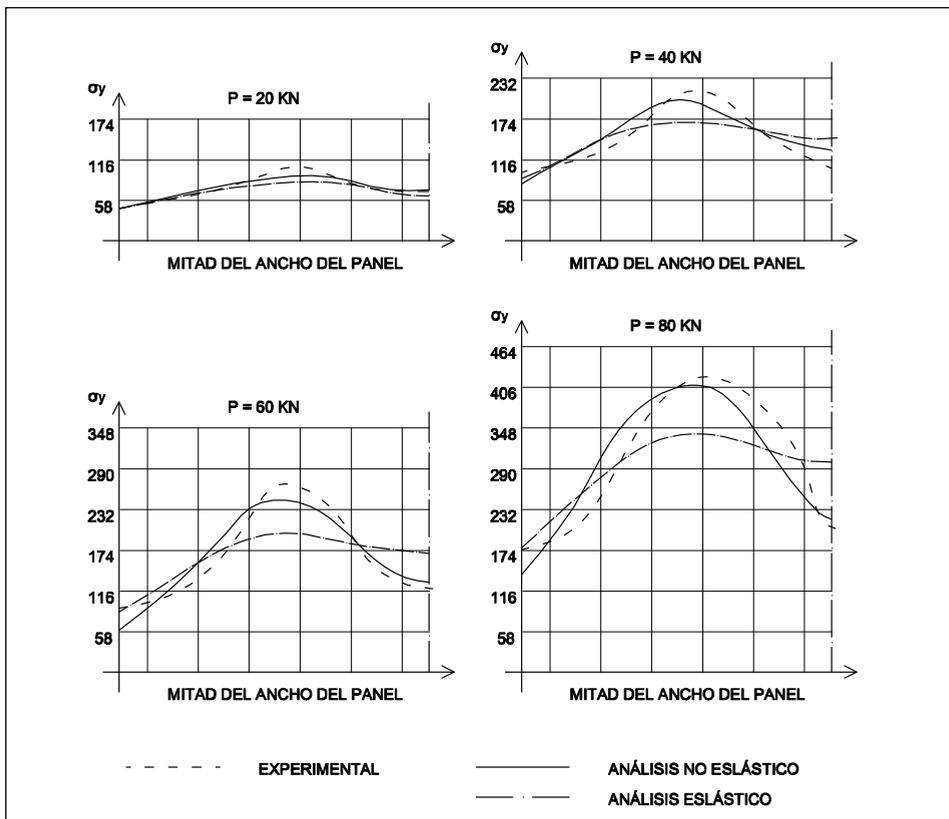


Figura 5.8. Resultados modelo Page. (Page, 1978).

El modelo presentado por Pietruszczak⁷² en 1992 se considera importante a la resolución de la mampostería por la formalidad de su formulación, aunque no presenta los resultados alcanzados. El modelo considera un panel de mampostería, a nivel de macroescala, formado por unidades de ladrillos unidas a dos conjuntos de juntas de mortero ortogonales entre sí, como muestra la Figura 5.9.

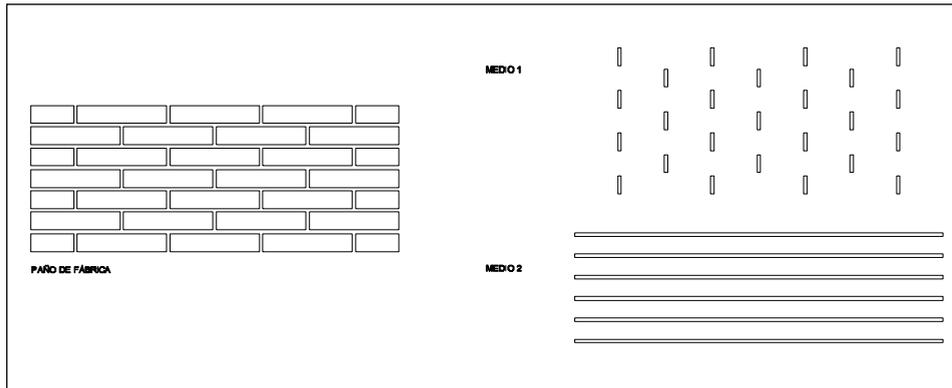


Figura 5.9. Modelo de Pietruszczak. (Pietruszczak, 1992)

El medio 1 está formado por la matriz de ladrillos con una familia de juntas verticales, tratadas como intrusiones débiles alineadas y distribuidas en la matriz. Este medio se considera como un material ortótropo, elástico y frágil.

El panel de mampostería se representa como el medio homogéneo 1 estratificado con una familia de juntas 2. Estas juntas son continuas y atraviesan todo el panel creando vínculos débiles en la microestructura del panel. En particular estas juntas pueden tener un comportamiento elastoplástico.

La implantación de este modelo en un programa de elementos finitos no es directa. Para este modelo Pietruszczak no incluye comparaciones con resultados experimentales, sólo presenta un análisis cualitativo del comportamiento de la mampostería.

⁷² Pietruszczak, S.; Niu, X.: A mathematical description of macroscopic behaviour of brick masonry, Journal of Solids Structures. 1992.

Otro modelo para las obras de fábrica el modelo de combinación de modelos constitutivos de daño y plasticidad o teoría de mezclas. La teoría de mezclas fue estudiada por Truesdell y Toupin en los años 60 quienes dieron las bases para los trabajos de Ortiz y Popov realizados en los años 80. Más recientemente se ha desarrollado este modelo por Oller y Oñate⁷³ en los años 90.

La teoría de mezclas parte de las siguientes hipótesis:

- Cada volumen infinitesimal de la mezcla está compuesto por un número finito de materiales componentes.
- Cada componente participa en el comportamiento total del compuesto en la misma proporción de volumen total
- Todas las sustancias componentes experimenta las mismas deformaciones (compatibilidad de deformaciones).
- El volumen ocupado por cada una de las sustancias componentes es menor que el volumen total del compuesto.

La teoría de mezclas tiene como hipótesis fundamental la compatibilidad de deformaciones de todos los componentes, lo que supone la idealización del material como un sistema en paralelo en que todos los componentes sufren la misma deformación y la tensión se reparte entre ellos de forma proporcional al volumen que ocupa cada una de ellas.

A partir de la experimentación llevada por Luccioni en 1993 en un panel de mampostería se observó que la Teoría de Mezclas no cumple estrictamente con la forma de trabajo de la mampostería. En la dirección vertical (Y), perpendicular a la junta, el comportamiento responde más bien a un modelo "serie", la deformación total es la suma de las deformaciones de los componentes y la tensión es la misma en todos los componentes. En la dirección horizontal (X), paralela a la junta, el comportamiento se parece más a un modelo paralelo que a uno serie. Si además se pretende tener en cuenta las juntas verticales, el comportamiento es más complejo aún.

Por tanto la Teoría de Mezclas no es la técnica adecuada para el análisis de mampostería ya que la disposición y orientación de sus elementos es decisivo

⁷³ Oller, S.; Oñate, E.; Miquel, J.; Botello, S.: A Finite Element Model for Analysis of Multiphase Composite Materials, Computer Methods In Applied Mechanics and Engineering. 1993.

para obtener su comportamiento, mientras que en ésta los componentes están uniformemente distribuidos en el elemento de volumen.

Armelle Anthoine⁷⁴ en 1995 presenta un estudio donde analiza comparativamente el comportamiento de la mampostería haciendo un estudio de homogeneización plano y tridimensional. El trabajo se basó en el desarrollo de un modelo homogeneizado con elementos planos y elementos tridimensionales. El caso plano se basa en asumir la hipótesis de tensión plana y deformación plana de la mecánica del medio continuo. Figura 5.10.

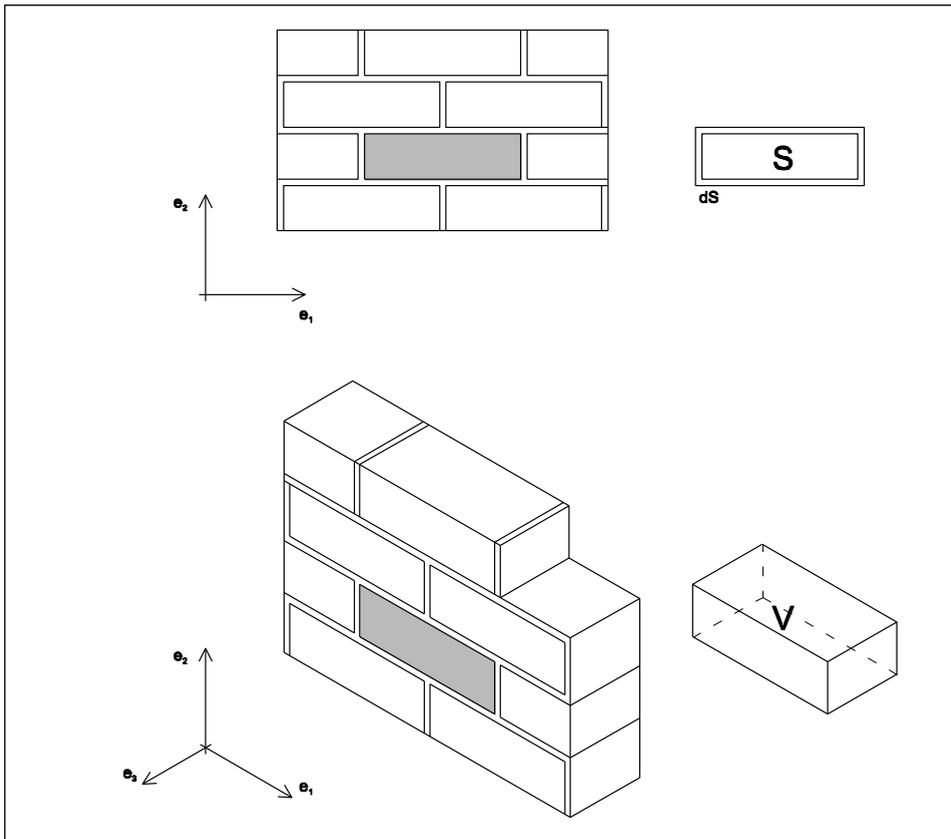


Figura 5.10. Modelo de Anthoine. (Anthoine, 1995)

⁷⁴ Anthoine, A.: Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogeneization theory, Journal of Solids Structures, Vol. 32, pp 137-163. 1995

La geometría de la mampostería permite la generación de la malla a partir de un elemento y hacerlo repetir a partir de una translación a lo largo de dos direcciones de periodicidad tanto en el caso bidimensional como en el caso tridimensional. Los materiales constitutivos han sido asociados a una ley isotrópica de daño.

Sobre un ladrillo de 12x5,5x9 cm y unas juntas de 1 cm estudia el cálculo sobre un elemento bidimensional y uno tridimensional. Debido a la simetría del elemento el análisis lo realiza sobre un cuarto del elemento. Figura 5.11

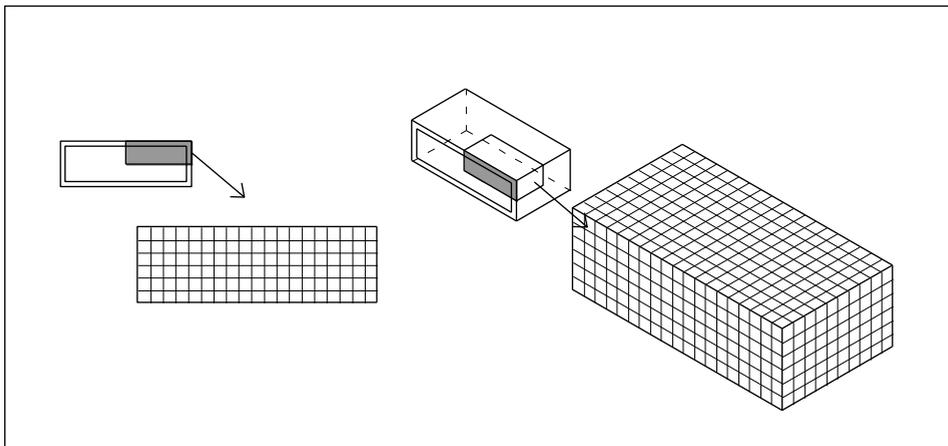


Figura 5.11. Elemento base modelo de Anthoine. (Anthoine, 1995)

El cálculo en régimen elástico da un buen comportamiento, tanto en el caso bidimensional como en el tridimensional. Existe poca variación entre las características elásticas de la mampostería ya sea en tensión plana o deformación plana. Los resultados divergen al calcular la rama plástica. En tensión plana la resistencia es un 44% inferior que en el caso tridimensional. Los modos de fractura son igualmente diferentes. En el caso de tensión plana la fisuración ocurre por tracción en las juntas verticales y el aplastamiento de las juntas horizontales sin fisuración en el ladrillo. En el caso tridimensional, las juntas verticales fallan a tracción, las horizontales están aplastadas superficialmente y el ladrillo fisura, lo que provoca el fallo. El fallo por rotura del ladrillo es uno de los casos más usuales observados experimentalmente.

Un paso en los modelos homogeneizados fue el modelo homogeneizado de Lourenço⁷⁵, considera la mampostería como un material compuesto por una sucesión de capas que posteriormente pasan a ser homogeneizadas. El modelo posee un desarrollo diferenciado entre la formulación elástica y la formulación elastoplástica.

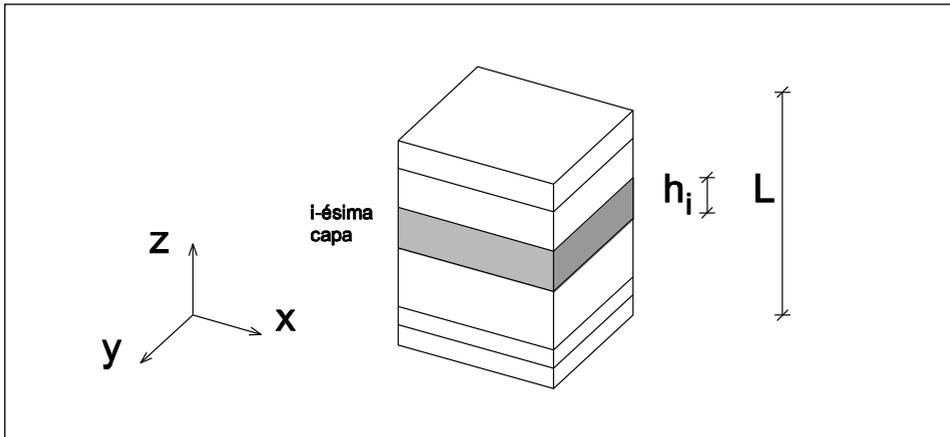


Figura 5.12. Modelo de Lourenço. (Lourenço, 1996).

El modelo está construido a partir de la consideración de la obra de fábrica como un sistema paralelo de capas, las cuales en este caso se consideran con propiedades elásticas e isotrópicas, lo cual se considera una simplificación. Las capas se consideran alineadas perpendicularmente al eje Z. El elemento base se muestra en la Figura 5.12 y se supone que existe una periodicidad en la estructura, en las dos direcciones. Otra hipótesis es que las capas permanecen continuas después de la deformación y no hay movimiento relativo entre las capas de interfase.

Este modelo es un modelo homogeneizado, pero sus elementos se acercan más a la teoría de mezclas que a un modelo homogeneizado. Otra característica es que el modelo se desarrolla tridimensionalmente.

⁷⁵ Lourenço, P. B.: Computational Strategies for Masonry Structures, Tesis doctoral. Universidad Tecnológica de Delf. Delf University Press. 1996.

En el modelo constitutivo homogeneizado de López, Oller y Oñate⁷⁶ las propiedades del modelo contienen las diferentes propiedades de la estructura del material, tanto las propiedades geométricas como las mecánicas. Esto lo realiza a partir de la definición básica de los materiales que lo componen, el ladrillo y el mortero. Dividiendo la fábrica en estos dos elementos se evita la discretización clásica que se haría utilizando un micromodelo. En los micromodelos los ladrillos y las juntas se discretizan con elementos diferentes, ya que tienen propiedades diferentes.

El modelo se basa en un análisis detallado de las formas o modos de deformación que tiene la mampostería bajo los diferentes estados de carga un elemento unitario que conjuga tanto el bloque de ladrillo como las juntas y tendeles de mortero. En la Figura 5.13 se indica la notación empleada para identificar las dimensiones con las que queda caracterizado el elemento.

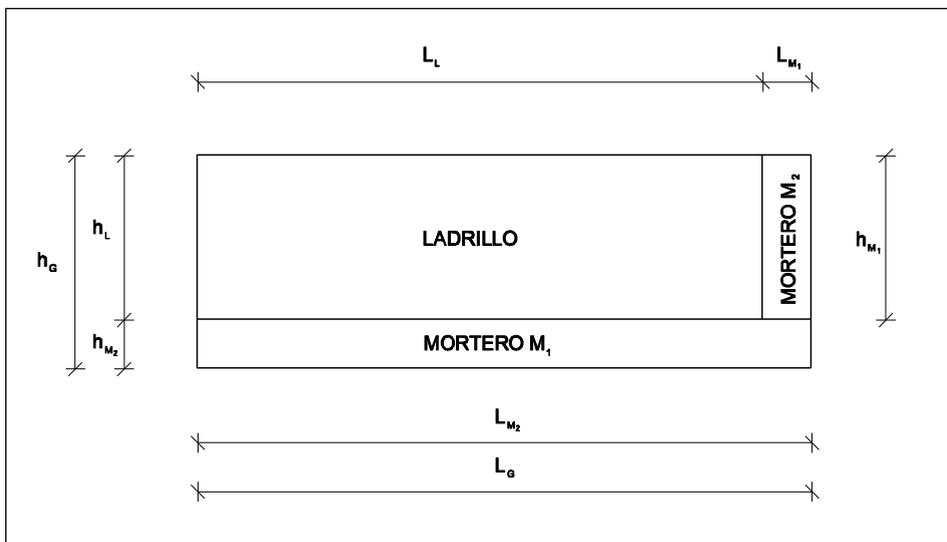


Figura 5.13. Celda básica del modelo de López, Oller y Oñate. (López y otros, 1998)

⁷⁶ López, J.; Oller, S.; Oñate, E.: Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos. CIMNE, Vol. 46, Diciembre 1998.

Entre las hipótesis básicas que se van a manejar hay que destacar dos principalmente:

- Las dimensiones de altura y anchura son grandes respecto al canto del propio elemento estructural lo que permite hacer la hipótesis de tensión plana, siempre que carguemos en el plano de la estructura. Esto permite el poder hacer un análisis plano del problema.
- Dada la disposición de los ladrillos y de las juntas de mortero podemos aceptar el comportamiento ortótropo del conjunto.

La verificación de que el modelo se comporta correctamente se realizó analizando el comportamiento elastoplástico de tres muros de dimensiones iguales. El primero con las propiedades mecánicas del ladrillo, el segundo las de mortero y el tercero de mampostería. Las propiedades de los materiales se obtienen a partir de valores de ensayos y homogeneizados mediante su modelo de homogeneización.

Comparando las curvas tensión deformación de los tres muros se observó que el modelo funcionaba correctamente. Figura 5.14

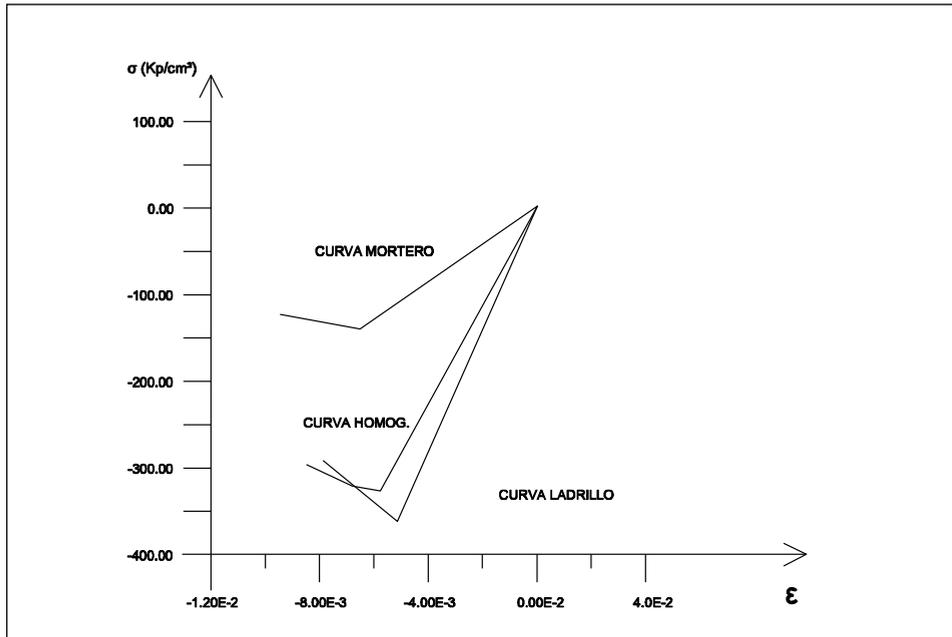


Figura 5.14. Compresión biaxial. (López y otros, 1998)

La respuesta a nivel de resistencia del modelo homogeneizado está próxima a la del ladrillo pero con una mayor ductilidad debida a la contribución del mortero de las juntas. Esta ductilidad en la respuesta en los casos de compresión conlleva que la tensión última se dé a mayores deformaciones. La respuesta después de la carga máxima es más tendida que en el caso de ladrillo sólo, ya que cuando el ladrillo ha fisurado el mortero absorbe parte de la carga.

El modelo se comporta de manera anisótropa tanto en los parámetros mecánicos como en los resistentes. Para su verificación se analiza el comportamiento de un panel para diferentes hipótesis de carga.

Por último, para calibrar el modelo se utilizaron los resultados experimentales de Page (1978), como ya hizo Lourenço. Este ensayo es uno de los más utilizados para calibración de modelos numéricos en mampostería. El esquema de este ensayo se muestra en la Figura 5.15. La probeta tiene un tamaño total de 75,7x45,7x5,4 cm.

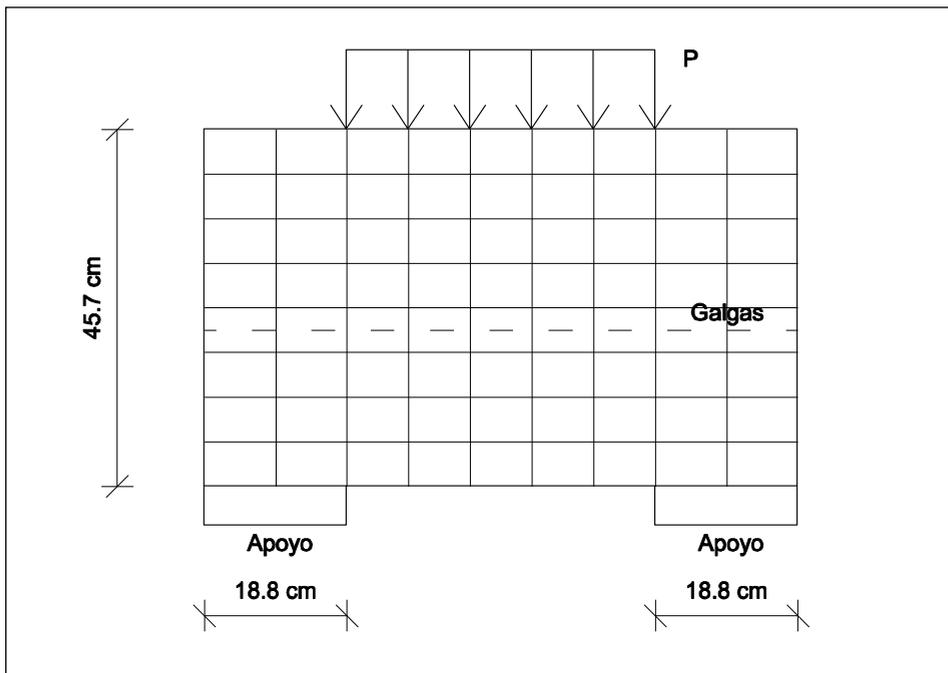


Figura 5.15. Esquema geométrico del ensayo de Page.

Comparando el estado tensional de este modelo⁷⁷ con los resultados de Page⁷⁸ y con los de Lourenço⁷⁹ se comprueba la fiabilidad del modelo constitutivo homogeneizado. En la se muestra la comparativa de estos tres modelos bajo tres cargas, 20 kN, 40 kN y 60 kN. Se concluye que la aproximación es buena excepción de los extremos, motivados por esfuerzos locales en la zona de medida.

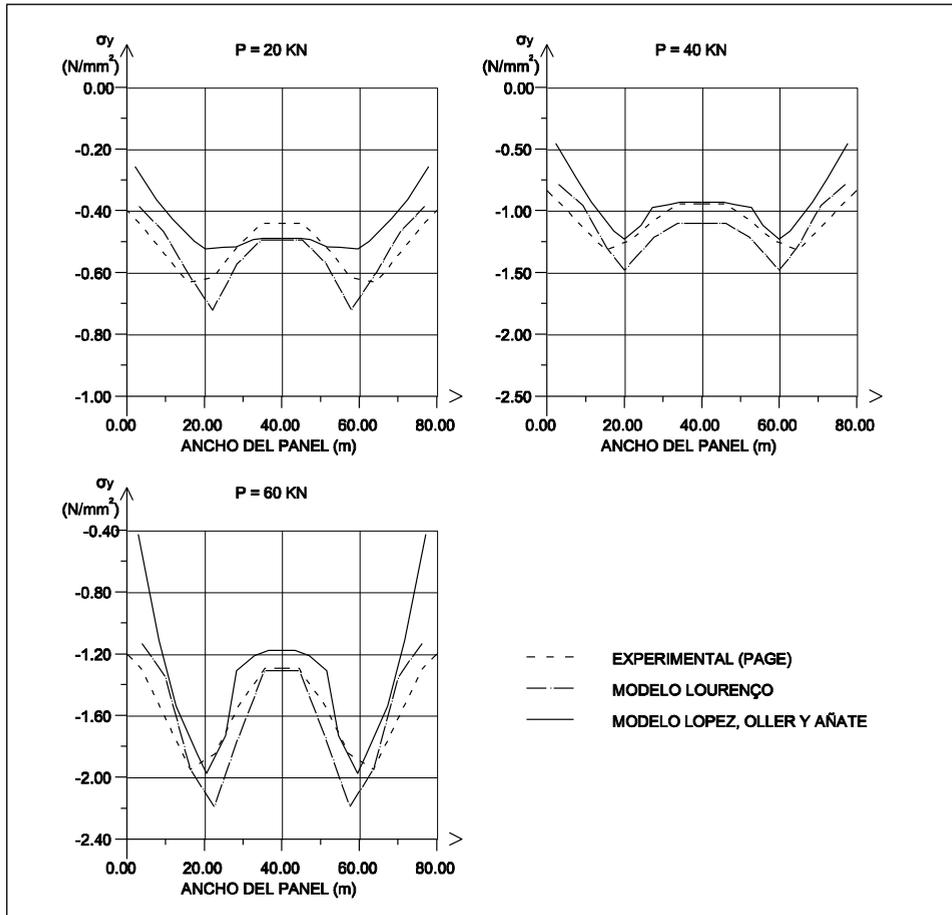


Figura 5.16. Tensiones Y en el panel. Resultados López, Oller y Oñate. (López y otros, 1998)

⁷⁷ López, J.; Oller, S.; Oñate, E.: Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos. CIMNE, Vol.46, 1998.

⁷⁸ Page, A. W.: Finite element model for masonry. Journal of the Structural División, Vol. 104, 1978.

⁷⁹ Lourenço, P.B.; Borst, R.; Rots, J.G.: A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. Int Numer Methods. 1997.

6. ESTUDIO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE UN CERRAMIENTO DE OBRA DE FÁBRICA

El objetivo de esta parte experimental es modelizar una geometría usual para fachada, estudiar su comportamiento, predecir lesiones de carácter mecánico y proponer mejoras en su construcción.

Para ello se estudia una geometría usual para edificios de vivienda. La composición del cerramiento variará en cada sistema constructivo. Se someten a ensayo un cerramiento con hoja exterior interrumpida a nivel de estructura y un cerramiento con exterior continua por delante de la estructura para comparar su diferente comportamiento.

El empleo de un sistema con hoja exterior continua por delante de la estructura se ha justificado desde el punto de vista de su estabilidad, su aislamiento térmico y su estanquidad. Por este motivo, este sistema constructivo se va a analizar con diferentes geometrías de huecos y con diferentes sistemas de anclaje, comparando los desplazamientos y la fisuración en estos casos.

El cerramiento soportará a carga vertical debida al peso propio y la carga del viento, Figura 6.1. Mediante el método de los elementos finitos se analiza el comportamiento hasta la rotura por la acción de la fuerza horizontal del viento. La carga debida al peso propio actúa al 100% desde el primer instante y la carga de viento va aumentando, sobrepasando el valor obtenido por la aplicación del DB-AE hasta la rotura.

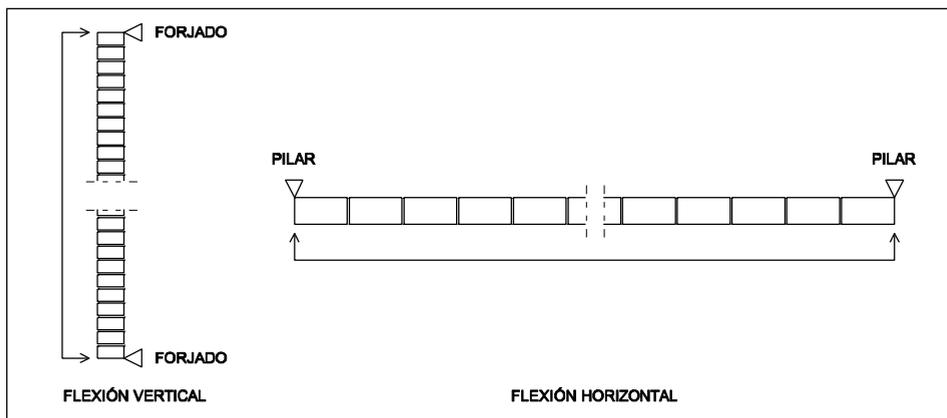


Figura 6.1. Acciones sobre la hoja exterior.

6.1. Datos comunes

6.1.1. Composición y geometría

La fachada modelizada constructivamente está compuesta por una hoja exterior de ladrillo perforado visto, una cámara de aire, aislante térmico y hoja interior construida, que puede resolverse con paneles de yeso laminado fijados a una subestructura metálica o con una hoja de ladrillo doble hueco de 7 cm de espesor. La Figura 6.2 muestra la composición del cerramiento.

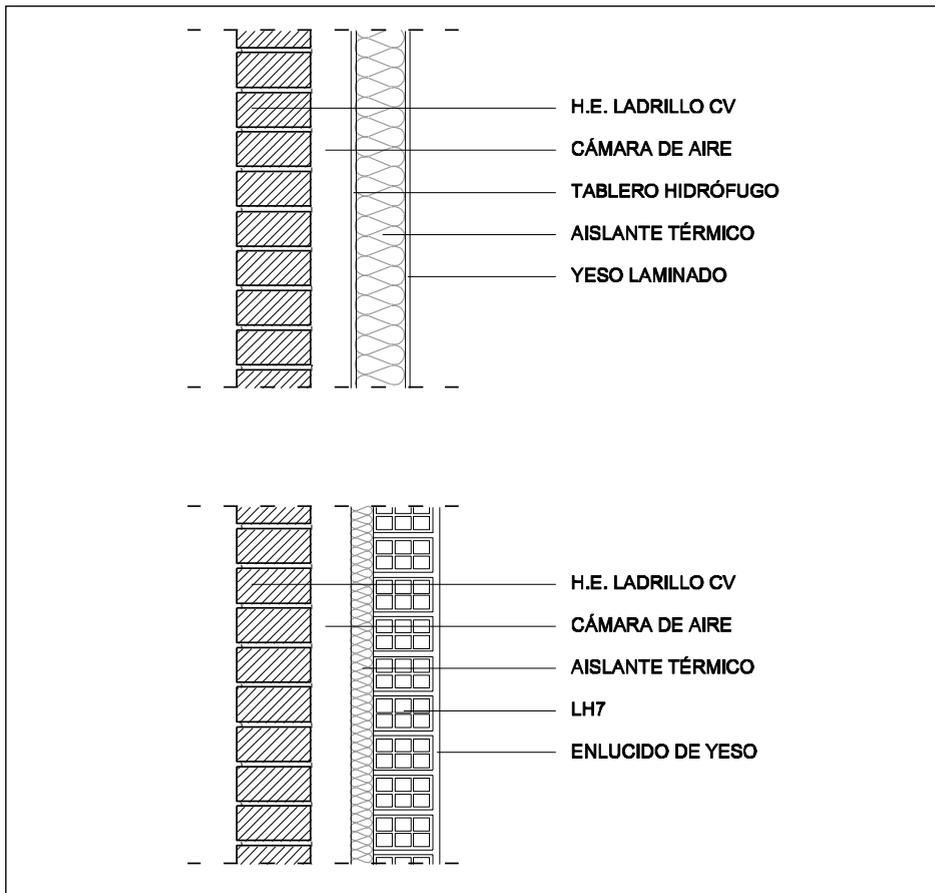


Figura 6.2. Composición del cerramiento

La parte del cerramiento que se ha modelizado es la hoja exterior. Esta hoja es la que recibe las cargas del viento y las transmite hasta la estructura portante, de diferentes maneras según el sistema constructivo. La hoja interior no portante no interviene en el cálculo.

La geometría a estudiar corresponde con una edificación residencial de tres alturas, en la cual se disponen locales comerciales en planta baja, una tipología constructiva muy utilizada en los edificios de vivienda en España. Se va a estudiar el tramo central del cerramiento de la Figura 6.3.

Se trata de un cerramiento de ladrillo de 9,2 metros de altura con una altura libre de planta baja de 2,90 m y de 2,50 m en el resto de plantas. Se ha tomado una altura de tres plantas debido a que para el caso de fachada autoportante conviene no conviene superar esta altura máxima para evitar el pandeo de la hoja exterior en plantas inferiores.

La distancia entre ejes de pilares es de 6 m. Los huecos en el cerramiento en planta baja tienen un tamaño de 2,80 x 2,20 m y en el resto de plantas de 1,80 x 1,10 m. El dintel del hueco se soluciona con una pieza de hormigón trabajando a flexión. El tamaño de los huecos es superior al 10% del tamaño del paño con objeto de que el efecto del hueco influya en el comportamiento del paño⁸⁰. Para huecos de menor tamaño, la interrupción que supone el hueco no altera el comportamiento del paño, gracias a la colaboración de la carpintería.

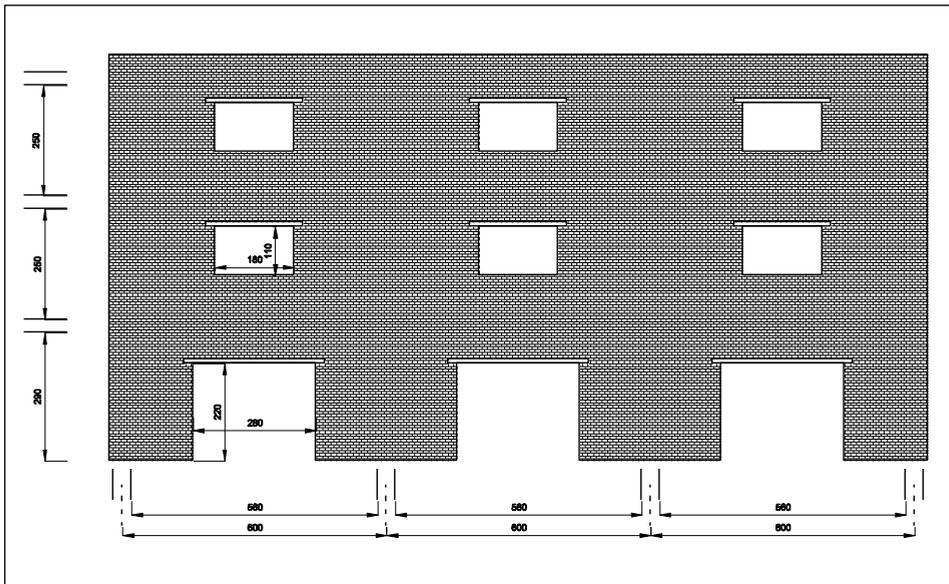


Figura 6.3. Geometría.

⁸⁰ CTE-SE-F

La planta baja se diseña con una mayor altura libre y también con un hueco de mayor tamaño. En edificios de viviendas es habitual encontrar esta geometría donde la planta baja se destina a locales comerciales que requieren grandes aberturas y una mayor altura libre que el resto de plantas. En el caso de viviendas adosadas es habitual también encontrar huecos de mayor tamaño en las plantas bajas, dedicadas en este caso a garajes.

El arranque de la fachada se hace desde un elemento rígido, como puede ser una zapata corrida o la cabeza de un muro de sótano. Por tanto, la condición de contorno en el arranque consiste en desplazamiento nulo en las tres direcciones del espacio.

La geometría de los huecos cumple con los requerimientos expuestos por el CTE en el DB-SU y el DB-SI. Para evitar el riesgo de caída los antepechos tienen una altura de 1,10 m. La separación de los huecos hasta la medianera será superior de 0,50 m para evitar el riesgo de propagación horizontal exterior del fuego. Por último, hay huecos con una dimensión suficiente para facilitar la accesibilidad de los bomberos en caso de incendio, es decir, existe un hueco cuyas dimensiones horizontal y vertical del hueco son al menos de 0,80 y 1,20 respectivamente. Los dinteles de los huecos son piezas de hormigón armado con una entrega sobre el cerramiento de 20 cm en cada jamba. Otra forma de ejecutar el dintel sería utilizar un perfil metálico para que toda la fachada sea caravista, pero por facilidad de modelización se utiliza la solución de dinteles de hormigón armado.

La geometría modelizada será la parte central de la Figura 6.17. Es habitual en los estudios mediante el método de los elementos finitos aprovechar la simetría de la geometría a calcular para realizar los cálculos más rápidamente. Por tanto, los paños tendrán continuidad hacia derecha e izquierda, lo que se traduce en unas condiciones de contorno que impidan el desplazamiento en el eje horizontal.

Respecto al espesor de la hoja exterior tomaremos el formato métrico con un ancho de 11,5 cm, suficiente para las alturas que tiene el edificio. El resto de hojas que componen el cerramiento no entran en el cálculo, ya que es la hoja exterior la que recibe las cargas y las transmite a la estructura portante.

6.1.2. Modelización utilizada

El análisis del comportamiento para el cerramiento propuesto se realiza mediante el método de los elementos finitos. El programa de cálculo utilizado para obtener las cargas, movimientos y fisuración de la fachada ha sido ANSYS. Este es un software de cálculo mediante elementos finitos en el que se tiene en cuenta todo tipo de no linealidades, la plastificación y la rotura. El programa ANSYS es un referente en la investigación mediante este método.

Dentro de los elementos existentes, se elige un tipo de elemento, llamado Solid65, el cual es capaz de fisurarse a tracción y aplastarse a compresión. Este material se ha calibrado para que englobe el conjunto de materiales que forman la fábrica de ladrillo.

ANSYS emplea el procedimiento de Newton-Raphson para resolver los problemas no lineales, disponiendo además de una serie de herramientas que mejoran los algoritmos de control de los problemas. Así, estas herramientas permiten a ANSYS tener en cuenta las no linealidades geométricas, introducir la carga en pequeños incrementos, controlar cómo actúan las iteraciones de equilibrio, obtener ayuda para conseguir y progresar en la convergencia de la solución y dirigir los pasos del programa en el caso de no convergencia.

El análisis no lineal se organiza en tres niveles de funcionamiento:⁸¹

- Estados de carga (*load steps*). Es el nivel superior, y consta de los niveles de carga que el usuario define de forma explícita para unos valores de *time*. Se asume que las cargas varían linealmente dentro de cada estado de carga. *Time* es un parámetro de seguimiento de todos los análisis estáticos y transitorios sean o no dependientes del tiempo. Cada estado e incremento de carga está asociado a un valor concreto de *time*, que siempre será positivo y no debe tener asociadas unidades cronológicas.
- Subestados de carga (*substeps*). Dentro de cada paso de carga el usuario controla el programa para decidir la forma de aplicación de la carga.

⁸¹ López Perales, J.A.: Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos. 2003.

- Iteraciones de equilibrio. Para cada subestado de carga el programa llevará a cabo un número de iteraciones de equilibrio para obtener una solución convergente. Estos se muestran en la Figura 6.4

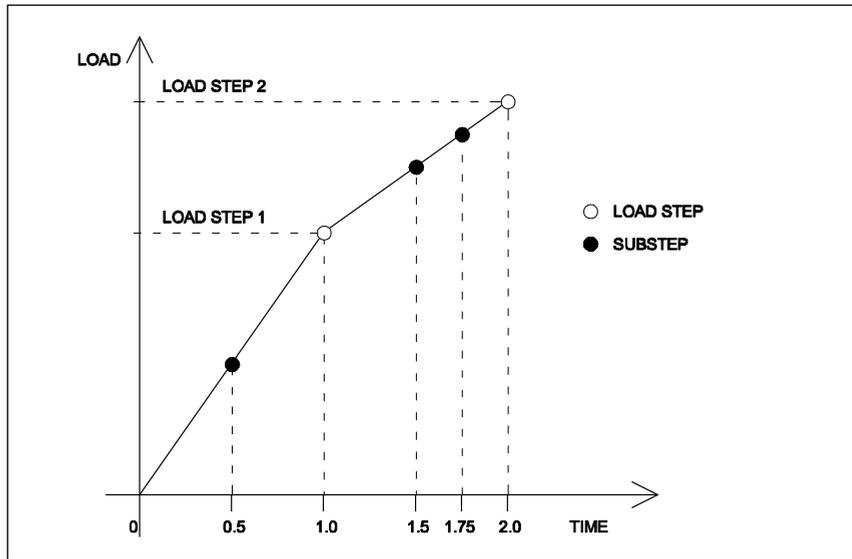


Figura 6.4. Estados de carga subestados y Time. (López J., 2003)

El comando *time* toma un valor determinado al final de cada nivel de carga, que sirve como parámetro para determinar la exactitud de la solución, así como para comprobar la eficiencia del sistema. En general, cuando este valor es pequeño, la solución es menos divergente, los resultados son más exactos y se reduce el número de iteraciones de equilibrio para conseguir la convergencia en cada incremento de carga. Por el contrario, la solución total es menos eficiente al utilizarse más tiempo de de cálculo por parte del ordenador.

El incremento de carga puede designarse de dos maneras diferentes. La primera de ellas consiste en realizarlo directamente, designando el tamaño del incremento de carga, que puede permanecer constante a través de todo el estado de carga. La segunda consiste en realizarlo de forma automática, es decir permitiendo que el programa informático determine el tamaño del incremento. De esta manera, el programa variará el tamaño del incremento dentro del estado de carga para ajustar los efectos dinámicos, cambios por no linealidades y dificultades de convergencia.

El programa utilizado emplea el incremento de carga automático. Se trata de una facultad de ANSYS mediante la cual se ajustan automáticamente los tamaños de los incrementos de carga dentro de un estado de carga, con el objeto de obtener un balance óptimo entre la robustez, aproximación y eficacia. Es especialmente recomendable para las situaciones que conllevan un incremento de carga continuo, tal y como sucede en el estudio del pandeo de cualquier estructura.

La Figura 6.5 representa el proceso de cálculo seguido por ANSYS, en este caso con tres estados de carga, lo que lleva a realizar diversas iteraciones del procedimiento de Newton-Raphson, una por cada *load step*.

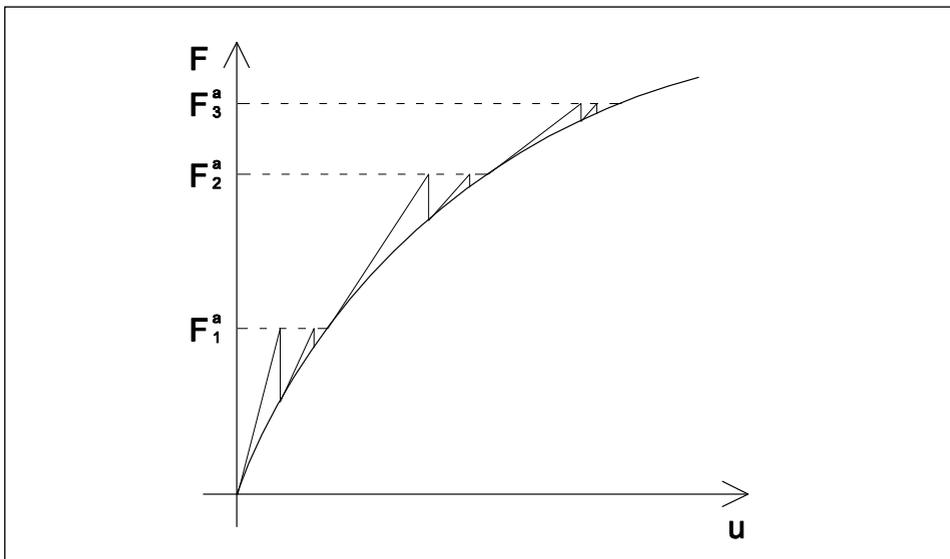


Figura 6.5. Criterio de convergencia. (López J., 2003)

El criterio de convergencia es fundamental en el análisis no lineal del comportamiento mecánico del cerramiento. Afecta a la exactitud de la solución y a la eficiencia del sistema. Cuanto más estricto sea este criterio, más exactos serán los resultados, pero a costa de precisar más iteraciones.

La convergencia se consigue cuando se cumple alguna de las dos condiciones siguientes: convergencia de fuerzas y convergencia de desplazamientos. En el modelo utilizado se utiliza un valor del 7,5% para la convergencia.

6.1.3. Características de la fábrica de ladrillo

La modelización elegida para el estudio del comportamiento del cerramiento es una macromodelización. Para caracterizar esta macromodelización necesitamos conocer las características mecánicas de la fábrica en su conjunto, no solamente del ladrillo y del mortero.

El comportamiento de la fábrica de ladrillo y su modelización ha sido estudiado con profundidad en los últimos años. Los valores tomados para la fábrica de ladrillo han sido tomados de los estudios realizados por Brencich y Felice⁸² y también por Dilrukshi, Dias y Rajapakse⁸³.

La fábrica está formada por ladrillo perforado y un mortero de cemento resistencia hasta 5 N/mm². Los valores que definen el comportamiento de la hoja de ladrillo a estudiar se incluyen en la Tabla 6.1.

Densidad	18 Kn/m ³
Módulo de elasticidad	E _x : 2GPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Coefficiente de transferencia en fisura abierta	0,25
Coefficiente de transferencia en fisura cerrada	0,6
Resistencia a tracción uniaxial	0,3 MPa

Tabla 6.1. Características de la fábrica de ladrillo.

⁸² Brencich, A.; Felice G.: Brickwork under eccentric compression: experimental result and macroscopic models. Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 1935-1946. 2009.

⁸³ Dilrukshi, K.; Dias, W.; Rajapakse, R.: Numerical modelling of cracks in masonry walls due to thermal movements in overlying slab. Engineering Structures, Vol. 32, pp. 1411-1422. 2010.

El diagrama tensión-deformación de la fábrica tiene la forma genérica que se representa en la gráfica 1 de la Figura 6.5. Como diagramas de cálculo según la normativa⁸⁴ pueden adoptarse las gráficas 2 y 3 de la misma figura. La gráfica 2 presenta un comportamiento totalmente elástico y la gráfica 3 muestra un comportamiento plástico, para un valor de tensión igual a la resistencia de la fábrica. Las fábricas con piezas huecas pueden presentar rotura frágil antes de desarrollar una rama horizontal y por tanto no se puede usar dicha parte del diagrama 2 ni el 3.

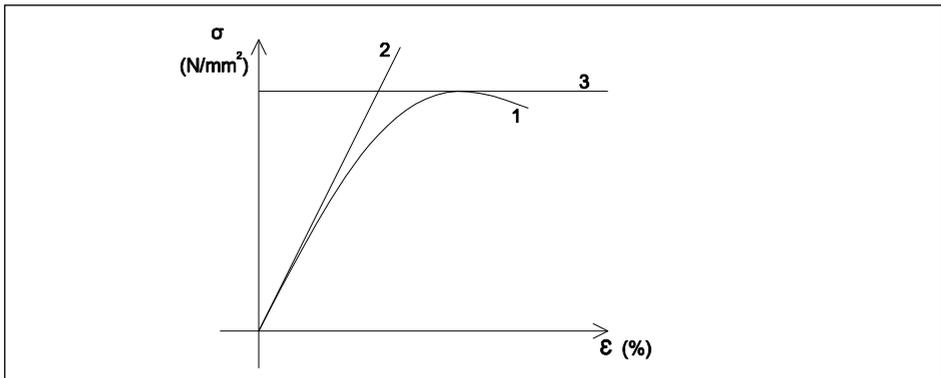


Figura 6.6. Diagramas tensión deformación. CTE.

El diagrama tensión deformación utilizado en la presente investigación es el mostrado en la Figura 6.7. Permite estudiar el comportamiento elástico y plástico de la fábrica aproximándose más a la curva de comportamiento real. Además se tienen en cuenta las no linealidades provocadas por la fisuración.

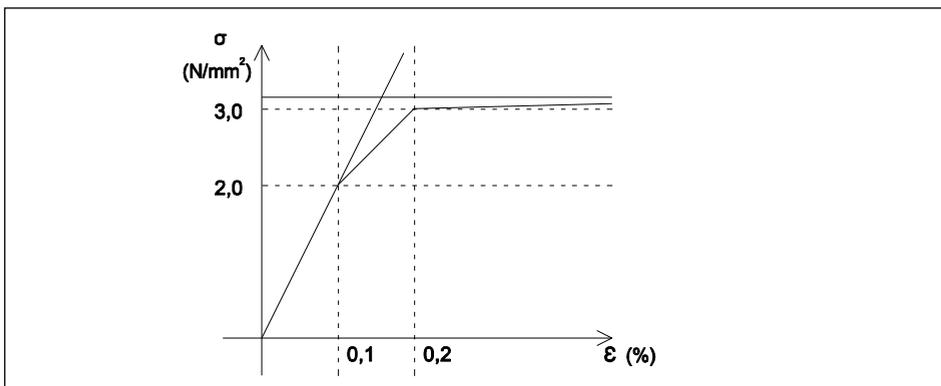


Figura 6.7. Diagrama tensión deformación utilizado.

⁸⁴ CTE-SE-F. Punto 4.6.5. Deformabilidad.

6.1.4. Carga de viento

Las cargas horizontales que deberá soportar son las debidas al viento. La velocidad del viento en Valencia tiene un pico máximo de 54 Km/h (15,0 m/s), según valores de 2010-2011. Figura 6.8.

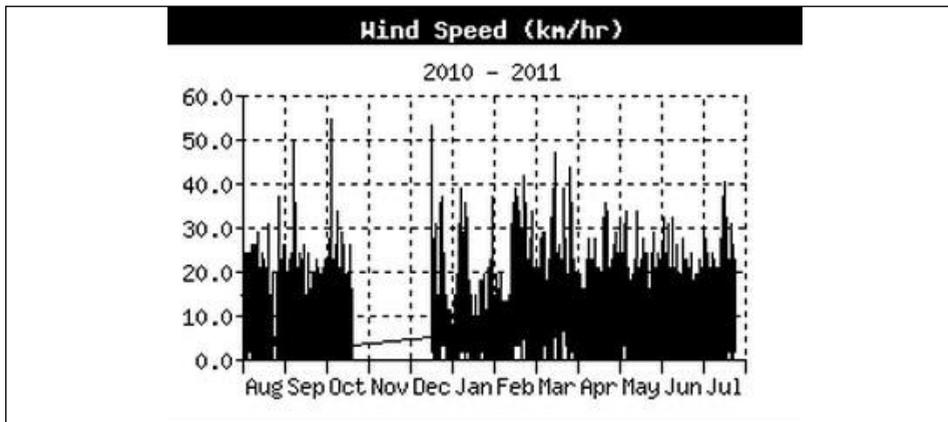


Figura 6.8. Velocidad del viento en Valencia 2010-2011.

La presión del viento, según CTE-DB-AE supone para la zona climática donde se ubica la ciudad de Valencia una velocidad del viento de 26 m/s, valor superior a los proporcionados por la Agencia Meteorológica Estatal.

Por tanto la presión del viento será: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$ siendo los valores tomados:

- Presión dinámica del viento q_b : 0,5 kN/m²
- Coeficiente de exposición c_e : 2
- Coeficiente eólico o de presión c_p : 0,8 / -0,5

Por tanto tendremos una acción característica del viento en presión 0,8 kN/m² y de -0,5 kN/m² en succión.

La carga de viento se aplica al modelo mediante elementos finitos de manera progresiva. Esta carga sobrepasa la carga calculada anteriormente y llevará el modelo hasta la rotura. La carga de rotura variará según la geometría y tipología del cerramiento.

6.1.5. Calibración del modelo

El modelo empleado ha sido muy utilizado en investigación y ha sido comprobado su buen comportamiento^{85 86}. No obstante, antes de aplicar la macromodelización al cerramiento se ha comprobado que los resultados coinciden con los resultados de ensayos experimentales. El ensayo que nos sirve de referencia es el ensayo de Page⁸⁷, que ha servido a otros autores para comprobar sus modelos, como Lourenço⁸⁸ y López, Oller y Oñate⁸⁹. En la Figura 6.9 se muestra la geometría del modelo ensayado. Hemos utilizado esta misma geometría para realizar el modelo con los datos de la Tabla 6.1 que utilizaremos en los siguientes cálculos. La modelización se realiza dividiendo el muro en elementos finitos para que coincidan con los puntos de aplicación de carga y apoyos. El espesor del muro se divide en cinco elementos finitos.

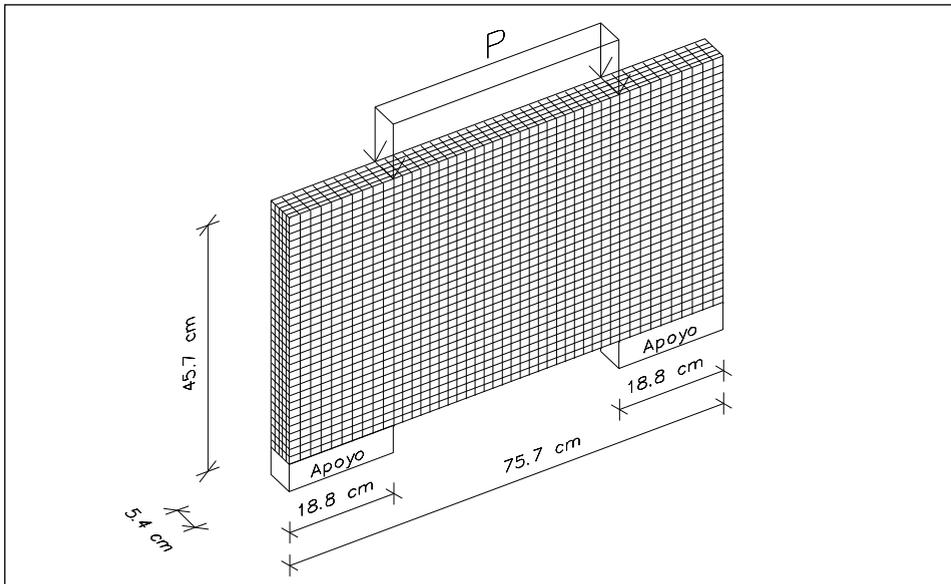


Figura 6.9. Modelización de la geometría del ensayo de Page.

⁸⁵ Zhu, K; Zhu, E; Yang, W: Finite element Analysis os Reinforced Brick Wall with Opening Hole. Advanced Material Research, pp 243-249. 2011.

⁸⁶ Dilrukshi, K.; Dias, W.; Rajapakse, R.: Numerical modelling of cracks in masonry walls due to thermal movements in overlying slab. Engineering Structures, 32. 2010.

⁸⁷ Page. A. W.: Finite element model for masonry. Journal of the Structural División, ASCE, Vol. 104, pp 1267-1285. 1978.

⁸⁸ Lourenço, P. B.: Computational Strategies for Masonry Structures, Tesis doctoral. Universidad Tecnológica de Delf. Delf University Press. 1996.

⁸⁹ López, Oller y Oñate. Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos, Vol. 46. 1998.

El ensayo consiste en aplicar una carga vertical de 20 kN, 40 kN y 60 kN sobre una fábrica de ladrillo biapoyada y medir las tensiones en el eje vertical, eje Y. Para comprobar la validez de este modelo se ha calculado el estado tensional en el muro al aplicar estas cargas, se obtiene la fisuración y se realiza una gráfica de la tensión vertical a mitad altura del muro comparándolas con la tensión medida por Page y la calculada por Lourenço.

En la Figura 6.10 se muestra el estado tensional del muro y la fisuración provocada por una carga de 20 kN. En la gráfica de la Figura 6.11 se grafía la comparativa entre el modelo el ensayo realizado por Page, el modelo e Lourenço y el modelo utilizado en la presente investigación.

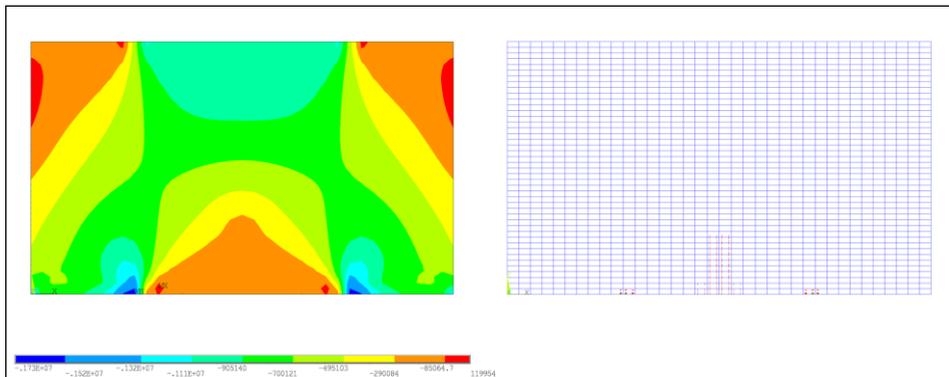


Figura 6.10. Estado tensional eje Y y fisuración para 20 kN.

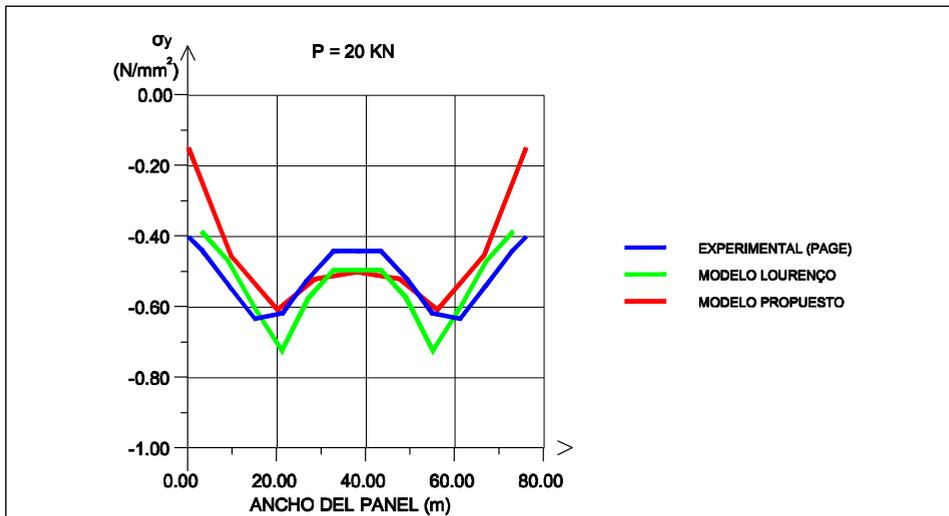


Figura 6.11. Comparativa tensión para carga de 20kN.

En la Figura 6.12 se muestra el estado tensional del muro y la fisuración provocada por una carga de 20 kN. En la gráfica de la Figura 6.13 se grafía la comparativa entre los modelos.

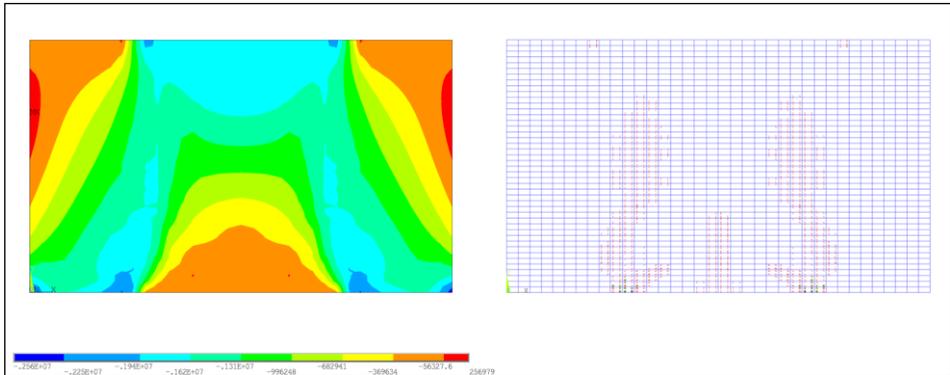


Figura 6.12. Comparativa tensión para carga de 40kN.

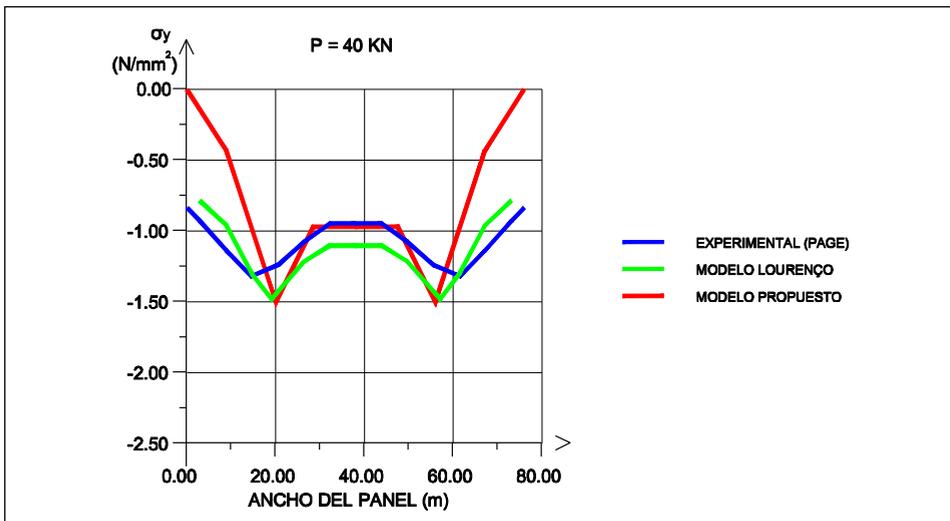


Figura 6.13. Comparativa tensión para carga de 40kN.

En la Figura 6.14 se muestra el estado tensional del muro y la fisuración provocada por una carga de 20 kN. En la gráfica de la Figura 6.15 se grafía la comparativa entre los modelos.

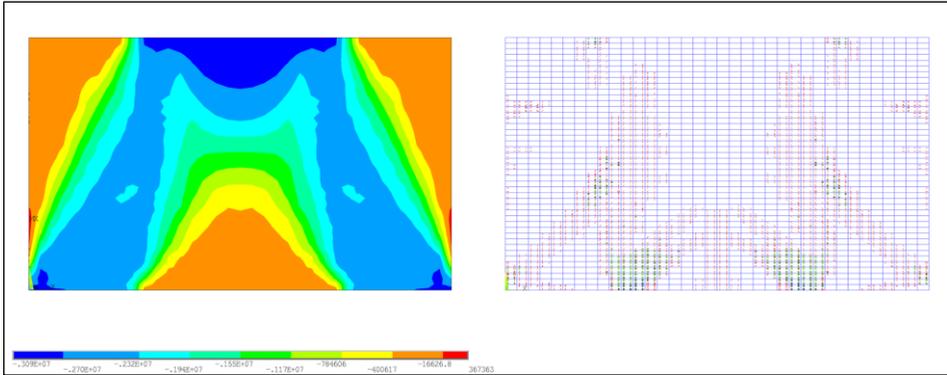


Figura 6.14. Comparativa tensión para carga de 60kN.

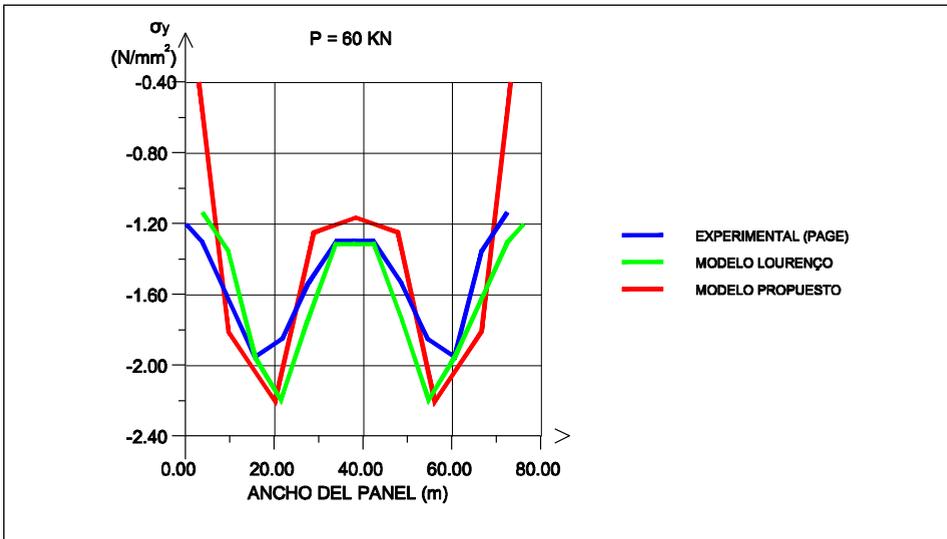


Figura 6.15. Comparativa tensión para carga de 60kN.

Los resultados obtenidos para las tres cargas aplicadas coinciden significativamente con los resultados obtenidos por Page y por Lourenço. En algunos puntos incluso el modelo utilizado en esta investigación se acerca más a los resultados experimentales que los obtenidos por otros modelos. El modelo utilizado en esta investigación tiene en cuenta la fisuración de la fábrica, lo que en otros modelos homogeneizados no se tiene en cuenta. Por todo lo anterior a nivel tensional se considera correcto el modelo utilizado.

Respecto a la fisuración se comparan los resultados de fisuración de edificios reales con la modelización mediante elementos finitos empleada, con objeto de comprobar que la aparición de fisuras, número y longitud. El edificio que nos sirve como modelo de comparación se encuentra ubicado en España, en la ciudad de Valencia.

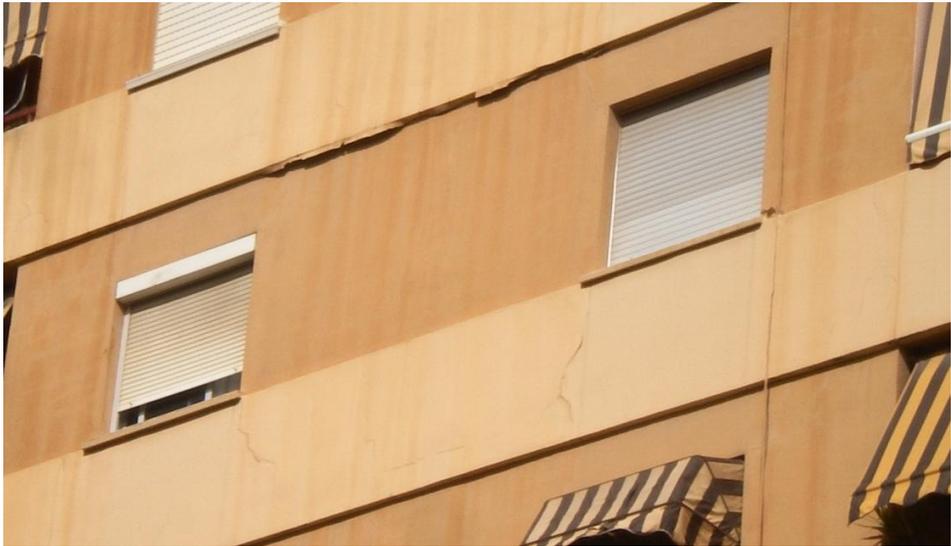


Foto 6.1. Edificio en con fisuras en su fachada.

Se trata de un edificio con estructura porticada de hormigón armado y fachada de fábrica de ladrillo, compuesta por ladrillo hueco de 11 cm como hoja exterior, cámara de aire no ventilada, y ladrillo hueco de 7 cm como hoja interior. En la fachada Sur de este edificio han aparecido fisuras como las que vemos en la Foto 6.1. Estas fisuras parten de las esquinas de los huecos, que son las zonas más débiles.

Una vez tomados los datos de la geometría y el material construimos un modelo mediante elementos finitos. Este modelo se ve sometido a carga vertical debida al peso propio, a cargas horizontales de viento y a la deformación del forjado inferior lo que supone un movimiento impuesto sobre el cerramiento.

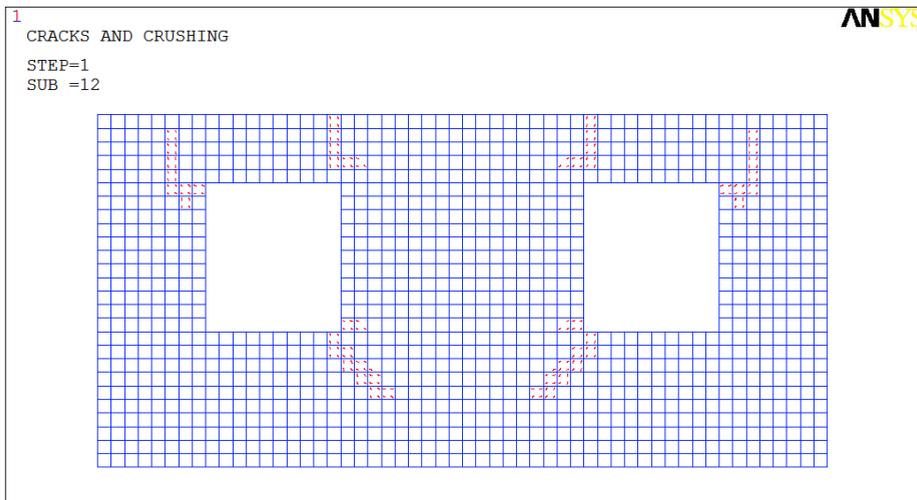


Figura 6.16. Resultado de la modelización y puesta en carga del paño.

La carga va aumentando hasta que aparecen las primeras fisuras en el paño de ladrillo. Las fisuras, igual que ocurre en la realidad, parten de las esquinas de los huecos y van avanzando de forma perpendicular a las zonas traccionadas. En la Figura 6.16 se muestran las fisuras aparecidas al aplicar el desplazamiento al modelo.

Los resultados obtenidos a partir de la modelización realizada coinciden significativamente con los resultados obtenidos en un ensayo experimental. Los resultados de la fisuración del ensayo de Page también coinciden con la fisuración de una fábrica biapoyada. Por tanto respecto al cálculo de la a fisuración el modelo utilizado también se considera correcto.

6.2. Cerramiento con hoja exterior interrumpida a nivel de estructura

El primer cerramiento a estudiar es el cerramiento con hoja exterior interrumpida a nivel de estructura. La parte modelizada es la hoja exterior, que se apoya en los forjados 8 cm de su espesor, distancia suficiente para asegurar su estabilidad frente a esfuerzos horizontales, teniendo en cuenta la carga de viento y altura libre utilizadas en el modelo. Respecto al apoyo vertical, el paño se inserta en los pilares, acodalándose contra ellos y forrándolos. Por tanto, la estabilidad de la hoja exterior frente a esfuerzos horizontales está asegurada por apoyar en forjados y pilares.

6.2.1. Geometría

Para poder comparar el comportamiento entre los dos tipo de cerramiento, la geometría de la fachada en cuanto a número de plantas, distancia entre pilares, altura libre y distribución de huecos, será la misma en los dos casos.

La tipología de cerramiento con hoja exterior con hoja exterior interrumpida en la estructura no tiene limitación en altura, sin embargo para comparar con el cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura que sí la tiene, limitamos el cerramiento a tres alturas. En la Figura 6.17 se recoge la geometría del edificio modelo. Se modeliza y estudia el tramo central de la fachada.

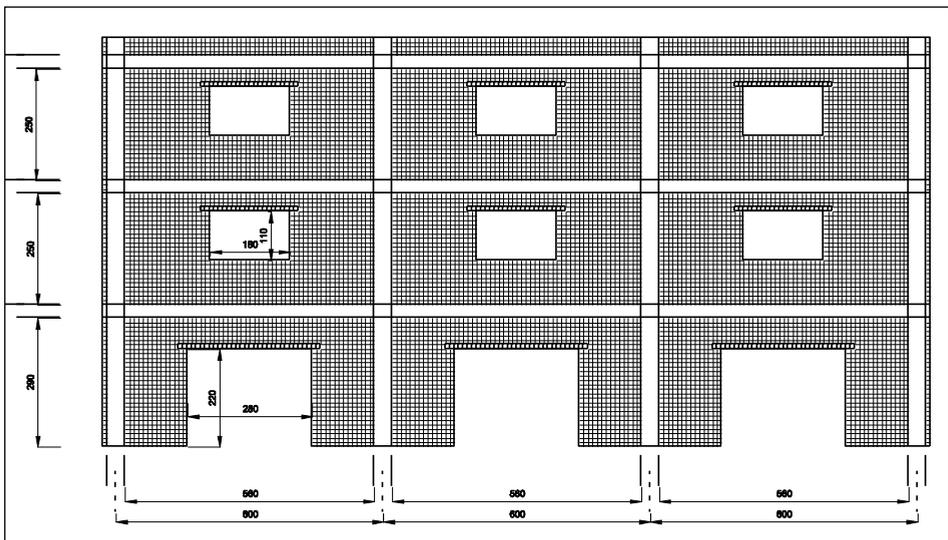


Figura 6.17. Geometría a modelizar

La hoja exterior del cerramiento está formada por una fábrica de ladrillo con 11,5 cm de espesor. A la hora de modelizar esta hoja se subdivide en tres módulos de 3,83 cm de espesor. De esta manera el comportamiento de la modelización mediante elementos finitos se muestra con más detalle. Los elementos más pequeños permiten una mayor precisión en el cálculo mediante elementos finitos⁹⁰.

El elemento que se repite y da forma a la fachada es un elemento rectangular de 10 x 10 x 3,83 cm. El módulo elegido permite resolver la geometría fácilmente, la distancia entre pilares, la altura libre y las dimensiones de los huecos se acoplan a números enteros de este módulo.

6.2.2. Análisis de tensiones

Las tensiones se analizan en las dos direcciones del plano de fachada. Las tensiones en el eje Z corresponden a la flexión paralela a los tendeles y las tensiones en X corresponden a la flexión perpendicular a los tendeles.

En la Figura 6.18 se dibujan las tensiones provocadas por la presión de viento hasta rotura, con 3640 N/m². Respecto a las tensiones en el eje Z, en la cara exterior de la hoja aparecen las compresiones máximas a mitad altura de cada paño y pequeñas tracciones en la sección de apoyo y de cabeza. Por la cara interior en estas zonas aparecen las máximas compresiones. El paño se está comportando como una placa empotrada en sus bordes. En las zonas superiores e inferiores al hueco no aparecen estas compresiones en apoyo y cabeza, ya que el hueco está impidiendo el comportamiento como placa de esas secciones.

El paño de primera planta y segunda se encuentran en las mismas condiciones. Tienen la misma acción horizontal y el mismo peso propio, ya que el peso de cada paño se transmite al forjado y no pasa de una planta a otra a través del cerramiento. El paño de planta baja es el que sufre un peor comportamiento, la altura libre es mayor y el gran tamaño del hueco de planta baja provoca incrementos de tensiones.

Respecto a las tensiones en el eje X estas son de menor magnitud que las tensiones en el eje Z. Esto es debido a que la luz libre entre forjados es menor

⁹⁰ Celigüeta Lizarza, J. T.: Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural. TECNUN. ISBN 84-921970-2-1. 2000.

que la distancia entre pilares. En la cara exterior aparecen tracciones de pequeño valor cerca de los pilares, mientras que en la hoja interior aparece un incremento de las compresiones. En centro de vano aparecen tracciones en la cara interior y compresiones en la exterior. La distribución de estas viene influida por el tamaño de los huecos. La zona con compresiones en planta baja son mayores que en el resto de plantas.

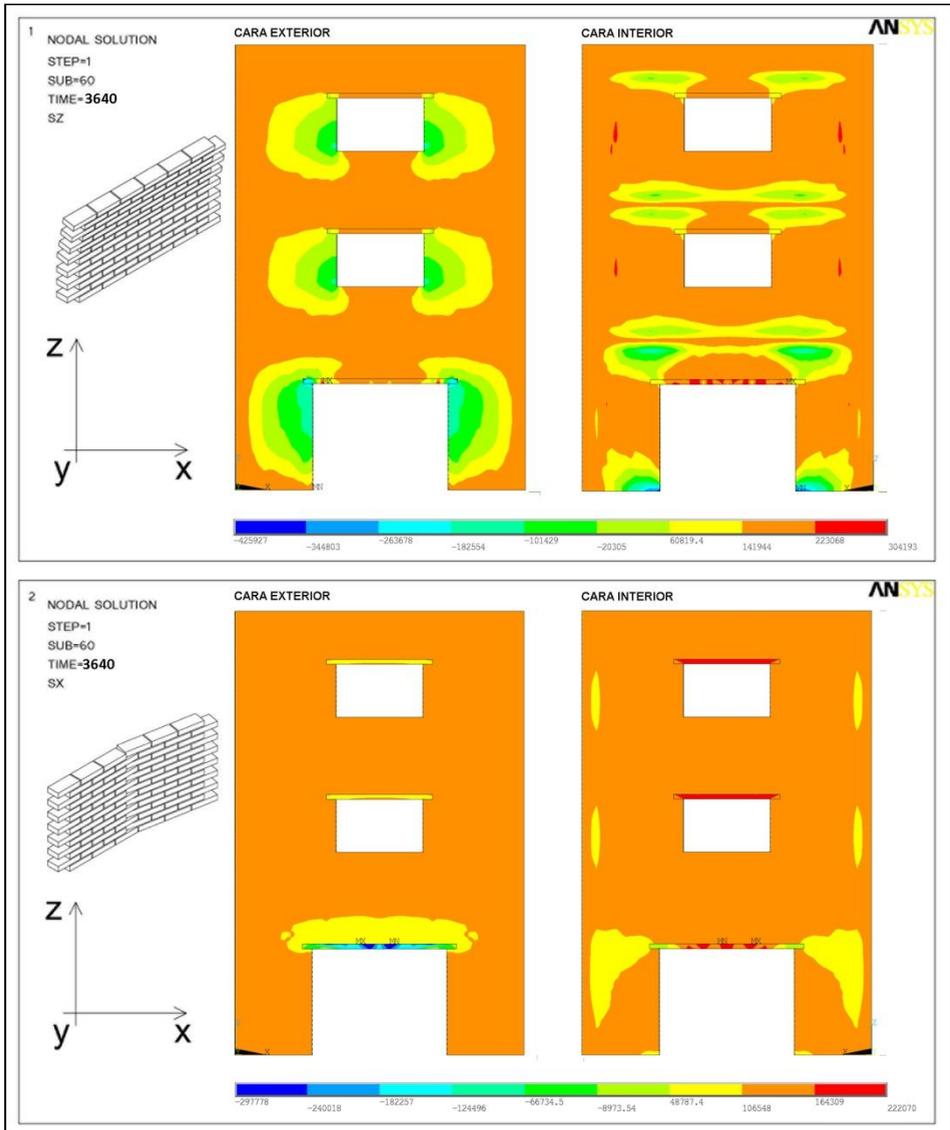


Figura 6.18. Tensiones en X y en Z en cerramiento con hoja exterior inserta en la estructura.

Otro efecto producido es la flexión horizontal del dintel y del alfeizar de los huecos. Este movimiento provocará fisuras verticales en estas zonas. La zona del dintel sufre un menor desplazamiento que la zona del antepecho. La causa del diferente comportamiento es el dintel utilizado, ya que es una pieza de hormigón armado que resiste mejor la flexión que el antepecho que está resuelto con fábrica no armada.

Los desplazamientos en dirección perpendicular a fachada en función de la carga horizontal de viento de dos puntos distintos del cerramiento se recogen en la Figura 6.20.

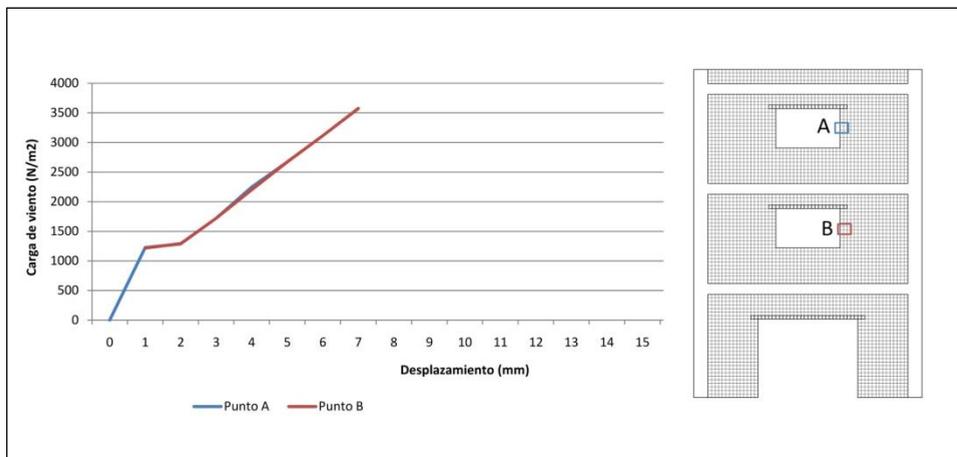


Figura 6.20. Gráfica carga de viento desplazamiento. Fachada convencional.

Si estudiamos los desplazamientos en el eje Z, Figura 6.21, se observa que los forjados y los pilares están imponiendo un movimiento nulo a la hoja exterior. Los desplazamientos en el eje Z son pequeños, ya que están provocados por el peso propio de cada tramo del cerramiento. Las partes altas del paño son las que más descienden mientras que las partes bajas tienen muy poco desplazamiento. El paño de planta primera y de planta segunda se comportan de la misma manera, mientras que el de planta baja tiene mayores desplazamientos en la zona del dintel del hueco, de mayor tamaño que el resto.

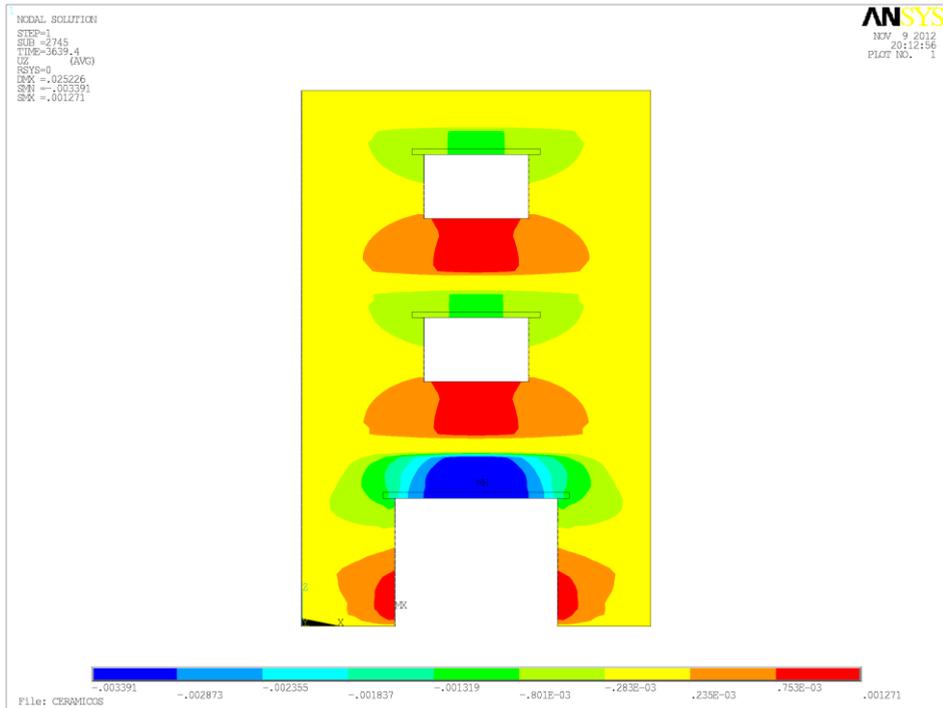


Figura 6.21. Desplazamiento en el eje Z (altura)

6.2.4. Fisuración

El programa de cálculo utilizado obtiene el punto de inicio de propagación de las fisuras y las características de su evolución. En la Figura 6.22 se muestra la evolución de la fisuración en función de la carga horizontal de viento. Las primeras fisuras son las aparecidas en el paño de planta baja. Es lo esperado ya que hemos comprobado que es el paño que tiene las mayores tensiones, debido a su mayor altura libre y al mayor tamaño del hueco. Son fisuras en el arranque y cabeza del paño, por producirse ahí las mayores tracciones. Aumentando la carga aparecen fisuras horizontales en las jambas de los huecos, incrementando su número y tamaño en función del incremento de carga. En las esquinas de los huecos estas fisuras tienen una inclinación de 45°. Más tarde surgen fisuras verticales en los antepechos bajo los huecos. La fisuración de los paños de planta primera y segunda son similares mientras que el paño de planta baja se encuentra totalmente fisurado bajo la carga máxima que ha admitido el modelo.

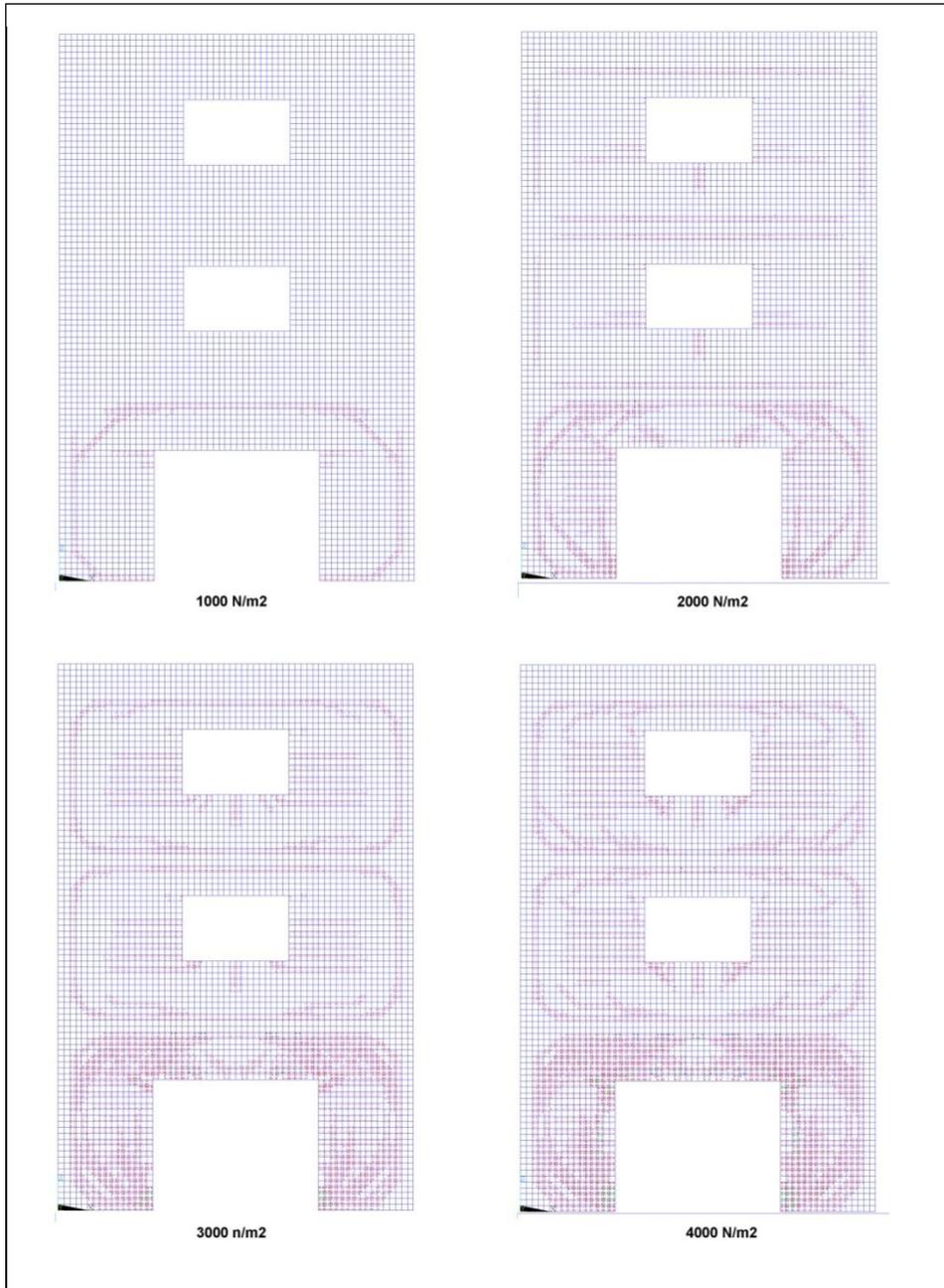


Figura 6.22 Evolución de la fisuración

6.3. Cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura

Una vez analizado el comportamiento de un cerramiento convencional, es decir, aquel cuya hoja exterior se apoya en los forjados, pasamos a analizar el comportamiento de un cerramiento cuya hoja exterior pase continua por delante de la estructura.

6.3.1. Estabilidad de la fachada: definiciones y parámetros

Como hemos visto en el punto comportamiento mecánico, este tipo de cerramiento transmite la carga vertical hasta su cimentación y las cargas horizontales a la estructura del edificio a través de llaves de anclaje.

Asimilando el comportamiento de la fachada al de una placa, el efecto del peso propio, hace actuar al cerramiento como una viga comprimida de manera que aumenta la zona comprimida y reduce la zona traccionada, reduciendo por tanto la aparición de fisuras. Figura 6.23.

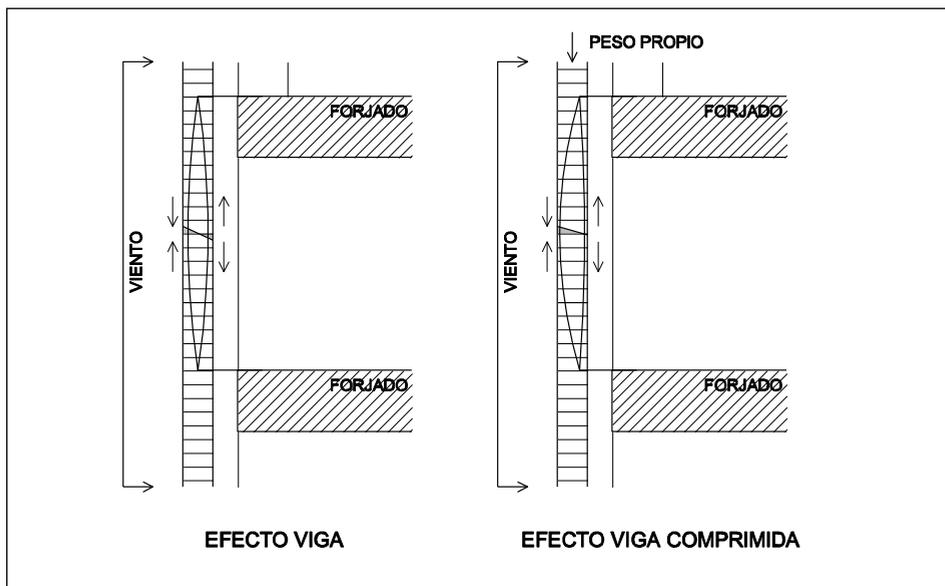


Figura 6.23. Efecto del peso propio.

Sin embargo, el efecto del peso propio, debido al carácter autoportante de la fachada, puede llegar a agotar la sección si el número de plantas es elevado. Por este motivo se recomienda utilizar esta tipología de fachada para alturas no superiores a 14 m.

El tipo estructural en el que se puede incluir los cerramientos para su análisis mediante elementos finitos es el de placa. El arranque del cerramiento se considera como un empotramiento perfecto al no ser posible el giro. Los anclajes se consideran como puntos en los que el cerramiento no puede desplazarse en la dirección perpendicular a este.

Respecto a los anclajes a la estructura el CTE-SE-F no establece criterios para su diseño. Se toma como referencia las distancias establecidas por Berstein⁹¹ para cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura. Las llaves que unen la hoja exterior del cerramiento con la estructura del edificio se sitúan en horizontal en el forjado cada 60 cm y en vertical en los pilares cada 40 cm.

La geometría de la modelización se muestra en la Figura 6.24. El elemento base que define la fachada es un elemento de dimensiones 10x10x4 cm. El espesor de la hoja exterior se divide en tres elementos para una mejor aproximación al comportamiento.

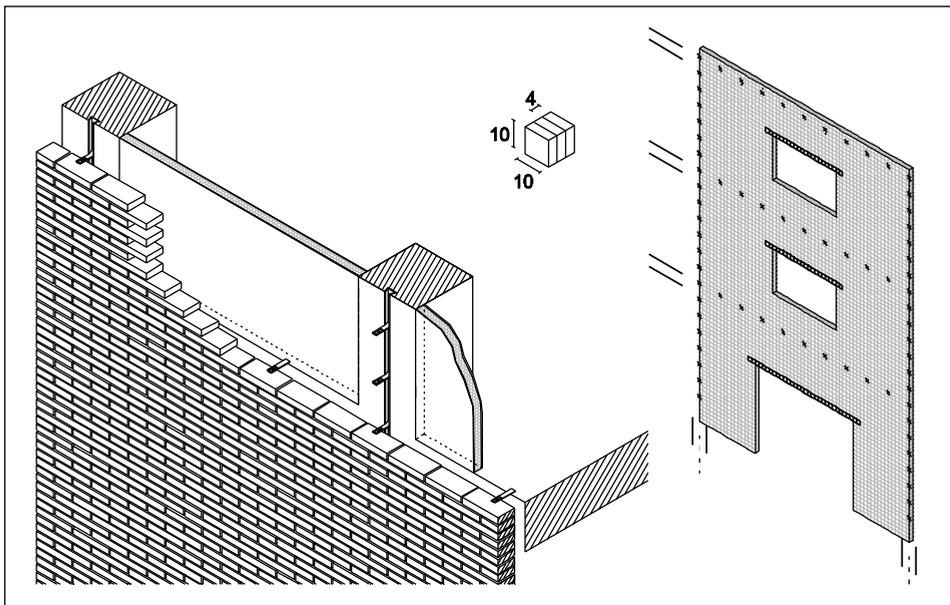


Figura 6.24. Modelización y tamaño elemento

⁹¹ Berstein, D.; Champetier, J.; Peiffer, F.: El muro de dos hojas en la arquitectura de hoy, Editorial Gustavo Gili, Barcelona, España. 1985.

6.3.2. Geometría

La hoja exterior del cerramiento se conecta con los forjados y los pilares del edificio mediante llaves. Las llaves se sitúan sobre el canto del forjado separadas entre sí 60 cm, y las llaves situadas sobre los pilares se sitúan en el eje de estos cada 40 cm en vertical, según el esquema de la Figura 6.25. La fachada arranca desde un elemento rígido de cimentación, ya sea una zapata o la cabeza de un muro de sótano.

Las condiciones de contorno para el arranque son desplazamientos y giro impedidos. La llave de unión con la estructura impone movimiento desplazamiento cero en el eje perpendicular a fachada pero no en el resto. Los laterales del paño estudiado suponen la continuidad de éste hacia derecha e izquierda, por tanto el desplazamiento en el sentido longitudinal de la fachada está coartado.

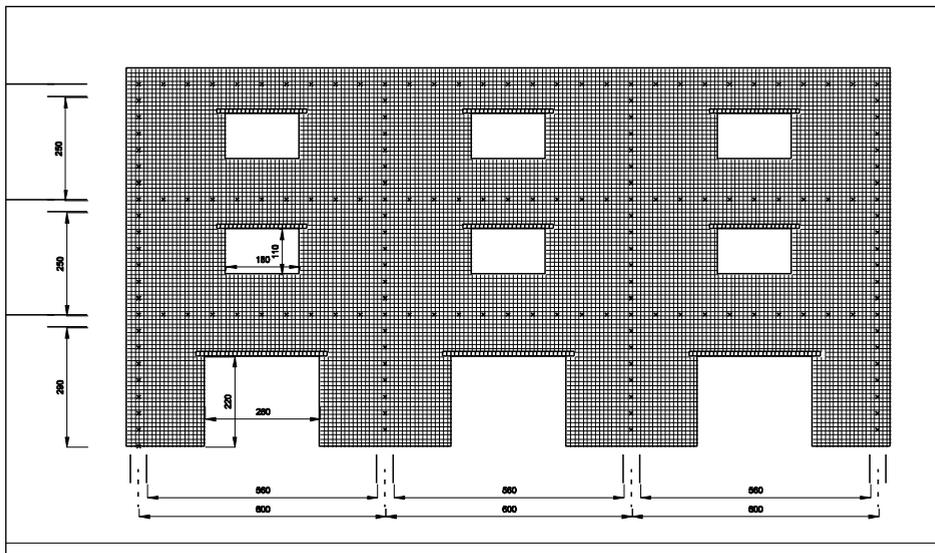


Figura 6.25. Geometría.

Los resultados obtenidos se corresponden con el tramo del vano central de la geometría propuesta. Se ha seleccionado este tramo por corresponderse con un tramo tipo de un edificio de mayor dimensión.

6.3.3. Análisis de tensiones

El análisis realizado a la fachada modelizada da como resultado un estado tensional correspondiente a la acción del viento a presión. Se representa como gráficas de isovalores correspondientes a las tensiones en Z (plano de flexión paralelo a los tendeles) y a las tensiones en X (plano de flexión perpendicular a los tendeles).

En la Figura 6.26 se grafían las tensiones en el eje Z, correspondientes al plano de flexión paralelo a los tendeles. Las zonas de las llaves, donde el cerramiento tiene coartado su desplazamiento en el eje perpendicular al mismo, aparecen tensiones de tracción en la exterior y de compresión en la interior. Estas tensiones de tracción son las tensiones máximas en este eje, que provocaran fisuras en esta zona. En el centro de los paños, aparecen compresiones en la cara exterior y tracciones en la interior. Otra zona muy solicitada es en los alrededores de los apoyos de los dinteles.

Las tracciones en el centro de paño aumentan considerablemente en la última planta. Debido a que este paño no tiene uno superior que lo compense y además tiene menos carga vertical de peso propio. Comparando el paño de primer piso y del segundo se observa una disminución del área con mayores tracciones, lo que conllevará una menor fisuración en este paño.

El antepecho de la cubierta se comporta como un borde libre. Debido a la poca altura con la que se ha diseñado no provoca tensiones excesivas.

En la Figura 6.26 se grafían las tensiones en el eje x en la cara exterior e interior de la hoja de ladrillo. La figura muestra la flexión perpendicular a los tendeles. Los esfuerzos de tracción aparecen en la cara exterior en la zona de llaves a pilares y en la cara interior en el centro de los paños, alrededor de los huecos. El paño superior tiene mayores tensiones tanto en los apoyos como en el centro de vano. El hueco de mayor tamaño en planta baja provoca una concentración de tensiones en el dintel. Los apoyos de los dinteles con también zonas en las que se produce una incremento de tensiones.

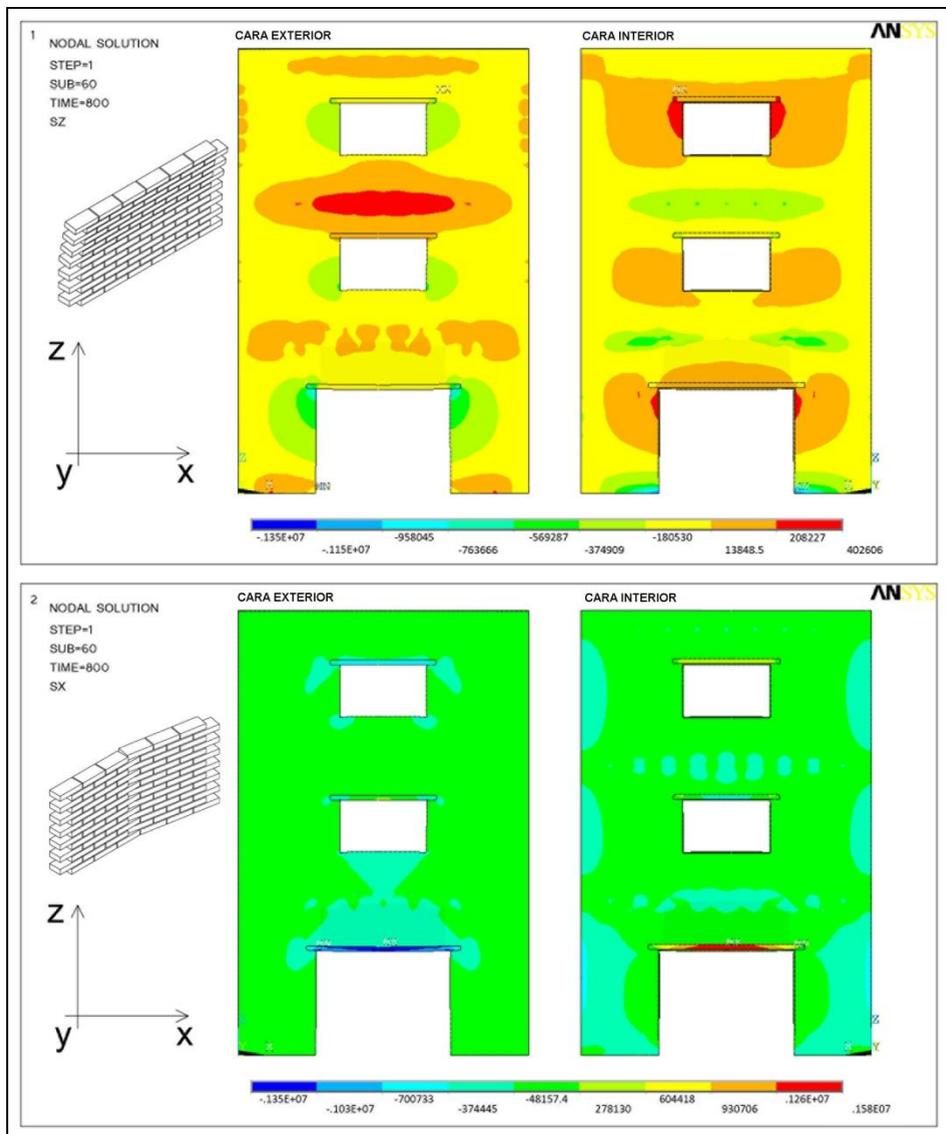


Figura 6.26. Tensiones en X y en Z en cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura

6.3.4. Análisis de desplazamientos

Los mayores desplazamientos se han dado en el paño de planta baja. Esto es debido a la mayor altura libre y sobre todo por el tamaño del hueco de planta baja. El punto de rotura de este cerramiento ha sido la parte del dintel del hueco de planta baja. La Figura 6.27 muestra los desplazamientos en dirección perpendicular al plano de fachada.

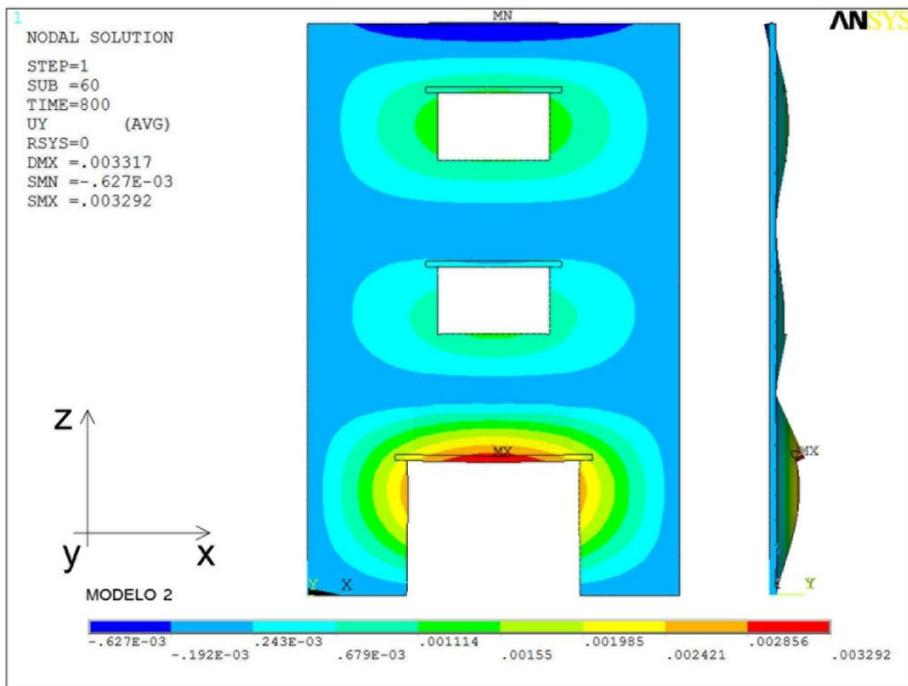


Figura 6.27. Desplazamientos de la hoja exterior.

El paño de planta primera es el que se encuentra en mejores condiciones. Tiene continuidad en sus extremos superior e inferior lo que equilibra su flexión. El paño de última planta se encuentra en peores condiciones, no tiene quien le equilibre en la parte superior, ya que el antepecho es pequeño, y además no tiene casi carga vertical que ayude a mejorar la resistencia a flexión.

En la Figura 6.28 se grafía el desplazamiento respecto a la carga de viento actuante de dos puntos distintos de la fachada. El punto A situado en una jamba del hueco del último paño y el punto B situado en la jamba del hueco del paño intermedio. La gráfica refleja lo observado en la deformada del cerramiento. Hasta una carga de viento de alrededor de 700 N/mm² los puntos se mueven de manera similar. A partir de esta carga, empieza la fisuración, mucho más acusada en el paño de última planta, lo que provoca que el punto A tenga un desplazamiento mayor. Observamos como a partir de la fisuración para una misma carga de viento los desplazamiento del punto A son mucho mayores que los del punto B.

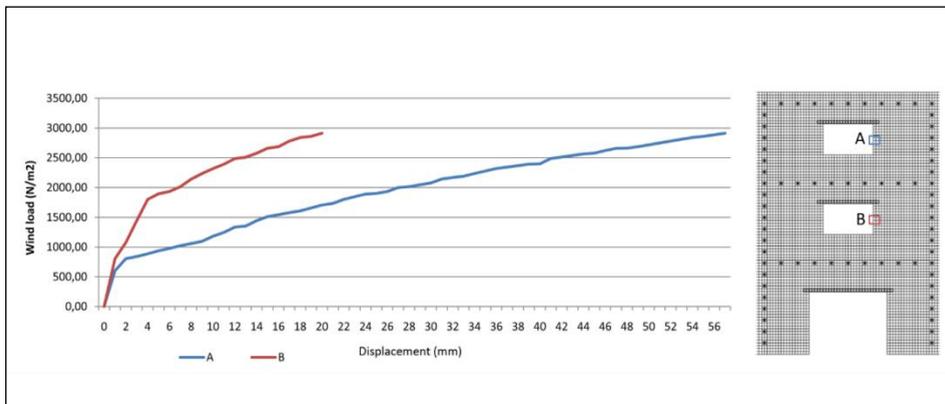


Figura 6.28. Curvas viento / desplazamiento

6.3.5. Fisuración

Cuando se supera la resistencia a tracción de la fábrica aparece una fisura, una discontinuidad, que provoca que los esfuerzos se redistribuyan. El análisis no lineal efectuado tiene en cuenta la fisuración de la fábrica y se recoge en la Figura 6.29. Esta figura recoge el estado del cerramiento en función del valor de la carga horizontal de viento. Las primeras fisuras aparecen cerca del hueco del paño de última planta y en la zona de los apoyos. Conforme aumenta la carga de viento aparecen fisuras inclinadas a partir de los vértices del hueco de última planta. Estas fisuras, de gran longitud, no aparecen en el paño de planta primera hasta que la carga pasa los 1700 N/mm², lo que supone el doble de carga de viento de cálculo según la normativa.

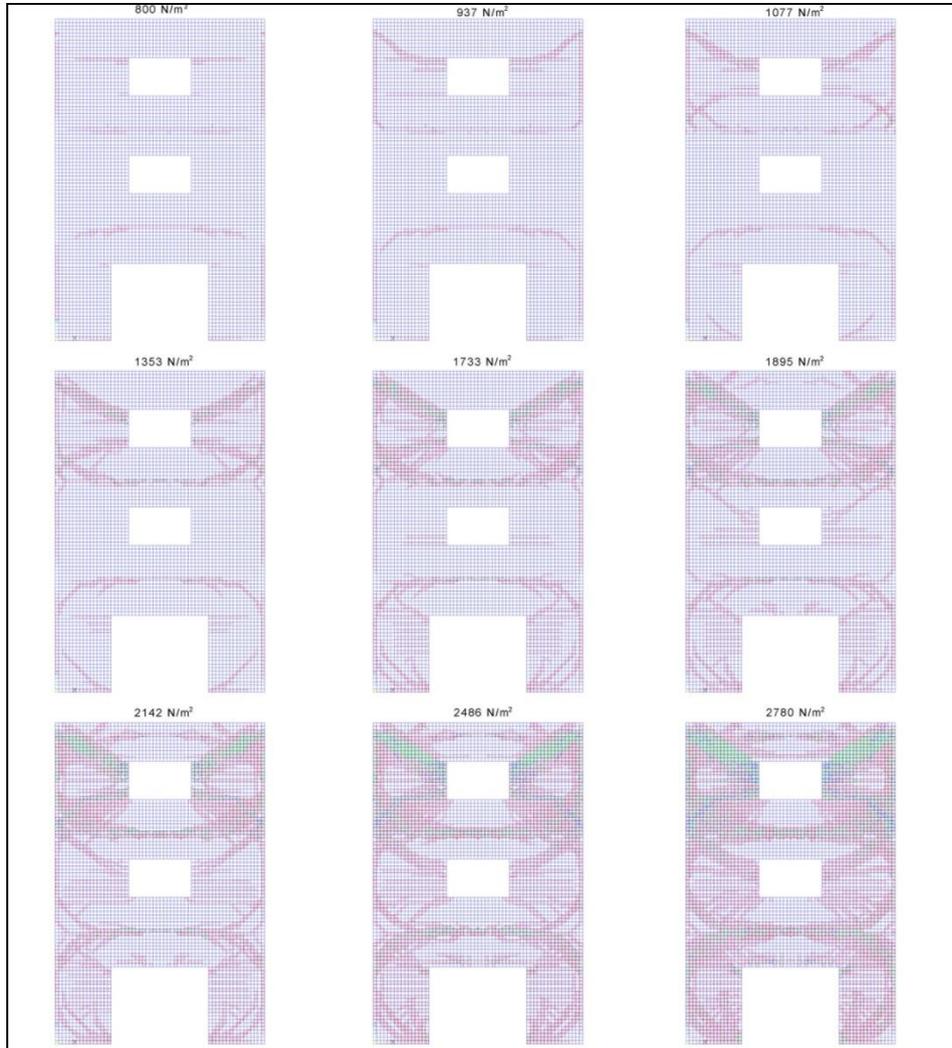


Figura 6.29. Evolución de la fisuración en función de la carga de viento.

6.4. Comparativa H.E. inserta en la estructura y H.E. continua por delante de la estructura.

A lo largo del documento se han enumerado defectos y lesiones que pueden aparecer en el cerramiento convencional, aquel cuya hoja exterior se encuentra inserta en la estructura, y se ha propuesto como solución alternativa la fachada con la hoja exterior continua por delante de la estructura. En este punto se realiza una comparativa entre el comportamiento de las dos tipologías de cerramiento. La Figura 6.30 recoge las dos geometrías analizadas en este punto.

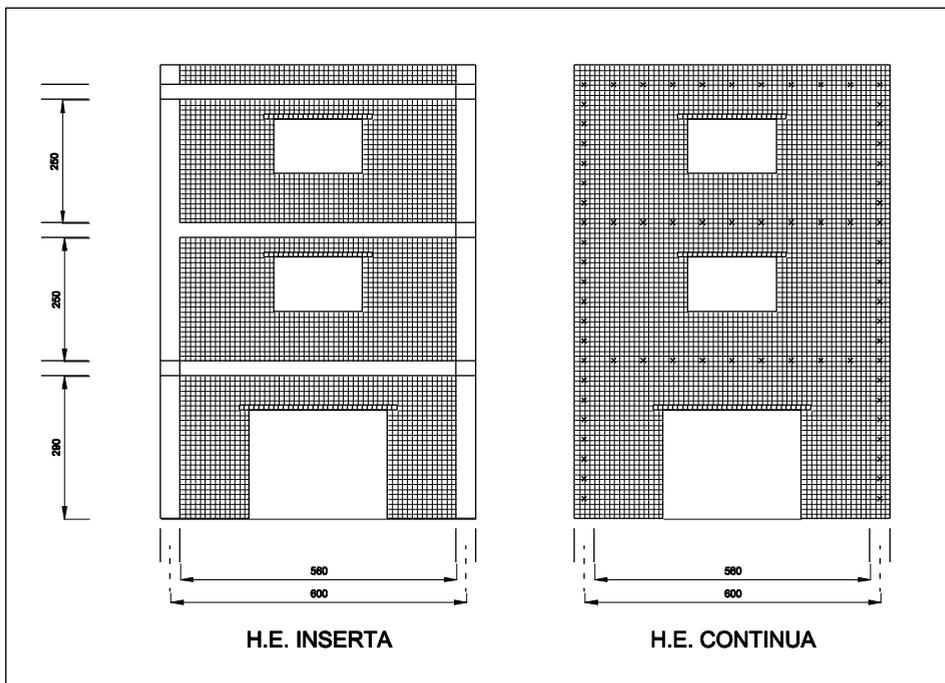


Figura 6.30. Tipologías de cerramiento.

Se comparan los resultados obtenidos para las tipologías respecto a tensiones, desplazamientos y fisuraciones. Las conclusiones de este punto ayudan a la hora de decidir las medidas para mejorar el comportamiento del cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura.

6.4.1. Comparativa de tensiones

En este punto se comparan las tensiones provocadas por las cargas de cálculo de viento y peso propio del cerramiento. Se desglosa el análisis en tensiones en el eje Z (flexión paralela a los tendeles) y tensiones en el eje Y (flexión perpendicular a los tendeles).

En la Figura 6.31 se comparan las tensiones en el eje Z. La cara exterior de la hoja se encuentra comprimida en el eje Z salvo las zonas de contacto con la estructura. La zona con tracciones en los apoyos es de mayor dimensión en el cerramiento continuo. En cerramiento inserto en la estructura presenta sus tensiones máximas de tracción en la cara exterior en la zona de arranque y cabeza del paño, con valores similares en los dos forjados. Por otro lado, el cerramiento con hoja exterior continua tiene el valor máximo en la zona de las llaves de conexión a la estructura, siendo mayor en el forjado segundo que en el primero. En esta segunda tipología el valor máximo es mayor que en el cerramiento inserto en la estructura. Conforme nos acercamos al centro del paño estas tracciones van aumentando de valor. Al existir huecos en el centro del paño, las zonas con tensión se acumulan en las jambas del hueco. Para la carga de viento de cálculo en el caso de cerramiento inserto en la estructura los valores de menor magnitud que en el caso de hoja continua.

En la cara interna de la hoja las tensiones en Z son de compresión salvo en las zonas en las jambas de los huecos donde aparecen reacciones. La zona con tracciones es mayor en el cerramiento continuo. En el paño de planta baja debido al mayor tamaño de hueco estas tracciones son de mayor magnitud. Sin embargo la zona traccionada en el paño de planta baja del cerramiento con hoja exterior continua es menor que en el caso del cerramiento inserto en la estructura, debido al efecto que la acumulación del peso propio tiene en esta tipología de cerramiento.

Las tensiones en el eje x, Figura 6.32, son de tracción en la cara interior de la hoja salvo en la zona de los apoyos que son de compresión. Estos valores son mayores en el cerramiento con hoja interior continua. En la cara exterior las tensiones de compresión salvo en el contacto con pilares que aparecen zonas con tracción en los pilares. La zona con tracciones es de mayor dimensión en el caso de cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura.

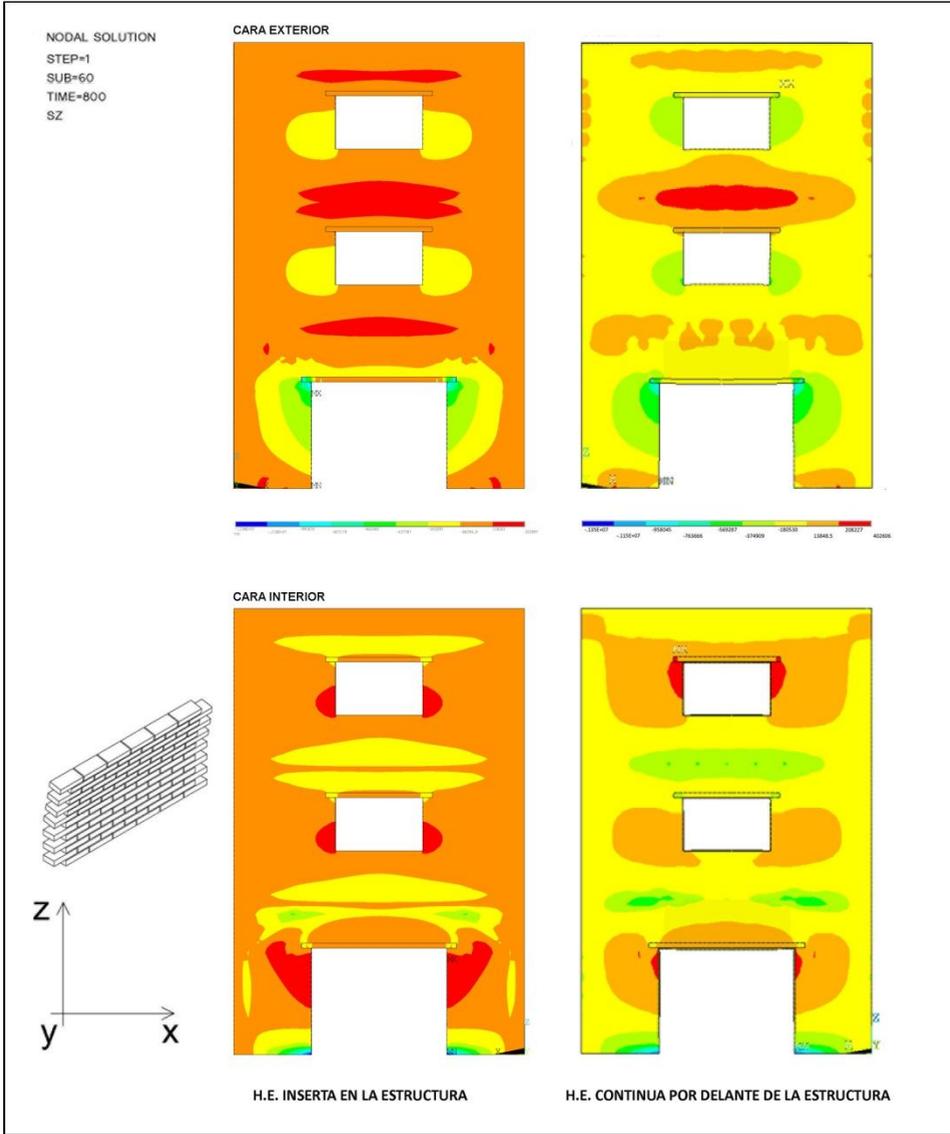


Figura 6.31. Tensiones en flexión perpendicular a tendeles con una presión de viento de 800 N/m²

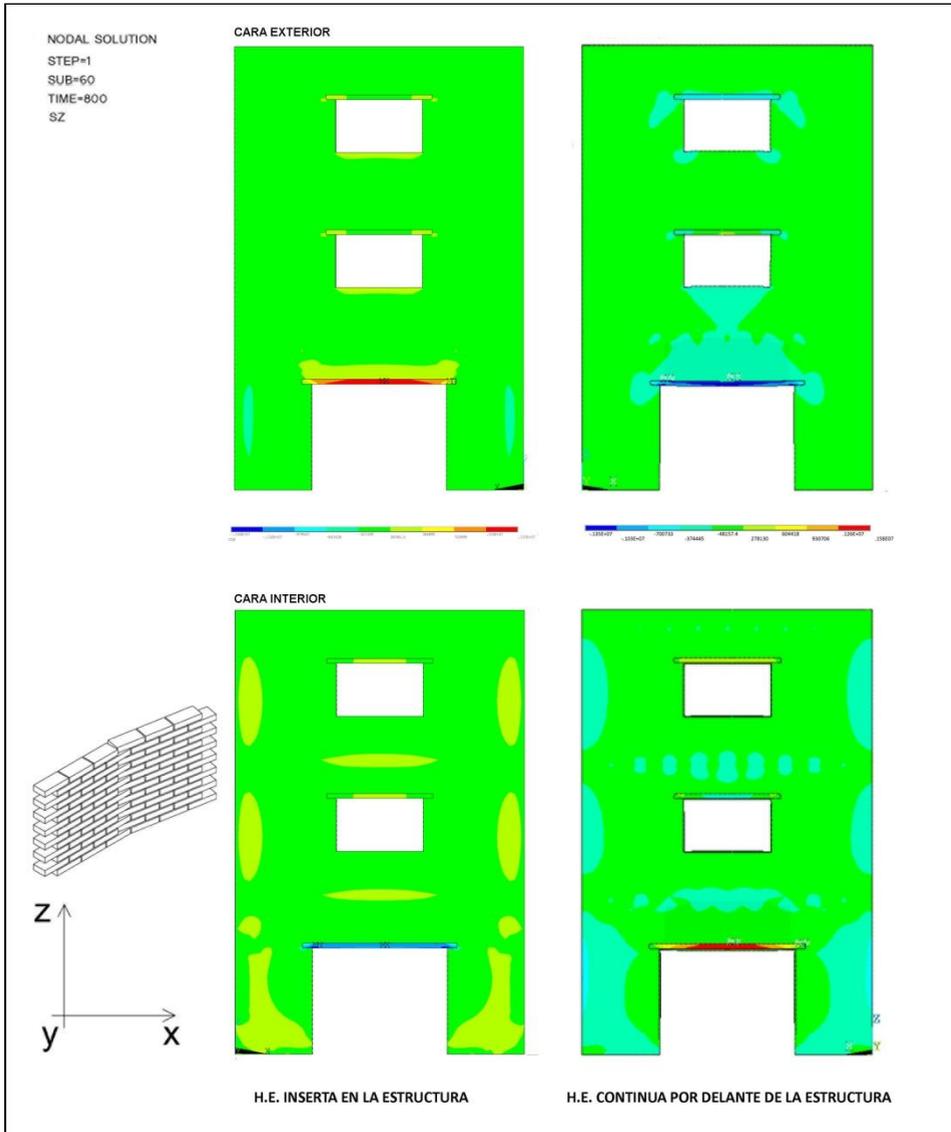


Figura 6.32. Tensiones en flexión paralela a tendeles con una presión de viento de 800 N/m²

6.4.2. Comparativa de desplazamientos

En la Figura 6.33 se comparan los movimientos perpendiculares al plano de fachada para la presión de cálculo de viento. Los desplazamientos obtenidos en el cerramiento inserto en la estructura son menores que los obtenidos en el cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura. El paño de planta baja tiene un comportamiento similar, es que mayor altura libre tiene y el hueco es mayor, por tanto es donde se producen los mayores desplazamientos. En el paño de última planta se encuentran las mayores diferencias, en el cerramiento inserto el comportamiento es similar al de planta primera, el paño se apoya en todo su perímetro con coacción al giro. Sin embargo, en el paño de última planta del cerramiento continuo el borde no tiene más coacción al giro que el peso propio, que es poco en este paño, y al antepecho, que tiene poca altura al ser la cubierta no transitable.

El paño de planta primera en el cerramiento con hoja exterior continua tiene un mejor comportamiento debido a que el paño tiene continuidad tanto en su borde superior como el inferior y el valor de peso propio es mayor que en la última planta.

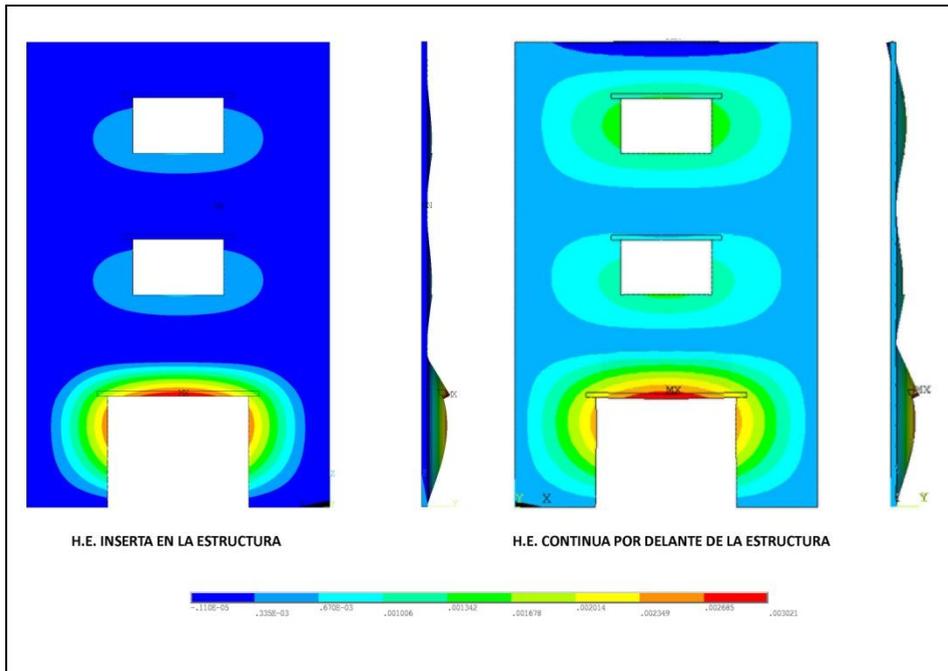


Figura 6.33. Desplazamiento perpendicular a fachada a la presión de viento de cálculo. Comparativa cerramiento con H.E. inserta en la estructura y H.E. continua por delante de la estructura.

En las gráficas de las Figura 6.34 y Figura 6.35 se observa el mayor desplazamiento en el cerramiento con hoja exterior continua. La diferencia de comportamiento es mucho mayor en el último paño de la fachada (punto A) al tener su borde superior mayor capacidad de giro en el caso de la hoja exterior continua. En el cerramiento inserto en la estructura la fisuración y, por tanto, sus desplazamientos son menores y la rotura se produce con una mayor carga de viento.

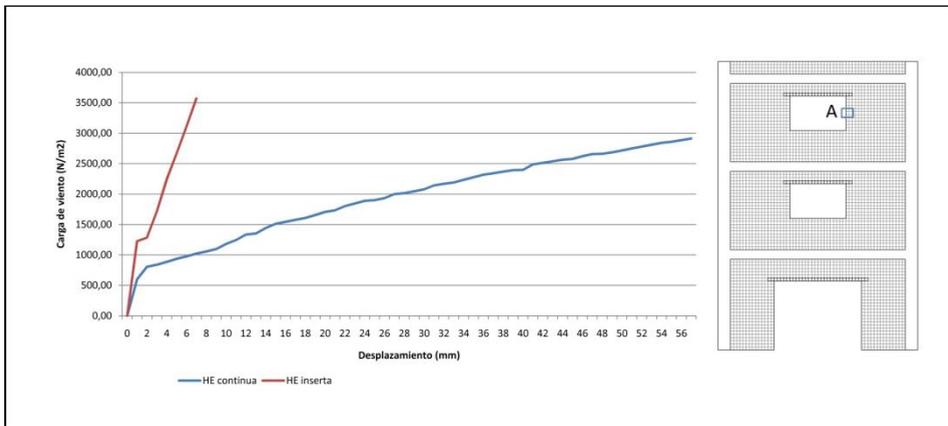


Figura 6.34. Comparativa desplazamientos punto A.

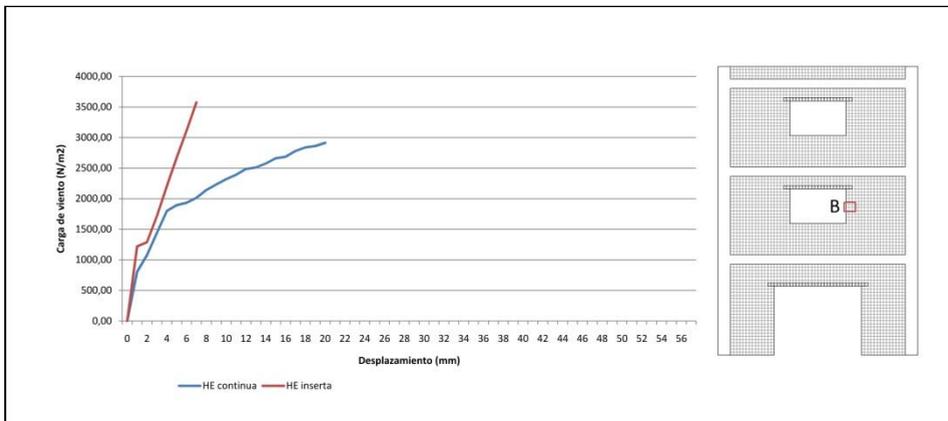


Figura 6.35. Comparativa desplazamientos punto A.

6.4.3. Comparativa de la fisuración

En las figuras de Figura 6.36 a Figura 6.38 se representan las fisuras de las dos tipologías de cerramiento correspondientes a una presión de viento de 1.000 N/m², 2.000 N/m² y 3.000 N/m².

En la Figura 6.36 observamos las primeras fisuras. En el cerramiento inserto en la estructura las primeras fisuras aparecen en el paño de planta baja. Las fisuras aparecen en las zonas de contacto con la estructura. Conforme aumenta la carga aparecen fisuras horizontales en las jambas de los huecos y fisuras verticales en el antepecho. Las fisuras del paño en planta primera y en planta segunda son iguales en número y dimensión. En el paño de planta baja aparecen también fisuras en las esquinas de los huecos que crecen con una dirección de 45°.

En el cerramiento con hoja exterior continua aparecen las primeras fisuras en el paño de última planta. Las fisuras a 45° desde las esquinas de los huecos no tardan en aparecer, al aumentar la carga aparecen fisuras horizontales en las jambas. El paño de primera planta es el que presenta menos fisuras.

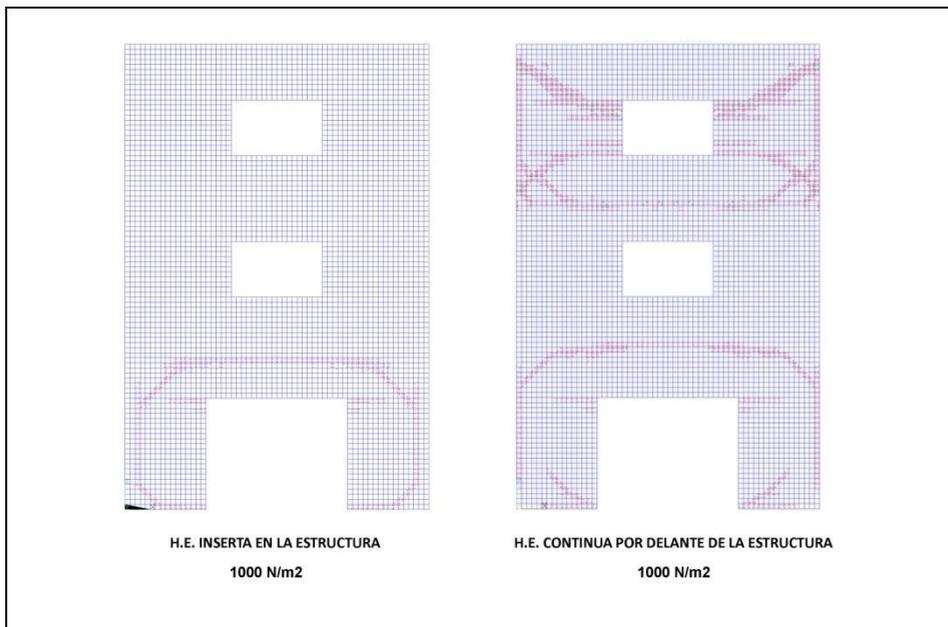


Figura 6.36. Fisuras con una carga de viento de 1000 N/m²

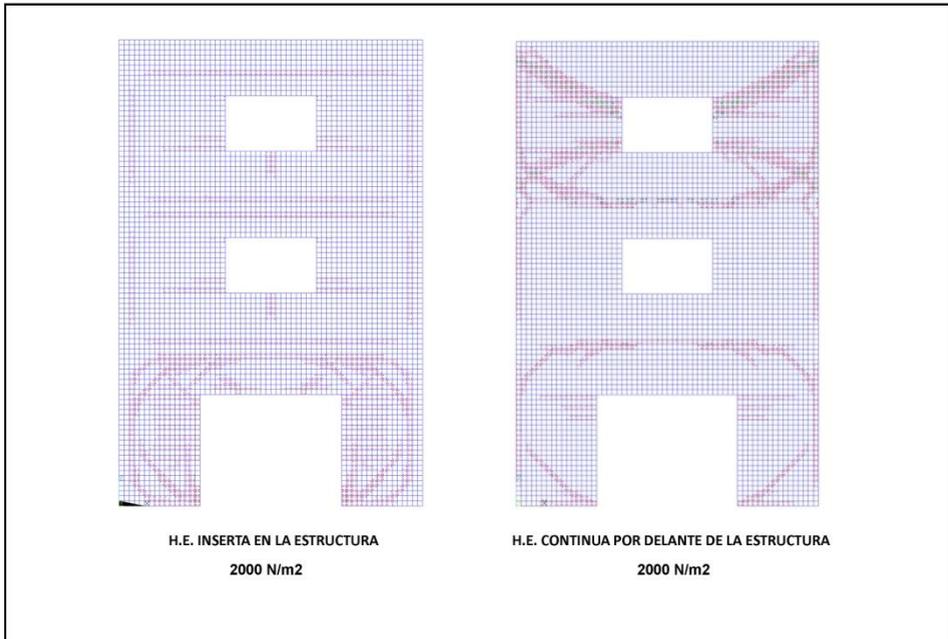


Figura 6.37. Fisuras con una carga de viento de 2000 N/m²

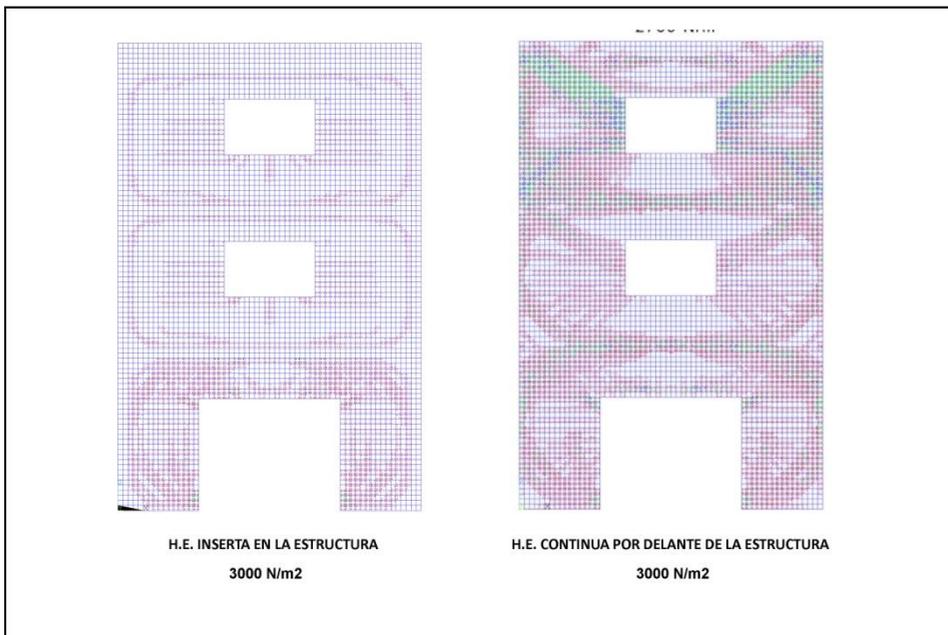


Figura 6.38. Fisuras con una carga de viento de 3000 N/m².

6.5. Medidas propuestas para mejorar el comportamiento

A la vista de los resultados obtenidos por el método de los elementos finitos respecto a esfuerzos, desplazamientos y fisuración se insertan en los tendeles armaduras de para evitar la fisuración de la fábrica. En la Figura 6.39 se grafía la posición de las armaduras en relación con la fisuración obtenida.

Las barras de acero se colocan en los tendeles de mortero. Debido al poco espesor de los tendeles, las armaduras se colocaran de pequeño diámetro⁹². Además, las barras de acero necesitan protección frente a la corrosión. Esta protección puede realizarse gracias al acero galvanizado, acero inoxidable o pinturas epoxídicas⁹³.

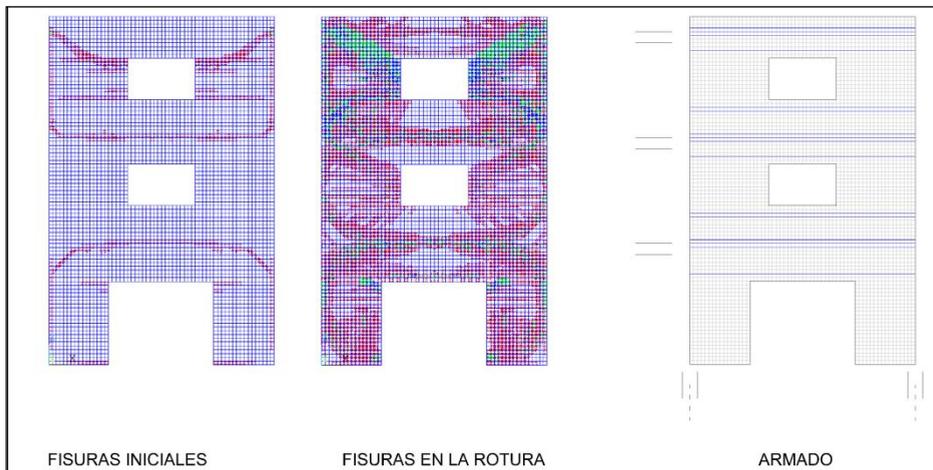


Figura 6.39. Propuesta de armado para mejorar el comportamiento.

El paño del último piso no tiene un paño superior que lo equilibre. Un incremento en la altura del antepecho mejora el comportamiento de este paño. También un anclaje en la coronación del muro mejora el comportamiento frente al viento del último paño. Se propone además del refuerzo con armaduras en anclaje de la hoja exterior en su coronación.

⁹² Adell, J.M.: La fábrica armada y la fachada contemporánea. NA, Vol. 4, pp. 53-80. 1996.

⁹³ AENOR: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-3 Reglas generales para edificios. Reglas detalladas para acciones laterales. Eurocódigo 6. 1999.

6.5.1. Justificación de la eficacia de las mejoras

Para comprobar la eficacia de las medidas propuestas en el punto anterior se realiza una simulación numérica mediante elementos finitos del cerramiento incorporando las mejoras descritas. Ahora la fachada modelizada incorpora en los tendeles el refuerzo de las armaduras y la coronación del muro está anclada con llaves de anclaje.

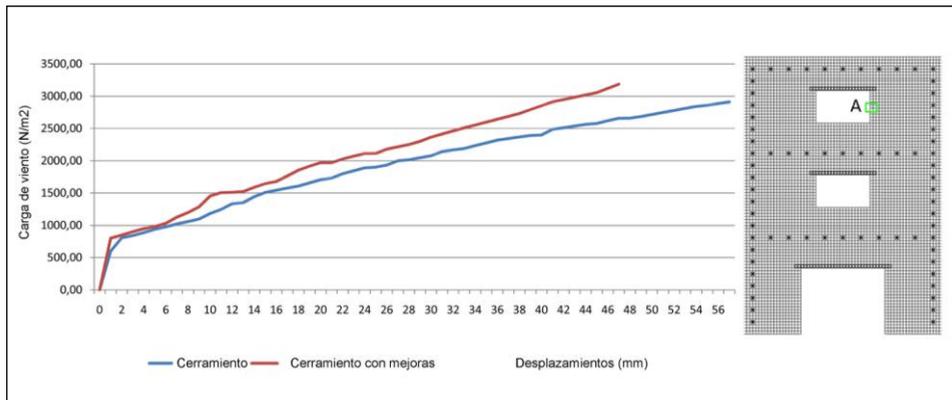


Figura 6.40. Desplazamientos del punto en A en el cerramiento sin mejoras y con mejoras.

Los desplazamientos obtenidos mediante el cálculo son menores que en el cerramiento previamente estudiado. La gráfica de la Figura 6.40 muestra una comparativa entre los desplazamiento del punto A en dirección perpendicular a la fachada del cerramiento con mejoras y sin mejoras. Por ejemplo, para una carga horizontal de viento de 1500 N/m², el cerramiento original sufre un desplazamiento del punto A de 15 mm, mientras que el cerramiento que incorpora las mejoras se desplaza 10 mm.

La fisuración también se ha reducido, tanto para la carga de viento en servicio, como para la carga de rotura. La hoja exterior mejorada no fisura con la carga de servicio. Para una carga de viento mayor, el número y la longitud de las fisuras se reducen en el cerramiento con mejoras. La Figura 6.41 muestra la fisuración de la hoja exterior en los dos casos estudiados. Las mejoras provocan que las fisuras se inicien con una carga horizontal mayor.

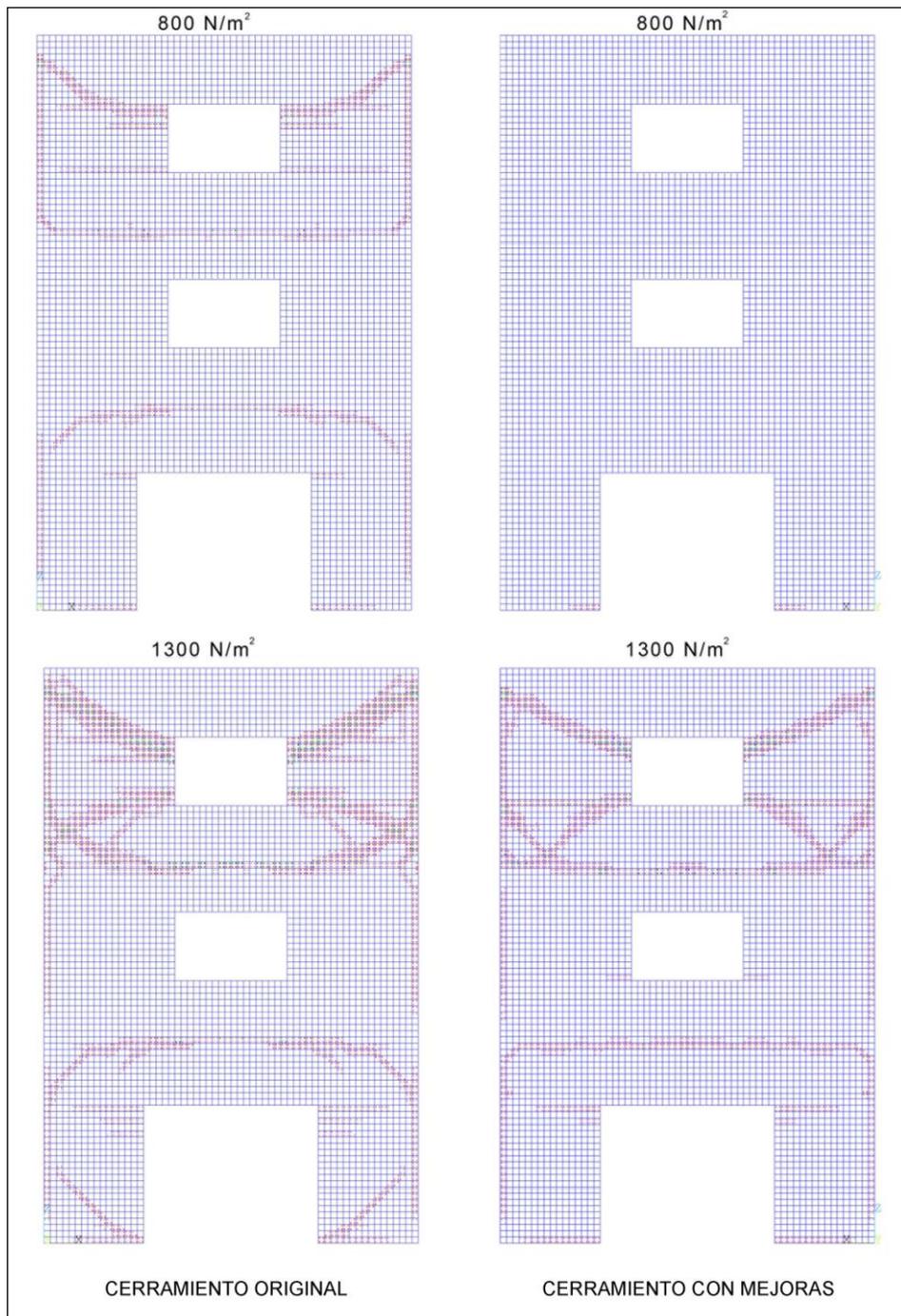


Figura 6.41. Comparación de la fisuración entre el cerramiento con mejoras y sin mejoras.

6.6. Disposición de los anclajes

En un cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura los anclajes a la hoja portante son necesarios para asegurar su estabilidad frente a acciones horizontales. Estos anclajes unen la hoja exterior con la estructura portante y son los que se tienen en cuenta en el cálculo. Se pueden colocar embebidos en el canto de los forjados o sobre ellos. En la Figura 6.42 se recogen distintos tipos de anclajes.

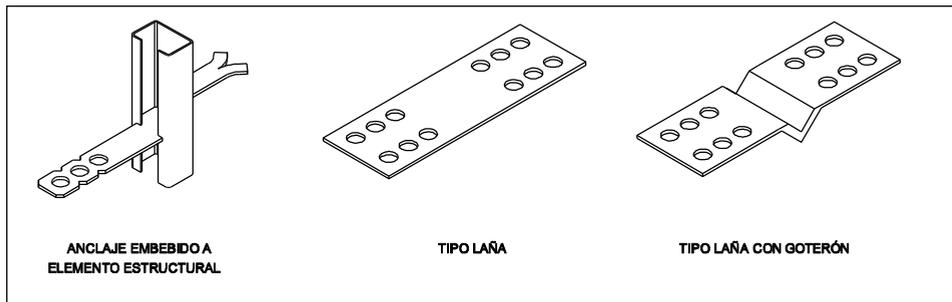


Figura 6.42. Tipos de anclajes.

La distribución y número de los anclajes influye en el comportamiento de la hoja exterior. Frente a un esfuerzo de presión de viento, las zonas alrededor de los anclajes presentan tracciones en la cara exterior de la fábrica y compresión en la cara interior. Frente al mismo esfuerzo, las zonas más separadas de las llaves de anclaje presentan compresiones en la cara exterior y tracciones en la interior.

Los anclajes en general se sitúan en horizontal en el forjado cada 60 cm y en vertical en los pilares cada 40 cm⁹⁴. Si los variamos el comportamiento varía y puede mejorarse. En este punto, se analiza el comportamiento de tres geometrías de llaves de unión para comparar el comportamiento, en tensiones, desplazamientos y fisuración.

Las llaves se deben comprobar a presión y cumplirán holgadamente a succión, ya a que además de tener un valor menor la llave trabaja a tracción, sin que pueda aparecer el pandeo que ocurre durante la acción del viento a succión.

⁹⁴ Berstein, D.; Champetier, J.; Peiffer, F. El muro de dos hojas en la arquitectura de hoy, Editorial Gustavo Gili, Barcelona, España, 1985.

6.6.1. Geometría de los modelos

Partimos de la geometría estudiada en el punto anterior, es decir, la geometría tomada como tipo para un cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura. Para comprobar la influencia de la disposición de las llaves se estudian cuatro variantes de la geometría inicial. (Figura 6.44)

1. Modelo 1: sin huecos, paño ciego desde el arranque de cimentación hasta la coronación del cerramiento. La hoja de ladrillo tiene llaves que la unen con la estructura porticada en los frentes de forjados y pilares.
2. Modelo 2: huecos en el cerramiento. No varía la disposición de llaves del cerramiento anterior.
3. Modelo 3: Variación del modelo 2 en la que las llaves del frente de forjado se desplazan en vertical de forma alterna en la cara superior e inferior del forjado. Esta distribución se realiza para reducir el efecto charnela que se produce en el modelo 2 de este punto. Con la solución del perfil embebido en el forjado es fácil esta distribución de anclajes. Figura 6.43.

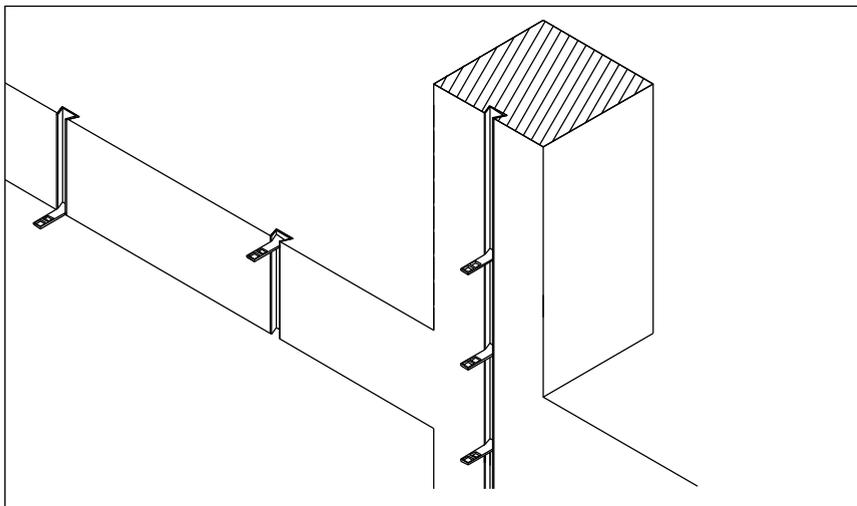


Figura 6.43. Anclajes en zig-zag.

4. Modelo 4: Variación del modelo 2 con llaves de conexión en el contorno de huecos.

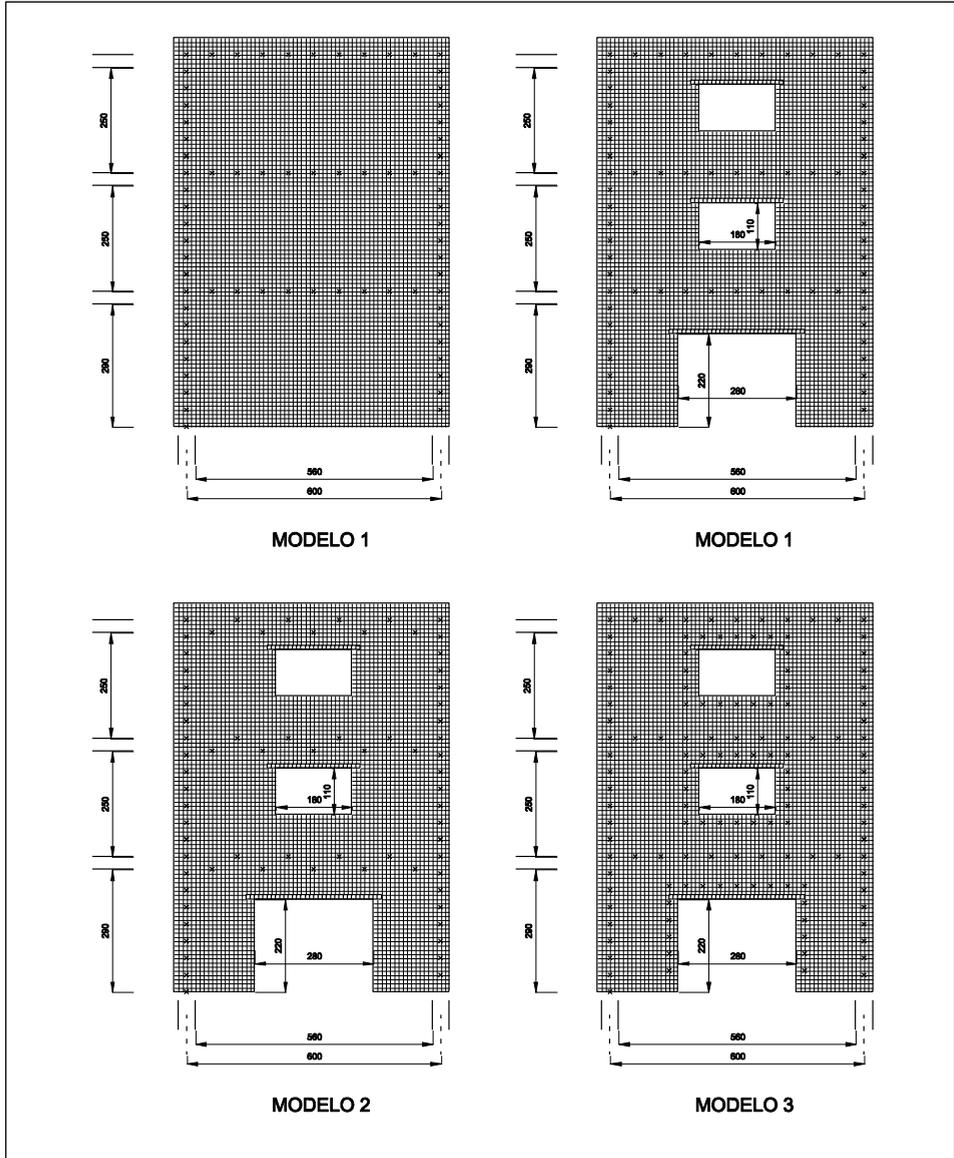


Figura 6.44. Geometría y variación de los anclajes.

Una recomendación para mejorar la pérdida de estabilidad provocada por la existencia de los huecos es colocar llaves de conexión en el contorno de los huecos. Esta solución requiere un elemento rígido donde llevar estas llaves. En un cerramiento con la hoja interior de ladrillo hueco podemos utilizar esta hoja para anclar las llaves. El comportamiento mejora si la hoja interior tiene un espesor de 12 cm, correspondiente a un aparejo a sogas. Si el cerramiento tiene la hoja interior de yeso laminado con subestructura la llave deberá colocarse en unos montantes rígidos, ya que el tabique de yeso laminado no tiene suficiente resistencia. Figura 6.45.

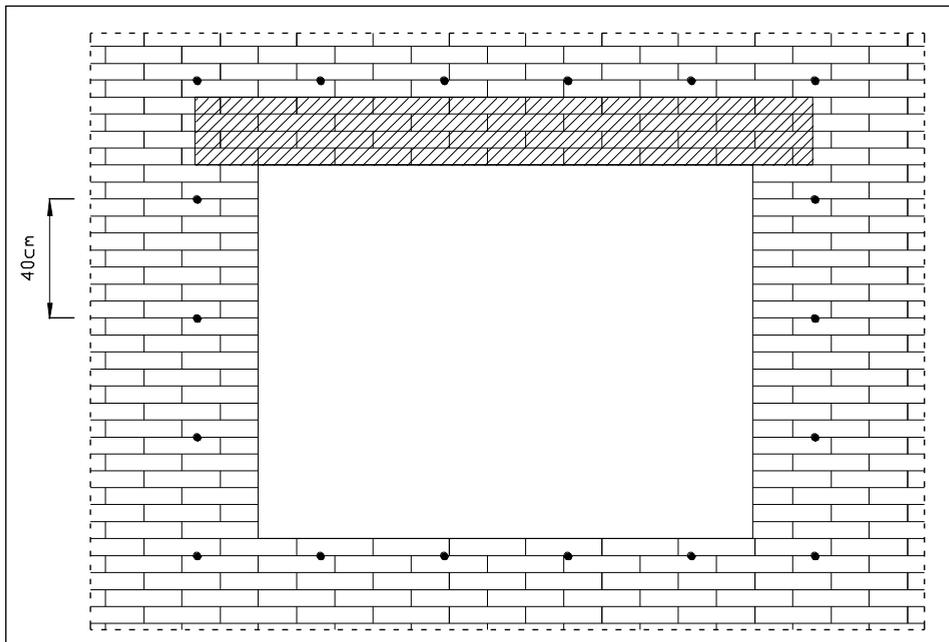


Figura 6.45. Anclajes en el perímetro de los huecos. (Mas, 2007)

El refuerzo planteado para el contorno de los huecos consiste en colocar llaves de anclaje cada 40 cm en todo el perímetro del hueco⁹⁵, como se observa en la figura 6.35.

⁹⁵ Mas, A.: Huecos en cerramientos de obra de fábrica. SPUPV. 2007.

6.6.2. Movimiento perpendicular al plano de fachada

Los cuatro modelos a estudiar han sido sometidos al peso propio de la hoja de ladrillo y a una acción de viento de 800N. En ese punto de carga se obtienen los desplazamientos en sentido perpendicular al cerramiento, que se observan en la Figura 6.46.

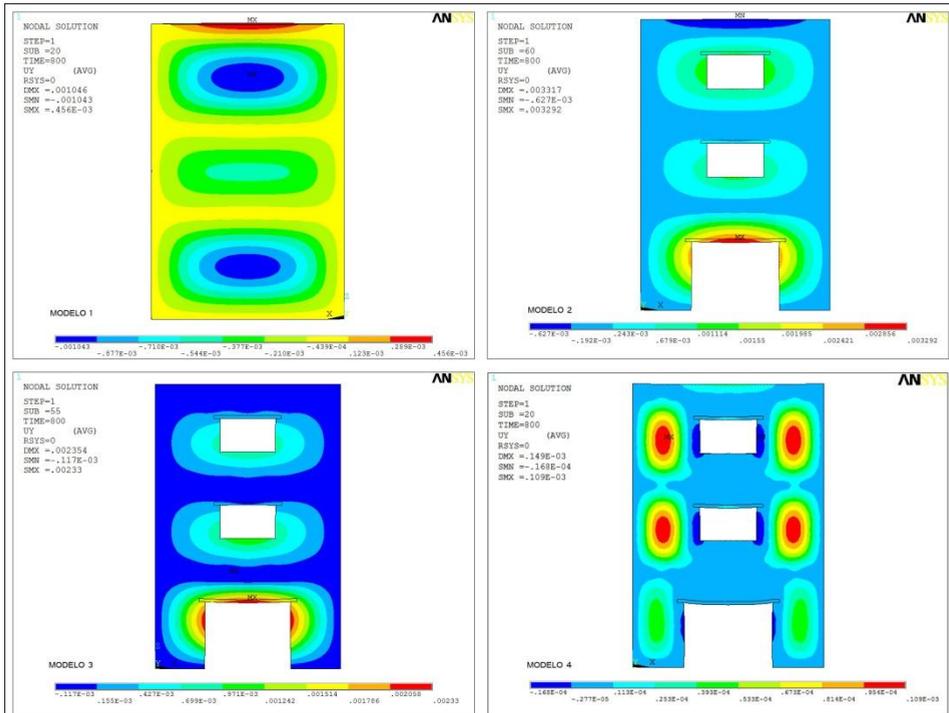


Figura 6.46. Desplazamientos en dirección perpendicular al cerramiento cargado con una carga de viento de 800 N/mm².

En los cuatro modelos el paño con mayor deformación es el correspondiente con la última planta, debido fundamentalmente a dos motivos. En primer lugar, en esta situación el paño no tiene continuidad hacia arriba que contrarreste la flexión positiva del paño. Además este paño tiene la misma carga de viento que el resto pero el efecto del peso propio es menor. La mayor altura del antepecho contrarresta la deformación del paño de última planta.

De los cuatro modelos analizados el que presenta unas menores deformaciones con la carga horizontal es el modelo 4. A continuación vamos a llevar los cuatro modelos hasta la rotura, sobrepasando la carga de viento de 800 N. En la siguiente gráfica se representan el desplazamiento de un mismo punto del cerramiento en función de la carga aplicada hasta rotura. El punto elegido donde se miden las deformaciones corresponde con el punto medio de la jamba de hueco de la última planta. Este punto es el elegido por ser la zona que mayores deformaciones aparecen. La gráfica de la Figura 6.47 compara el comportamiento de los tres primeros modelos.

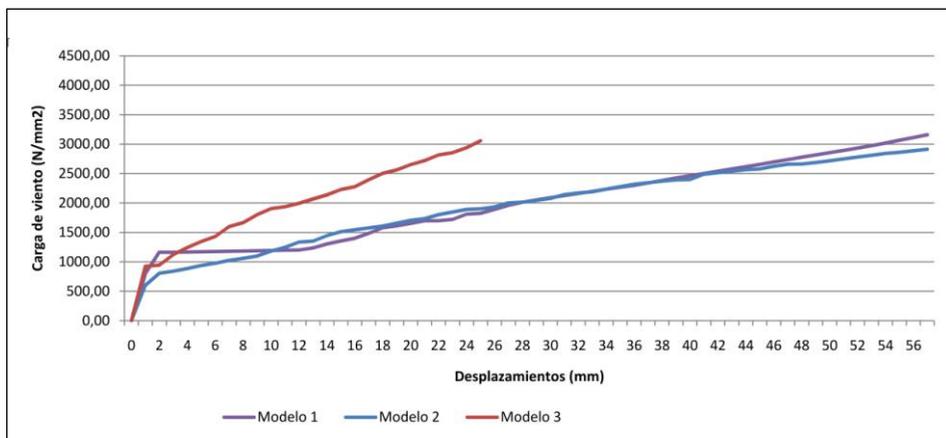


Figura 6.47. Comparativa de los desplazamientos del punto A en las cuatro solución de anclajes.

El modelo 1, sin huecos, presenta menores desplazamientos que los modelos 2 y 3, en los que hay huecos. El empeoramiento del comportamiento debido a la inclusión de huecos (paso de modelo 1 a 2) se va mejorando con la variación de la situación de las llaves (modelo 3) y el refuerzo con llaves del contorno de los huecos (modelo 4).

El modelo 1, sin huecos, rompe con una carga de 3.159 N/m^2 . Al considerar los huecos, modelo 2, el cerramiento rompe con una carga 2.912 N/m^2 . El modelo 3 supone una mejora, rompe con una carga de 3.056 N/m^2 . El modelo 4 rompe a más de 4.000 N/m^2 . Respecto a los desplazamientos, en la gráfica se observa que a igual de carga el modelo 3 tiene del orden de la mitad de desplazamiento que el modelo 2.

En el modelo 2 observamos un cambio de tendencia al llegar la carga de viento a valores cercanos a 650 N. Este cambio consiste en un aumento de las deformaciones, debido a las fisuras que ya se han producido, del cerramiento en las zonas cercanas al punto estudiado. Este cambio se produce en el modelo 3 al llegar a 950 N, lo que supone una mejora respecto el anterior.

La variación del modelo 2 al 3 mejora el comportamiento frente a acciones horizontales, ya que aguanta una mayor carga de rotura y su deformación se reduce de manera significativa. Esta mejora se consigue sin aumento de coste de la ejecución de la obra al disponerse el mismo número de llaves sólo que cambiando su ubicación.

El modelo 4, en el que el contorno de los huecos se ve anclado con llaves, presenta unos desplazamientos mínimas en el punto estudiado ya que la jamba estudiada tiene el desplazamiento impedido. Para que este comportamiento sea real las llaves en el contorno de los huecos tienen que anclarse a elementos estructurales secundarios con suficiente rigidez como para considerar que el desplazamiento es nulo.

6.6.3. Fisuración

De forma paralela al estudio de los desplazamientos se ha realizado el análisis de la fisuración del cerramiento. Aparece la fisura cuando se supera la resistencia a tracción de la fábrica de ladrillo. Estas fisuras indican los puntos en los que el cerramiento necesita un refuerzo mediante armaduras de acero, como veremos en las soluciones constructivas concretas del punto siguiente.

En la Figura 6.48 se grafían las primeras fisuras aparecidas en los cuatro modelos. Estas fisuras se han obtenido con una carga de 800 N/mm^2 en los tres primeros modelos.

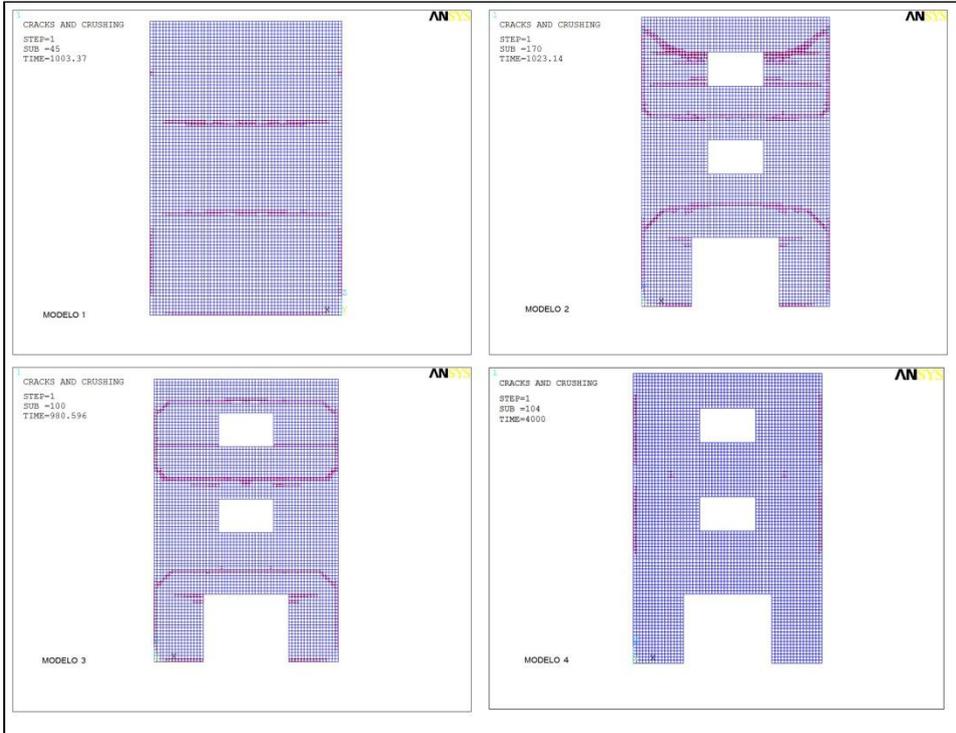


Figura 6.48. Fisuración actuando la carga en servicio.

Las primeras fisuras aparecen en los alrededores de las llaves de conexión a la estructura del edificio. En los modelos con huecos, aparecen fisuras cuya trayectoria comienza en los vértices de los huecos. El modelo 3 retrasa la aparición de las fisuras debidas a los huecos. Las fisuras se concentran en el último paño, que también es el que tiene mayores deformaciones, ya que no tiene un paño contiguo que compense el momento positivo máximo. El modelo 4 únicamente fisura en la zona de apoyos. No aparecen fisuras en los huecos al estar estos conectados a la estructura porticada, de manera no aparecen desplazamientos en estas zonas.

La fisuración del paramento va aumentando hasta llegar a la situación de rotura. En la Figura 6.49 se muestran las fisuras aparecidas hasta la rotura.

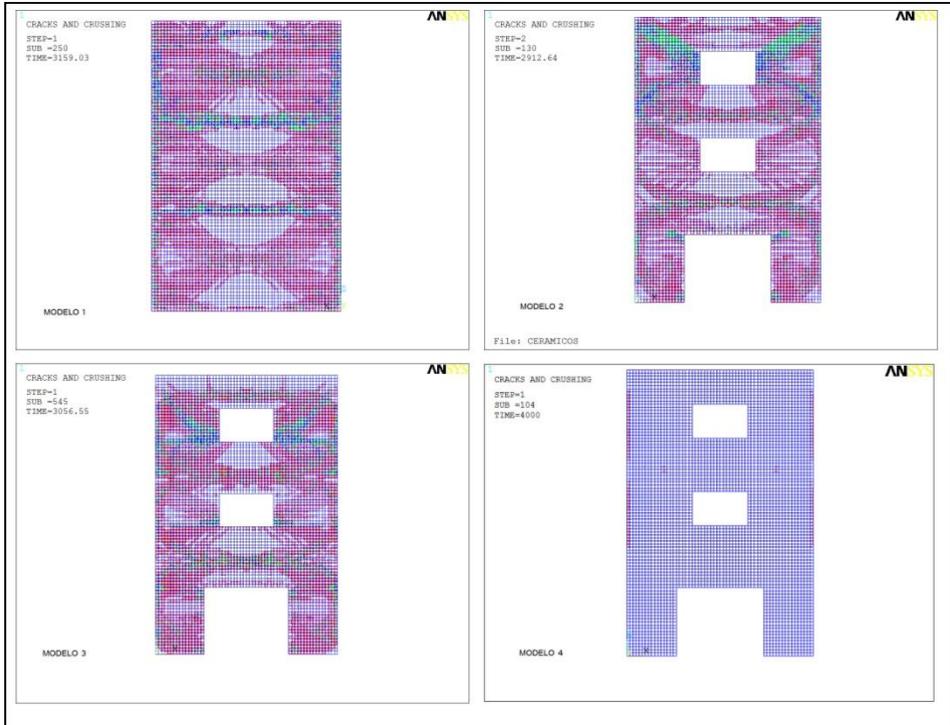


Figura 6.49. Fisuración en rotura.

En las zonas ciegas del cerramiento las fisuras aparecen de los vértices del paño hasta llegar al centro. En las zonas con huecos aparecen fisuras desde los vértices del hueco y también fisuras horizontales que parten de las jambas. El último paño es la zona con mayor número de fisuras, tanto de primeras fisuras como de fisuras a mayor carga de viento.

La zona del antepecho de cubierta, con borde libre, tiene también concentración de fisuras. El modelo 3, con llaves sobre y bajo el forjado, mejora el comportamiento del antepecho.

6.7. Influencia del tamaño de los huecos

Los huecos en el cerramiento suponen una discontinuidad en su comportamiento, que ya ha sido estudiado en el punto Comportamiento mecánico para el cerramiento con hoja exterior inserta en la estructura. En el caso de los cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura influye más todavía la geometría de los huecos, debido al carácter autoportante de la hoja exterior que necesita que la transmisión de su peso propio se realice hasta el arranque del cerramiento. Por este motivo frente a cargas verticales en cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura es recomendable utilizar huecos verticales evitando los huecos horizontales. Respecto a las cargas horizontales, los huecos suponen una discontinuidad del comportamiento en placa, Figura 6.50, provocando acumulación de tensiones en las jambas de éstos. En este punto se compara el comportamiento de cuatro geometrías de huecos.

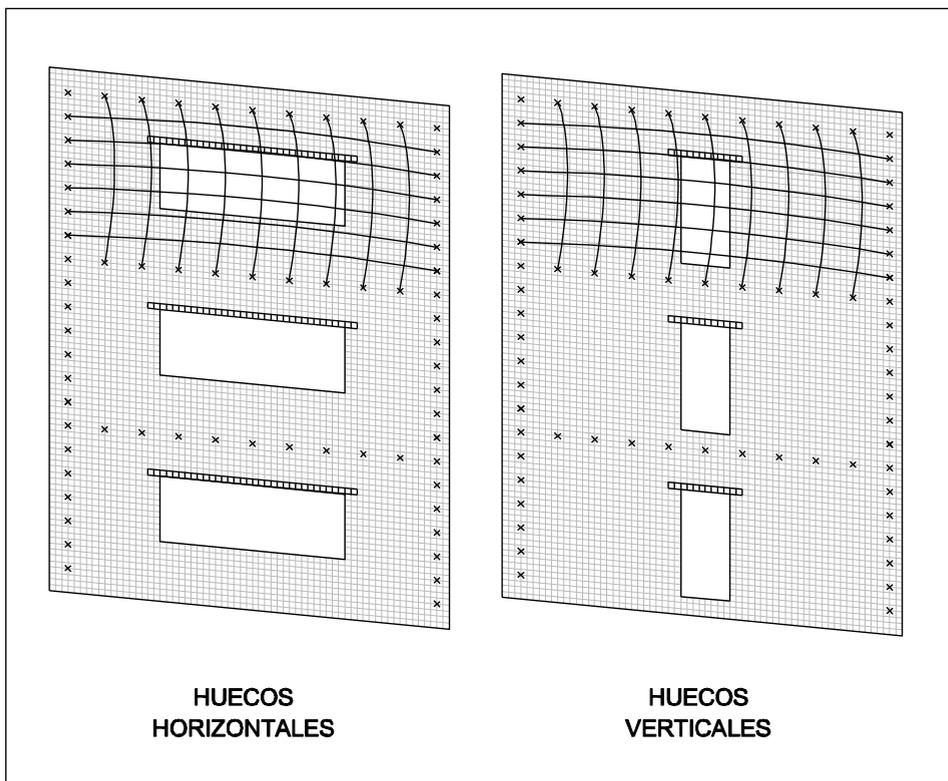


Figura 6.50. Influencia de un hueco en el paño respecto a cargas horizontales

6.7.1. Geometría de los modelos

En el caso estudiado para la fachada con cámara de aire continua por delante de la estructura hemos observado que en planta baja las deformaciones eran mayores, debido a la mayor altura libre de la planta baja y a la influencia del hueco de grandes dimensiones incorporado en el paño de planta baja. En este punto la geometría base del edificio se ha modificado respecto los anteriores casos para que se aprecie mejor el efecto del tamaño de los huecos. La altura libre entre forjados tiene el mismo valor en las tres plantas, de esta manera el efecto de la carga horizontal se verá claramente. El tamaño de los huecos será idéntico en cada una de las plantas para cada modelo. Se diseñan cuatro modelos con distintas dimensiones en sus huecos.

En este punto se comparan cuatro geometrías de huecos en el cerramiento. Los cuatro modelos son cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura se recogen en la Figura 6.51 y sus características son:

1. Modelo 1: sin huecos, paño ciego desde el arranque de cimentación hasta la coronación del cerramiento. La altura libre entre forjados es la misma para toda la fachada. La hoja de ladrillo tiene llaves que la unen con la estructura porticada en los frentes de forjados y pilares.
2. Modelo 2: huecos en el cerramiento. Los huecos tienen unas dimensiones suficientes como para influir en el comportamiento del muro⁹⁶, las dimensiones de los huecos son las del caso tipo visto en apartados anteriores.
3. Modelo 3: los huecos del cerramiento aumentan sus dimensiones en sentido longitudinal. La luz del hueco es de 3 metros, por tanto, los dinteles irán colgados del forjado mediante tirantes.
4. Modelo 4: los huecos aumentan su altura y pierden longitud. Son huecos verticales con una luz libre de 1,70 metros. El hueco se ubica en centro de vano para maximizar el su efecto.

⁹⁶ Tamaño del hueco mayor 10% tamaño del paño. CTE-SE-F

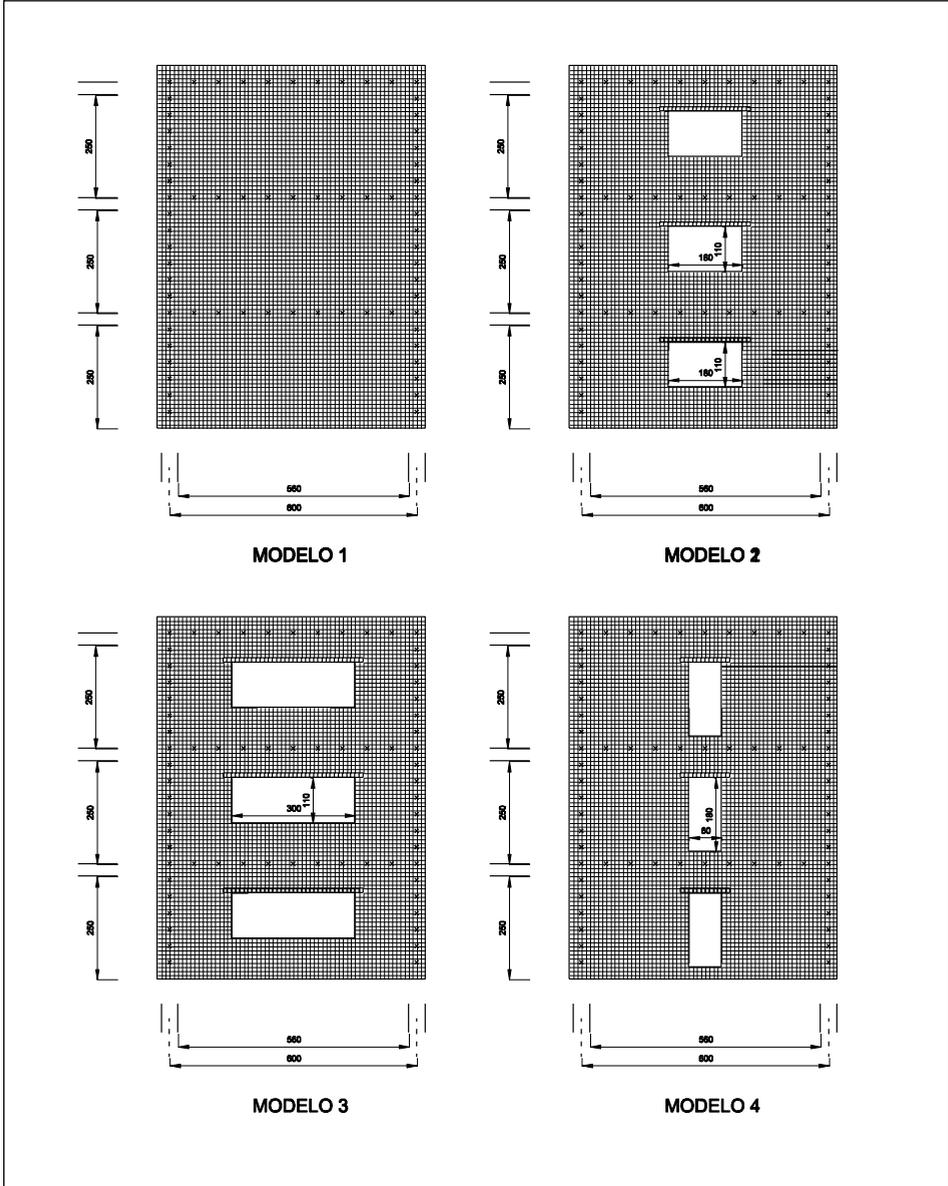


Figura 6.51. Cuatro modelos con distinta distribución de huecos.

6.7.2. Tensiones

En las figuras de Figura 6.52 a Figura 6.55 se representan los isovalores correspondientes a las tensiones en Z (plano de flexión paralelo a los tendeles) y a las tensiones en X (plano de flexión perpendicular a los tendeles) provocadas por la acción del viento a presión.

Para los cuatro modelos las tensiones en el eje Z son las correspondientes al plano de flexión paralelo a los tendeles. Las zonas más solicitadas son los alrededores de las llaves de conexión con la estructura, provocando tracciones en la cara exterior y de compresión en el interior. El centro del paño es la siguiente zona más solicitada, provocando tracciones en la cara interior y compresiones en la exterior, correspondiente a un comportamiento en placa. En estos modelos los tres paños se encuentran en la misma situación, tienen la misma geometría y la misma carga horizontal, por tanto se observa claramente la influencia de la carga vertical. Se trata de un cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura de manera que la carga vertical es debida al peso propio y va aumentando hasta su valor máximo en el arranque de cimentación. Este efecto se observa en la disminución de los esfuerzos de tracción conforme vamos bajando plantas.

Este efecto de placa apoyada en los bordes se ve modificada por la inclusión de un hueco en el paño. Las tensiones de tracción en el plano de flexión paralelo a los tendeles (eje z) de la cara interior toman su valor máximo en el centro del paño, apareciendo una líneas de isovalores concéntricas. Al incorporar un hueco rectangular (Figura 6.53) las líneas de isovalores se deforman aumentando en las jambas del hueco y reduciéndose en el bajo el antepecho y sobre el dintel, ya que no es posible que esa zona trabaja con flexión vertical, al encontrarse interrumpida por el hueco. Este efecto se va maximizado cuando los huecos incrementan su dimensión horizontal (Figura 6.54). Con los huecos horizontales hay menos zona que pueda trabajar con flexión vertical, de manera que los esfuerzos se concentran en la zona de las jambas de los huecos. En el caso de huecos verticales (Figura 6.55), para un área similar al del hueco horizontal, las tensiones alcanzan menores valores. La influencia del hueco respecto este eje es menor. Existe poca longitud de la placa sin apoyo en sus bordes superior e inferior. Las zonas de dintel y antepecho con cortas por lo que estos bordes libres no suponen ningún problema.

Respecto a la flexión horizontal (eje x), perpendicular a los tendeles, el comportamiento del paño sin huecos los mayores esfuerzos aparecen en la zona de enlace a los pilares y en el centro del paño. La luz libre entre pilares es mayor a la altura entre forjados, de manera que la flexión horizontal alcanza menores valores que la vertical. En el modelo de fachada sin huecos se observa la distribución de la tensión en el eje x como líneas de isovalores concéntricas desde el centro de vano hasta el límite del paño, conexión a pilares.

La inclusión de huecos modifica el comportamiento en placa del cerramiento. Los huecos rectangulares (Figura 6.53) y los huecos horizontales (Figura 6.54) estudiados tienen la misma altura, por tanto el comportamiento es similar. Las tensiones de tracción se concentran en la zona del antepecho, en la cara interior, en las esquinas de los huecos en la cara exterior. Las tracciones aparecidas en la zona del antepecho aumentan en la medida que aumenta el tamaño del hueco en esta dirección. La zona traccionada en el modelo de huecos horizontales es mayor que en el modelo de huecos rectangulares.

El modelo con huecos verticales tiene en el eje x interrumpido la continuidad entre apoyos frente a la flexión horizontal. El hueco vertical supone una interrupción del comportamiento en placa (Figura 6.55). El comportamiento de la zona del paño entre los huecos se ha visto que se asemeja más a una placa apoyada en tres bordes que a una placa apoyada en sus cuatro bordes. La distribución de tensiones es similar a la distribución en el caso de huecos rectangulares pero más repartidos en superficie. Las cargas se transmiten más fácilmente a los forjados que a los pilares, sin embargo el comportamiento no es el de placa biapoyada ya que el pilar en el lateral de placa colabora reduciendo los desplazamientos que sufre la hoja de ladrillo.

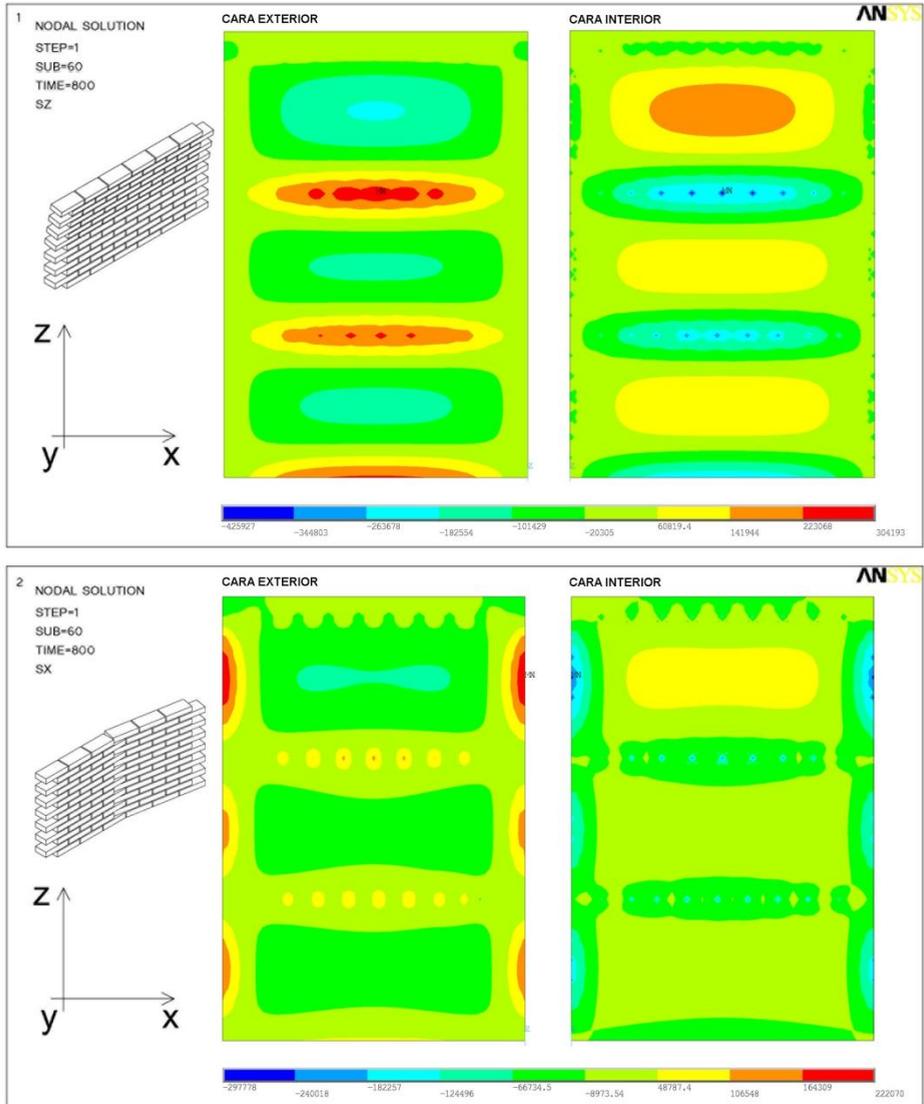


Figura 6.52. Tensiones en X y Z el modelo sin huecos.

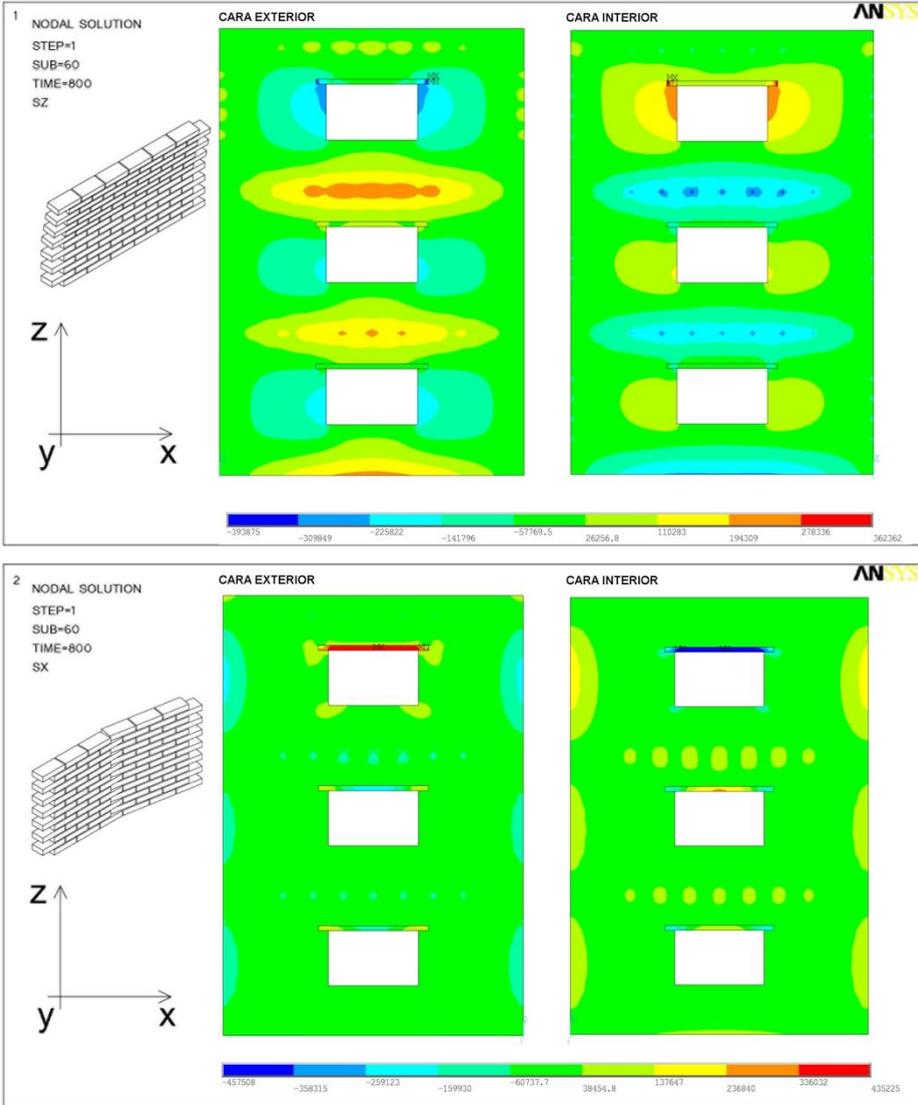


Figura 6.53. Tensiones en X y Z el modelo con huecos rectangulares.

Comportamiento mecánico de cerramientos de fábrica de ladrillo no portante
6. Estudio mediante elementos finitos de un cerramiento de obra de fábrica

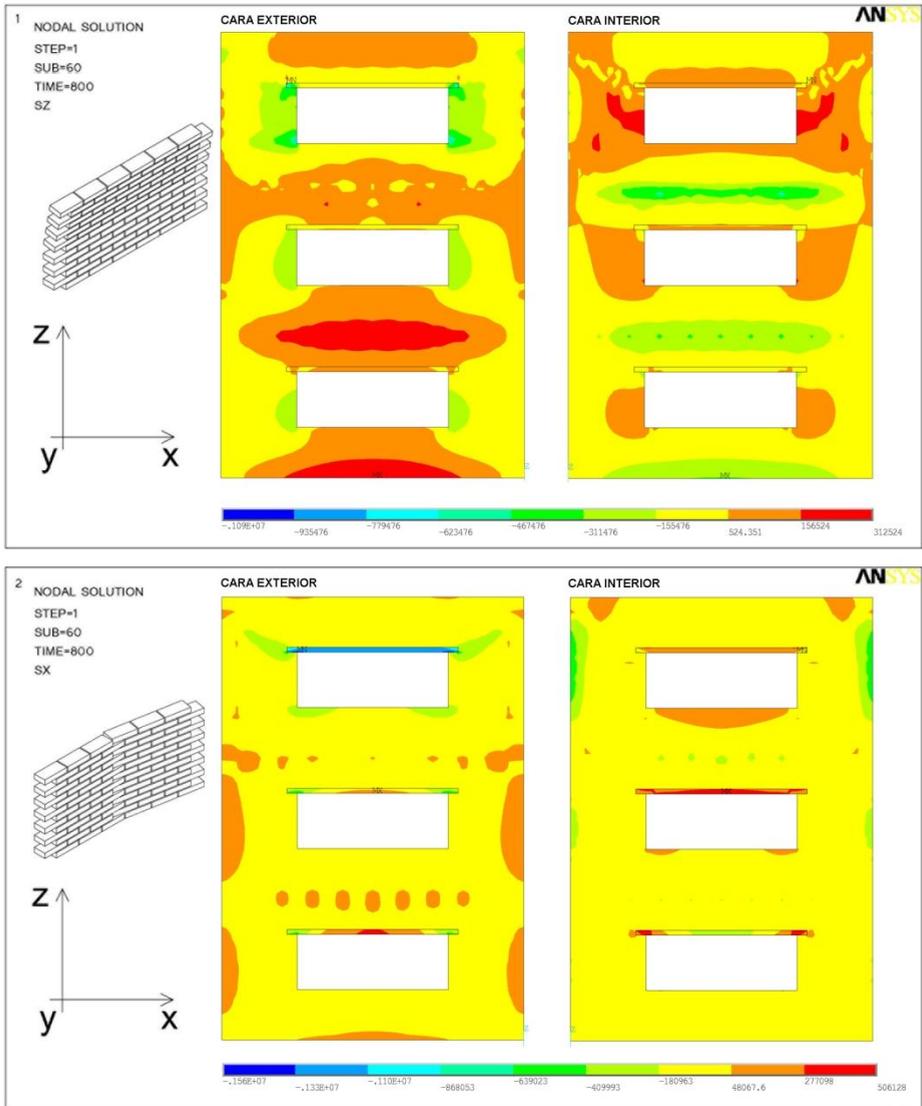


Figura 6.54. Tensiones en X y Z el modelo con huecos horizontales.

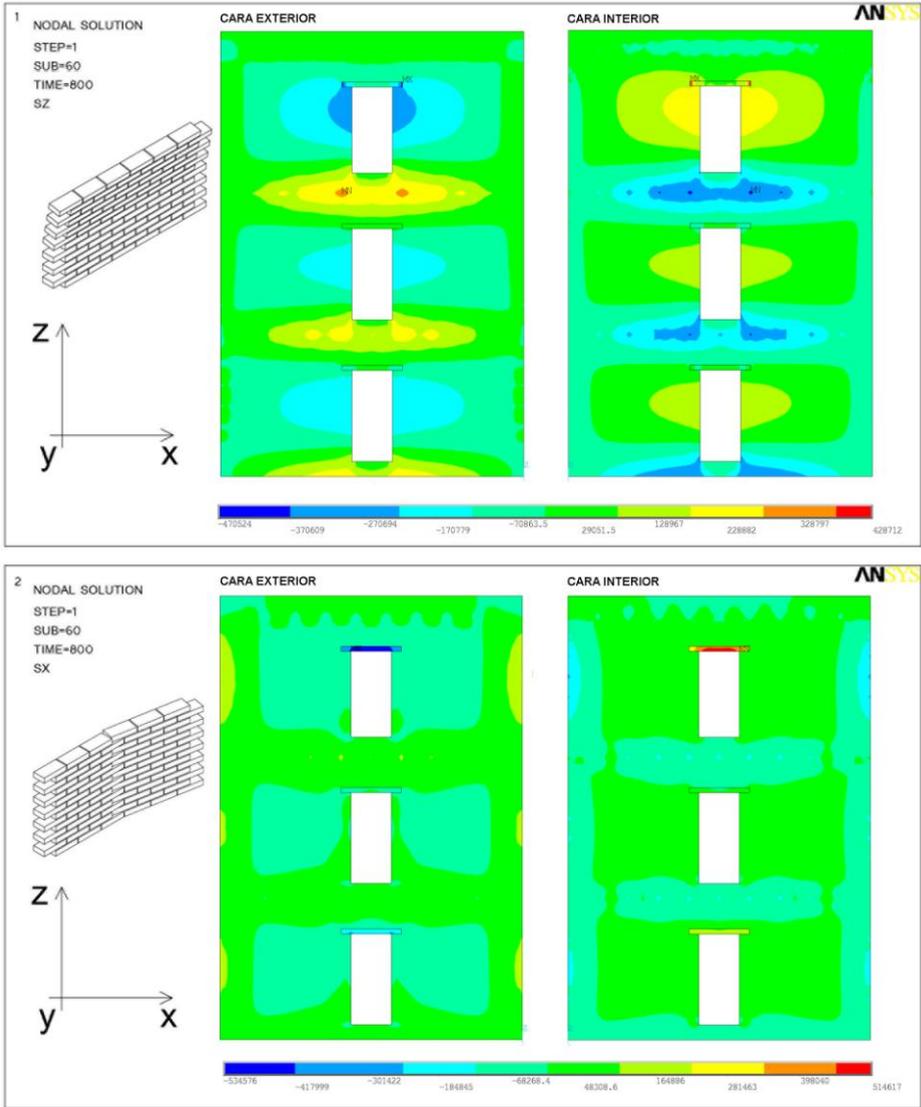


Figura 6.55. Tensiones en X y Z el modelo con huecos verticales.

6.7.3. Movimiento perpendicular al plano de fachada

En las figuras desde Figura 6.56 a Figura 6.59 se muestran los desplazamientos que se producen en el plano perpendicular a la fachada (eje Y) con una carga horizontal de viento de 4000 N/m^2 , mucho mayor que la carga de uso que en el caso estudiado es de 800 N/m^2 . La carga vertical es el peso propio de la hoja de ladrillo.

En el modelo 1, sin huecos, se observa el comportamiento comentado a lo largo de este punto, Figura 6.56. El paño que sufre los mayores es el paño menos cargado, esto es, el de última planta. El paño de planta baja, de igual altura que el resto de plantas, es el que menores desplazamientos presenta, siempre que el valor de la carga vertical no provoque el pandeo de este paño. Este modelo nos sirve de referencia para comparar con los modelos que incorporan huecos.

En el siguiente modelo, modelo 2, Figura 6.57 con huecos rectangulares se comprueba la influencia de la incorporación de los huecos. Los mayores desplazamientos en las jambas son los desplazamientos máximos. El valor máximo es algo menor que el valor máximo del modelo sin huecos, al no haber cerramiento en el centro de vano que era donde se ubica el desplazamiento máximo en el modelo sin huecos. Comparando el punto medio de la jamba del hueco con el mismo punto en el modelo sin huecos, los desplazamientos son mayores en el modedelo con hueco. En la zona del antepecho también se producen mayores desplazamientos.

El paño con huecos horizontales, Figura 6.58, se observa en mayor medida el comportamiento del modelo anterior. El punto que sufre un mayor desplazamiento se encuentra ahora en el alfeizar del hueco. El alfeizar sufre un mayor desplazamiento que el dintel, ya que a pesar de ser la misma luz libre el dintel está construido con hormigón armado. El comportamiento de la parte inferior del hueco es similar a la de de antepecho de cubierta. Para mejorar su comportamiento se puede introducir armaduras en los tendeles bajo el alféizar. Es el modelo que sufre los mayores desplazamientos.

El modelo con huecos verticales, Figura 6.59, tiene su desplazamiento máximo en la zona media de la jamba del hueco de última planta. Esta zona del paño se comporta prácticamente como una placa apoyada en tres de sus bordes en lugar de hacerlo como una placa apoyada en sus cuatro bordes.

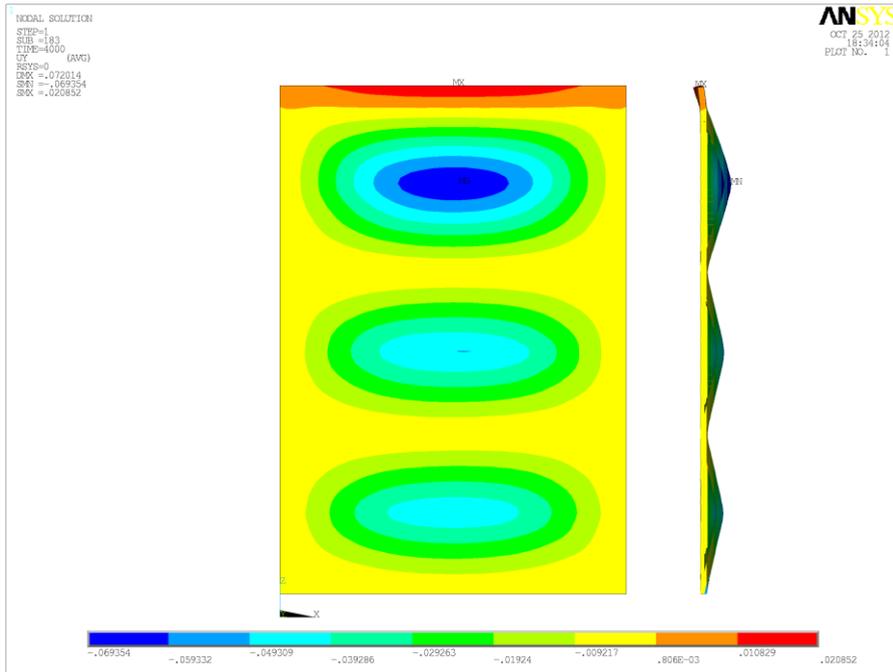


Figura 6.56. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm². Modelo 1, sin huecos.

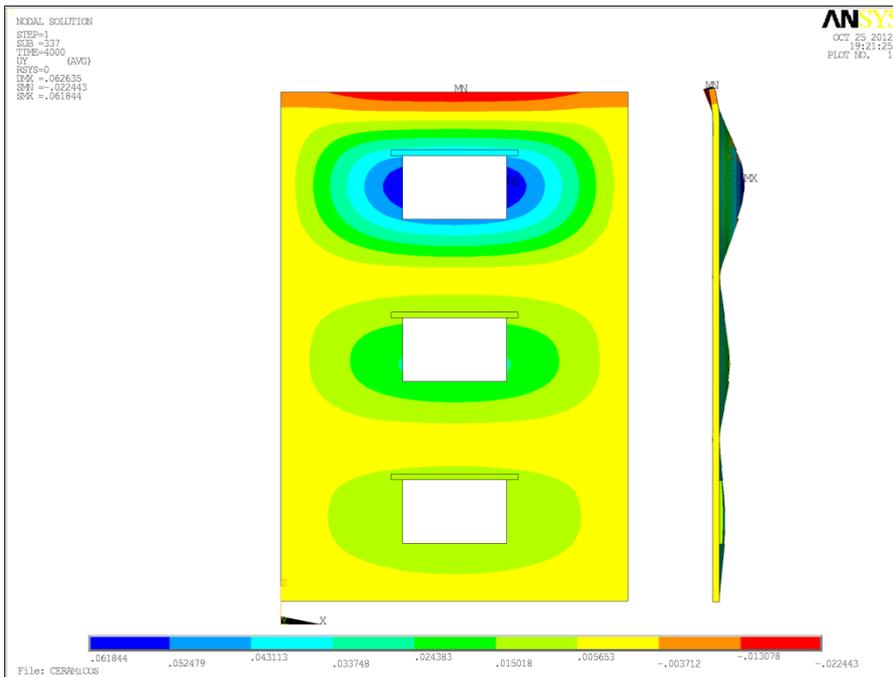


Figura 6.57. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm². Modelo 2, huecos rectangulares

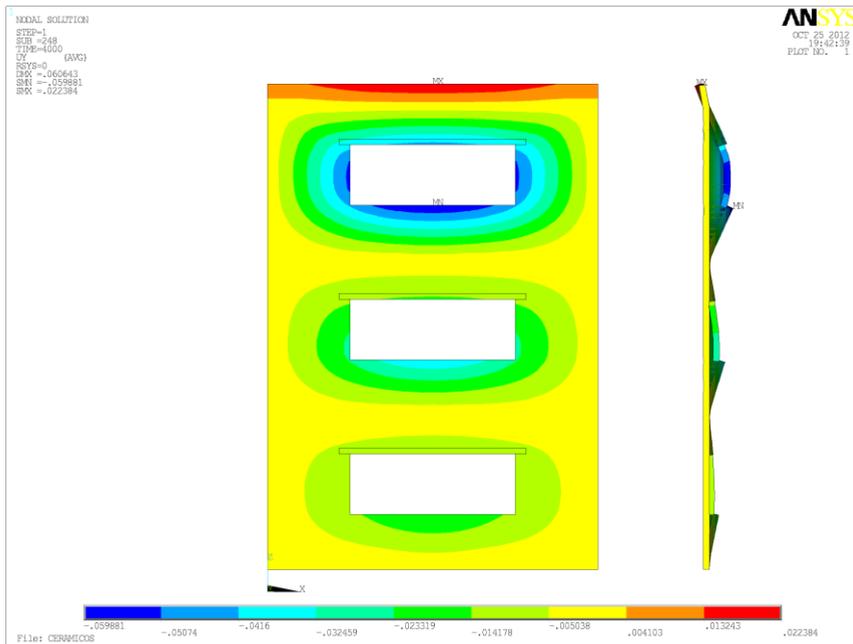


Figura 6.58. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm². Modelo 3, huecos horizontales.

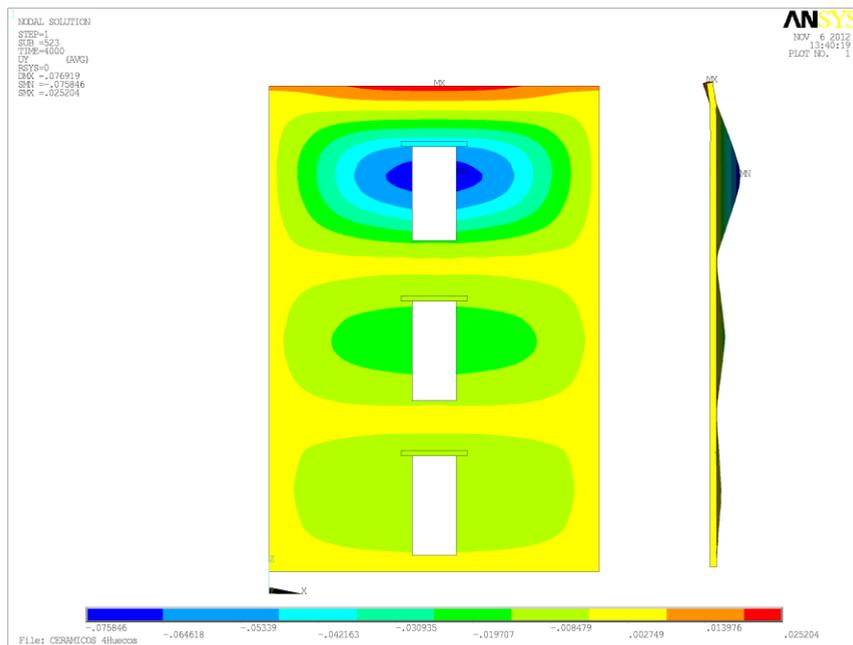


Figura 6.59. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm². Modelo 3, huecos verticales

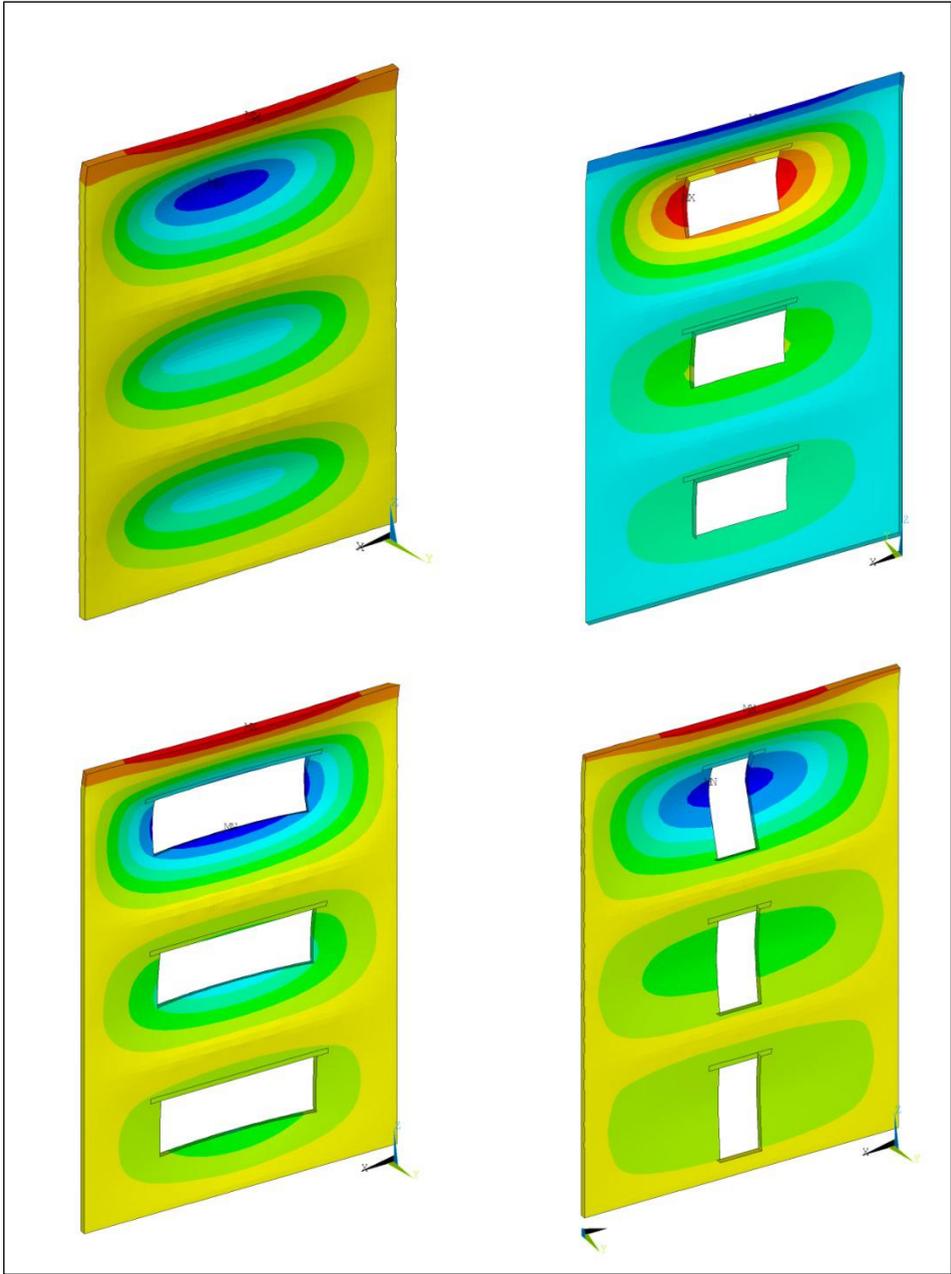


Figura 6.60. Axonometría de la deformada de los cuatro modelos con huecos.

En el cálculo mediante elementos finitos podemos calcular el desplazamiento de cada uno de los nodos del modelo en función del estado de carga. En la Figura 6.61 se recogen los desplazamientos de un nodo en función de la carga de viento actuante. El peso propio siempre está actuando. El punto que se ha elegido para representar en la gráfica se encuentra en el paño de última planta, donde se producen los desplazamientos máximos. El punto se encuentra en la jamba del hueco rectangular a mitad altura. En el modelo sin huecos se comprueba este mismo punto, a pesar de no ser el más desfavorable. En el modelo con huecos horizontales el punto tomado se encuentra a mitad del alfeizar. En el modelo con huecos verticales el punto tomado se encuentra en la misma posición que en el modelo sin huecos y modelo con huecos rectangulares.

El modelo que tiene un mejor comportamiento es el modelo sin huecos. Con la misma carga por ejemplo a 2000 N/mm^2 tiene un desplazamiento de 19 mm mientras que el modelo de huecos verticales ha sufrido un desplazamiento de 31 mm. El modelo con huecos rectangulares tiene un comportamiento similar al modelo sin huecos. El modelo con huecos horizontales tiene un desplazamiento importante en la zona del antepecho, mientras que en las jambas los desplazamientos son menores ya que están próximas a los apoyos en los pilares.

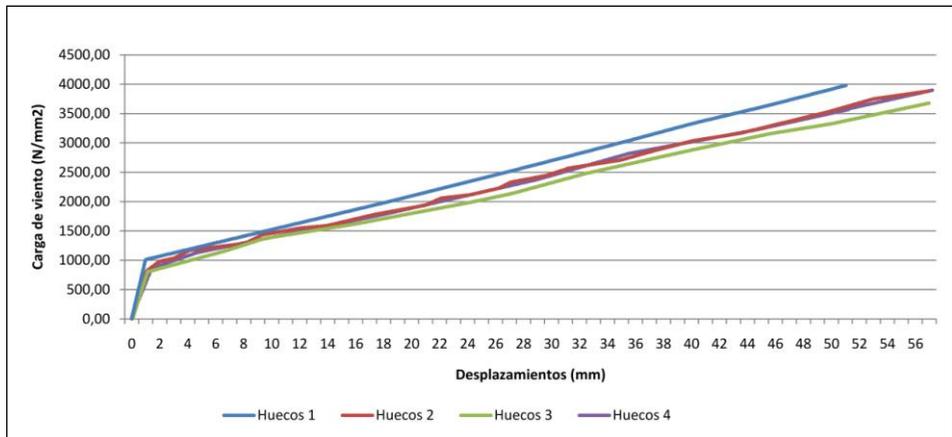


Figura 6.61. Gráfica desplazamientos en función de la carga de viento. Comparativa entre cuatro modelos con huecos.

6.7.4. Fisuración

El análisis mediante elementos finitos predice la fisuración de los paños estudiados. Cuando se supera la tensión de tracción o compresión aparece una fisura que modifica el comportamiento del cerramiento. En las figuras 6.52 a 6.55 se recoge el resultado de la aplicación de la carga hasta 4000 N/m² en los cuatro modelos estudiados en este punto.

El modelo sin huecos (Figura 6.62) presenta las líneas de rotura típicas de las placas apoyadas en sus cuatro bordes, líneas a 45º partiendo de los vértices del paño que se encuentran a mitad altura formando una línea horizontal. Además de éstas también aparecen fisuras en las zonas de los apoyos, debido al incremento de tensión que va apareciendo en los alrededores de las llaves. Conforme aumenta la carga horizontal de viento aparecen más fisuras paralelas a las primeras líneas de rotura. En los paños superiores, con mayores tensiones en los ejes X y Z, aparecen más fisuras que en los paños inferiores. Se comprueba que el efecto de la carga vertical también influye positivamente en la aparición de fisuras. Las primeras fisuras aparecen en el paño de la última planta.

En los modelos que incorporan huecos el patrón de fisuración varía en función de la geometría de éstos. Las primeras fisuras siguen siendo las que aparecen en el paño de última planta. En el modelo con huecos rectangulares, Figura 6.63, en lugar de crecer desde los vértices del paño hacia el centro aparecen desde los vértices de los huecos y perpendiculares a las jambas. También aparecen fisuras verticales en la zona de los antepechos. Este efecto se ve con mayor magnitud en el modelo con huecos horizontales, Figura 6.64, donde aparecen las mismas fisuras inclinadas desde los vértices del hueco y las fisuras horizontales en las jambas, pero aparecen aplicando una menor carga y en mayor número.

El modelo con huecos verticales, Figura 6.65, una fisuración menor que los modelos con huecos horizontales y rectangulares. Las fisuras parten de las esquinas a 45º y cuando se unen forman una fisura horizontal que llega hasta el hueco. Las fisuras horizontales en las jambas aparecen con una carga mayor que en las otras geometrías estudiadas.

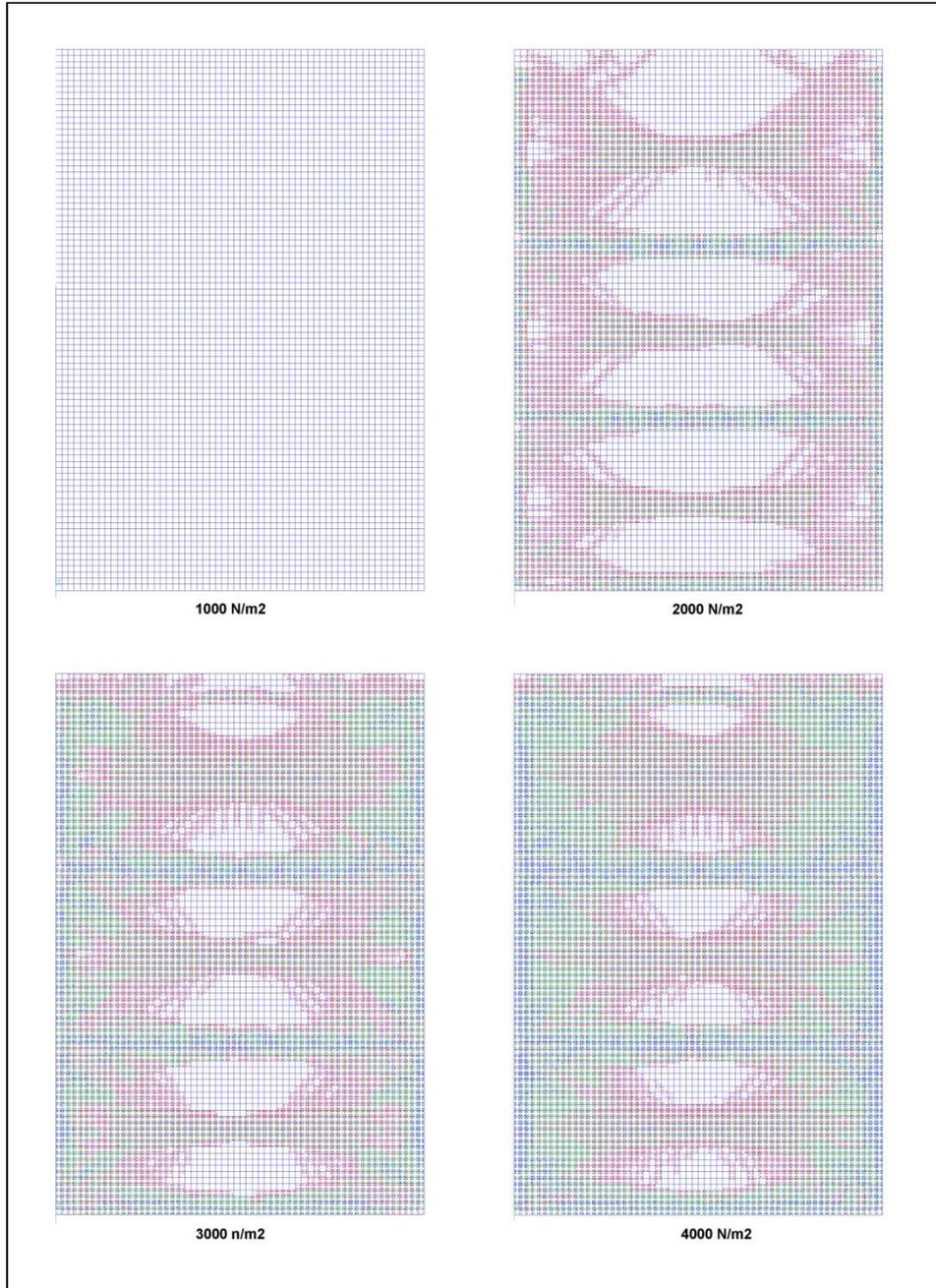


Figura 6.62. Fisuración del modelo sin huecos.

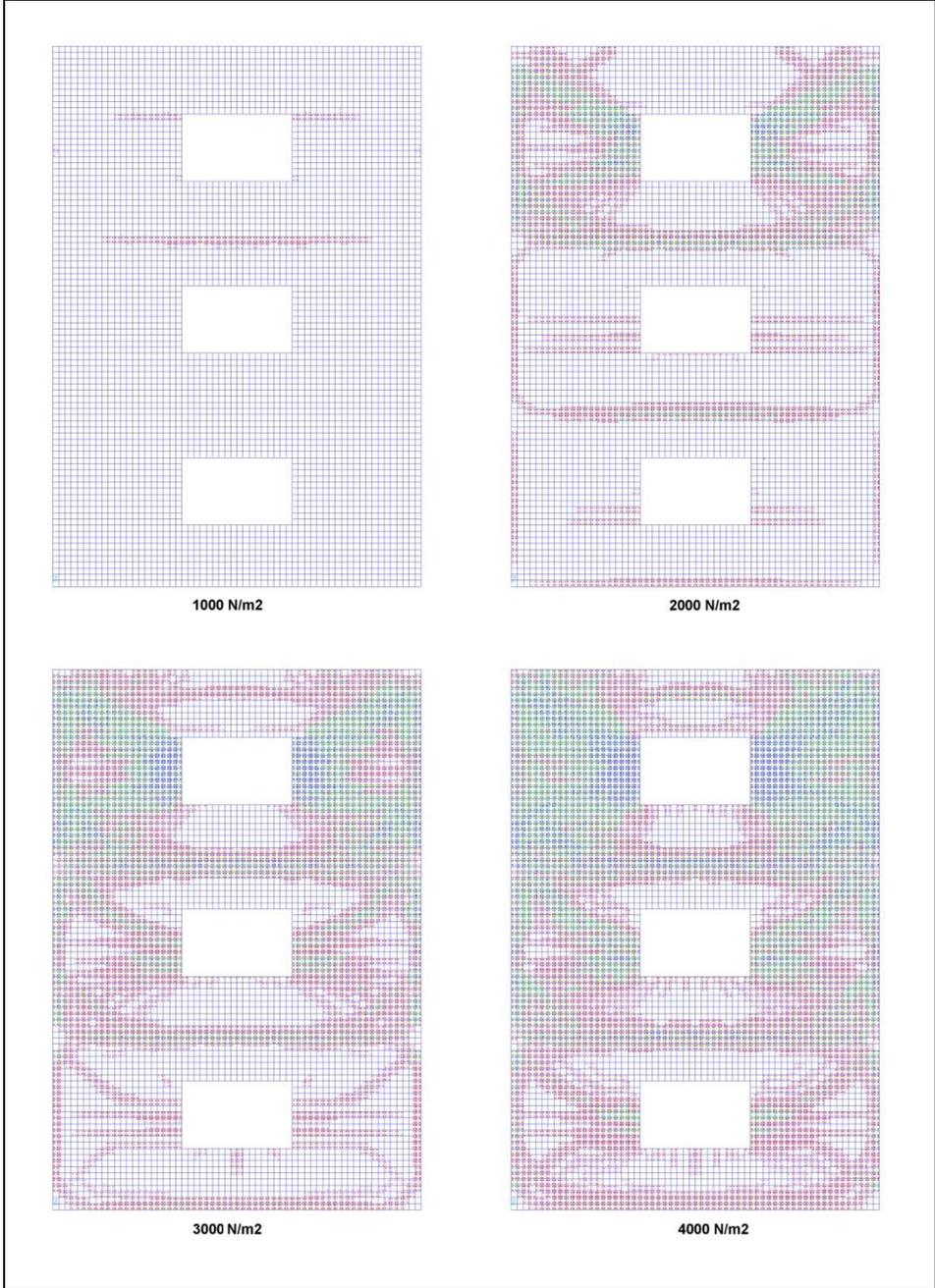


Figura 6.63. Fisuración del modelo con huecos rectangulares.

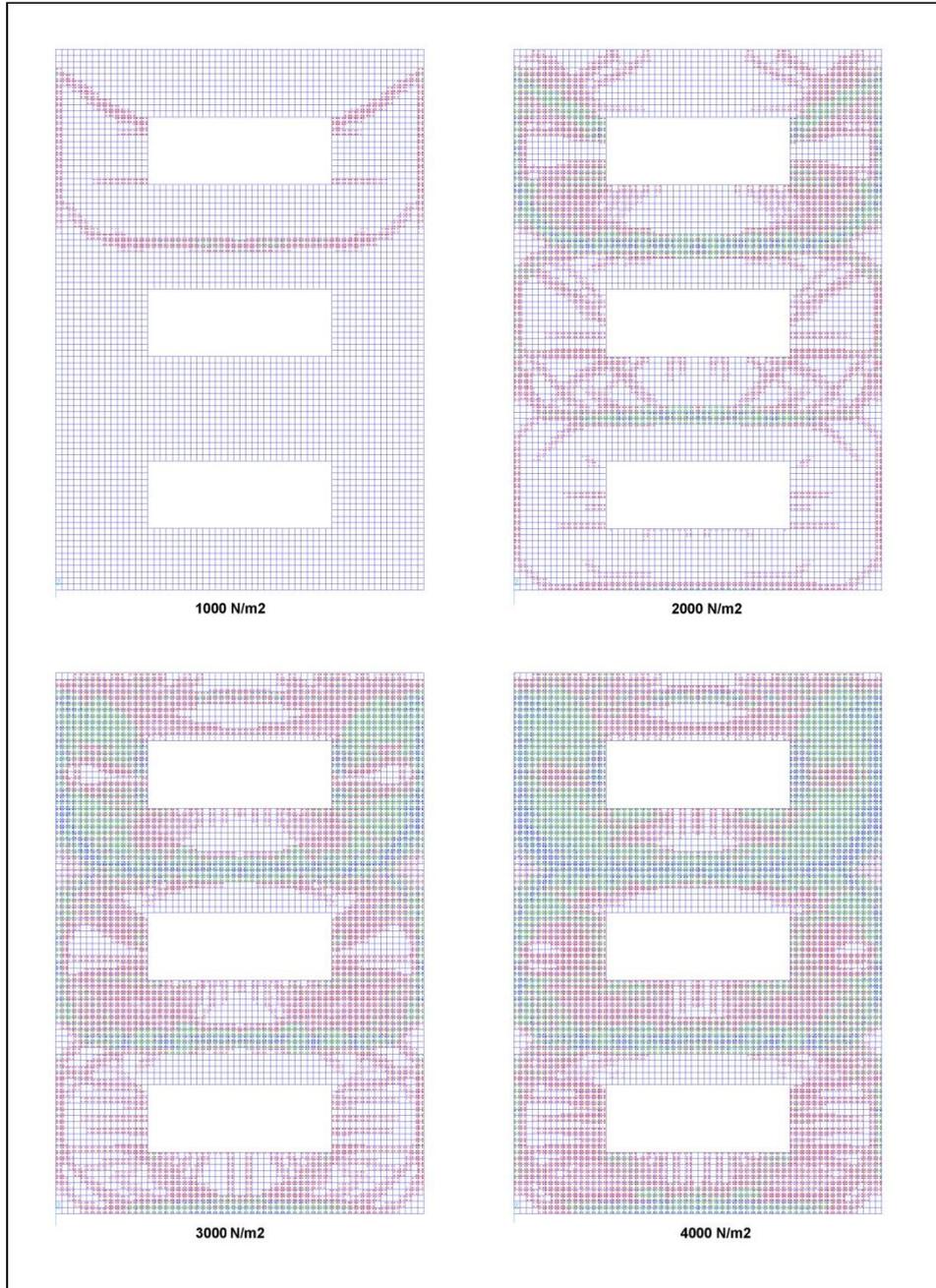


Figura 6.64. Fisuración del modelo con huecos horizontales.

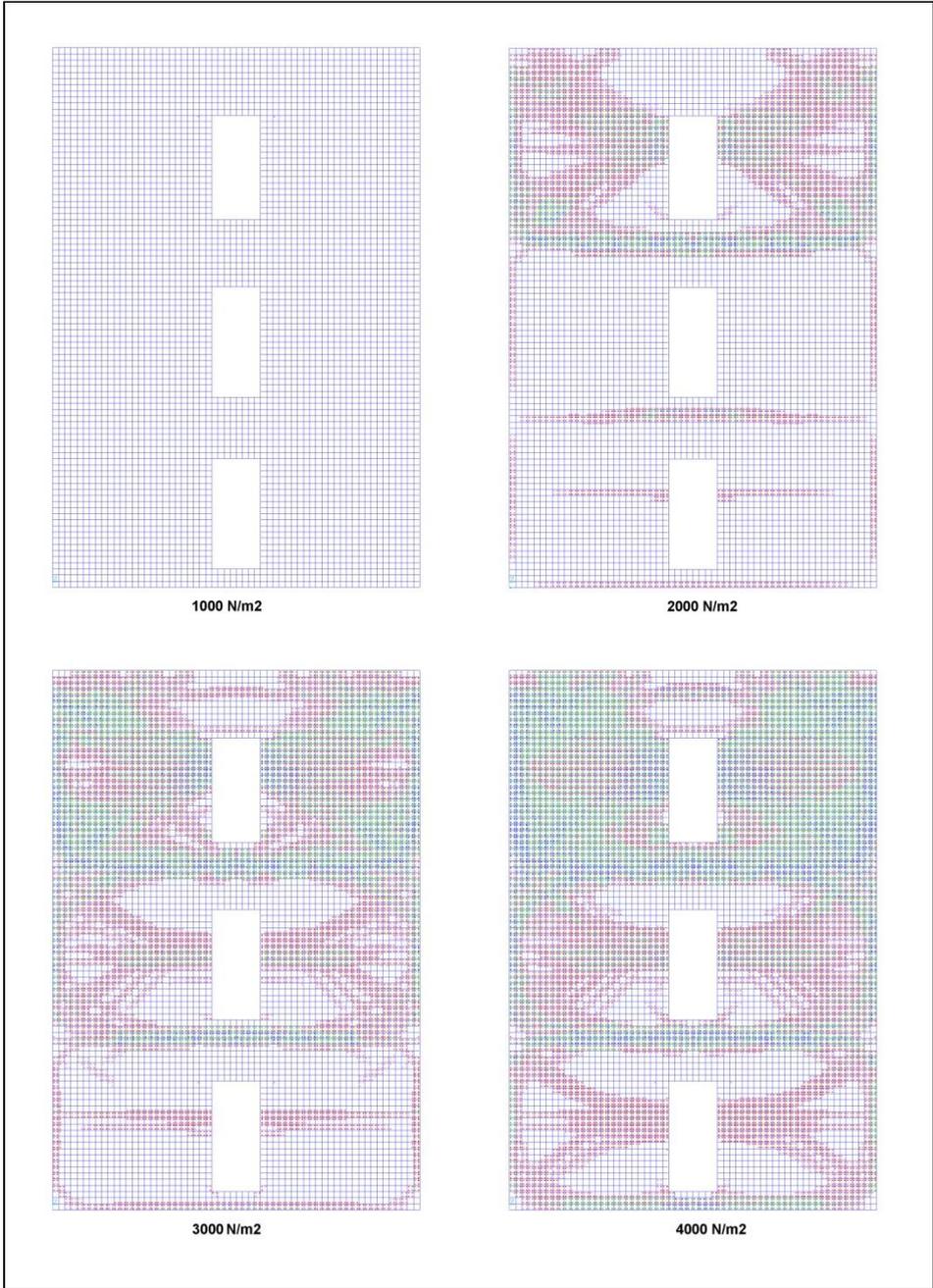


Figura 6.65. Fisuración del modelo con huecos verticales.

6.7.5. Caso del paño entre huecos

En este apartado se va a estudiar el comportamiento de un modelo con dos huecos en un mismo paño. La geometría a estudiar se muestra en la Figura 6.66. Al existir dos huecos se crea una zona que hasta ahora no se ha estudiado, el paño entre los huecos. Los huecos generan una discontinuidad que impide la flexión horizontal de esta zona. Sin embargo, la flexión vertical no se encuentra impedida.

Las tensiones en los ejes X y Z se muestran en la Figura 6.68. El modelo con dos huecos verticales tiene interrumpido la continuidad entre apoyos frente a la flexión horizontal. El comportamiento de la zona del paño entre los huecos se ha visto que se asemeja más a una placa biapoyada que a una placa apoyada en sus cuatro bordes. Sin embargo aparecen unas zonas donde aumenta algo la tensión en el eje x. En la cara interna del paño estas zonas con las que están en los límites que crea la altura del hueco que provoca que pueda aparecer tensión en este eje. Esta zona aumenta cuando nos acercamos al centro entre los huecos. En la cara exterior del paño aparecen zonas con incremento de tensión en los apoyos del dintel. Esta zona aumenta y por la geometría del paño llega a unirse con la zona que crea el dintel del siguiente hueco. No olvidemos que los dinteles están formados por hormigón armado y por tanto son más resistentes que los paños de fábrica.

Respecto las deformaciones, Figura 6.67, el paño tiene su desplazamiento máximo en la zona media del paño entre los huecos. Esta zona del paño se comporta como una placa biapoyada en lugar de hacerlo como una placa apoyada en sus cuatro bordes. En el paño de última planta estos movimientos aparecen con mayor magnitud.

La fisuración que aparece en la zona entre los huecos es una fisura horizontal a mitad altura, rotura que se corresponde con la de una placa biapoyada, Figura 6.69. En la zona de la jamba del hueco hasta el soporte las fisuras son a 45° a partir de las esquinas de los paños. De igual manera que en el resto de modelos estudiados el paño con mayor fisuración es el paño de última planta, el menos cargado, y la fisuración disminuye a medida que vamos bajando plantas.

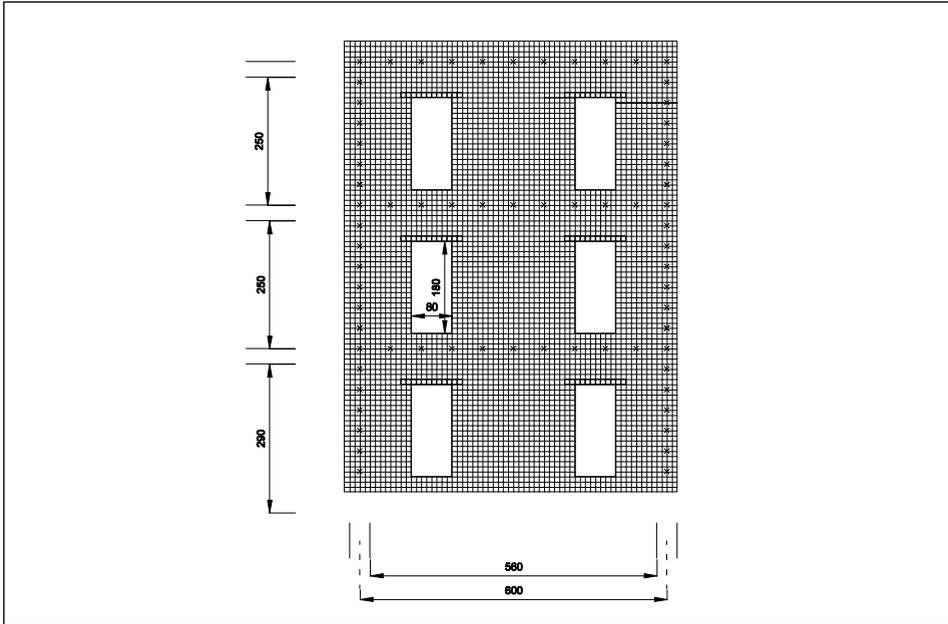


Figura 6.66. Modelo con dos huecos en cada paño.

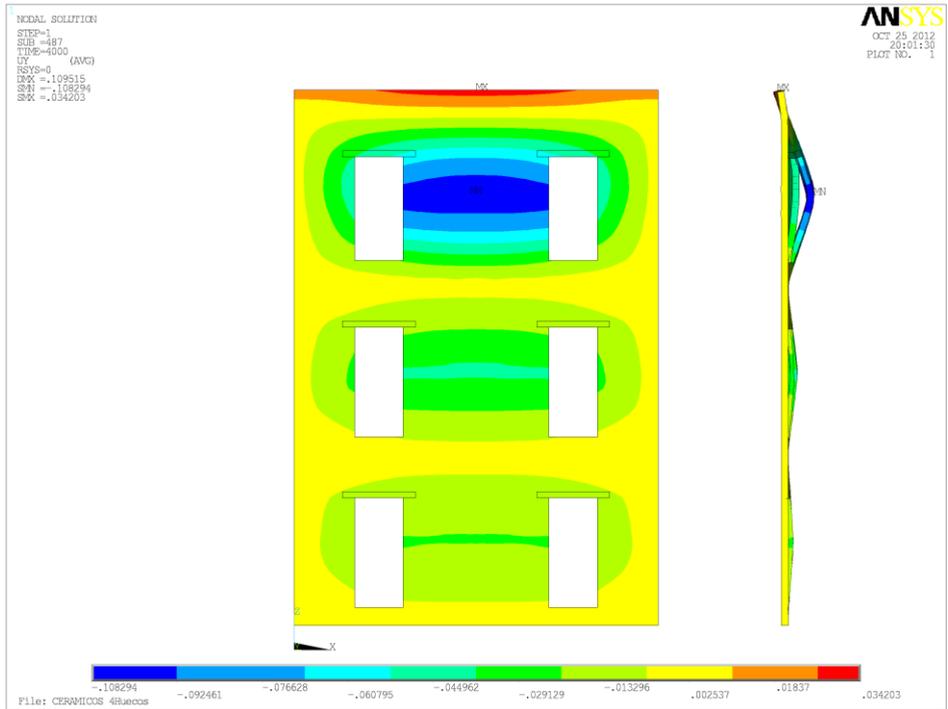


Figura 6.67. Desplazamientos modelo dos huecos.

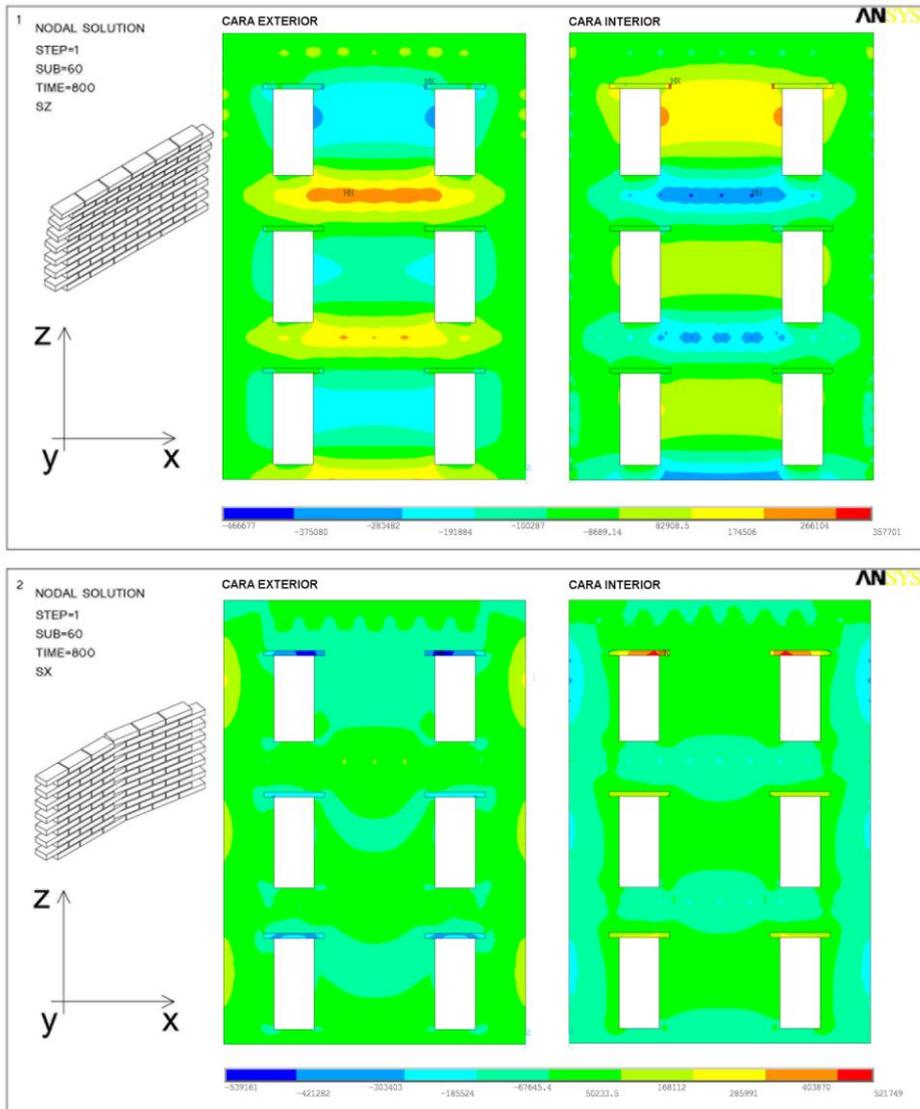


Figura 6.68. Tensiones en X y Z el modelo con dos huecos.

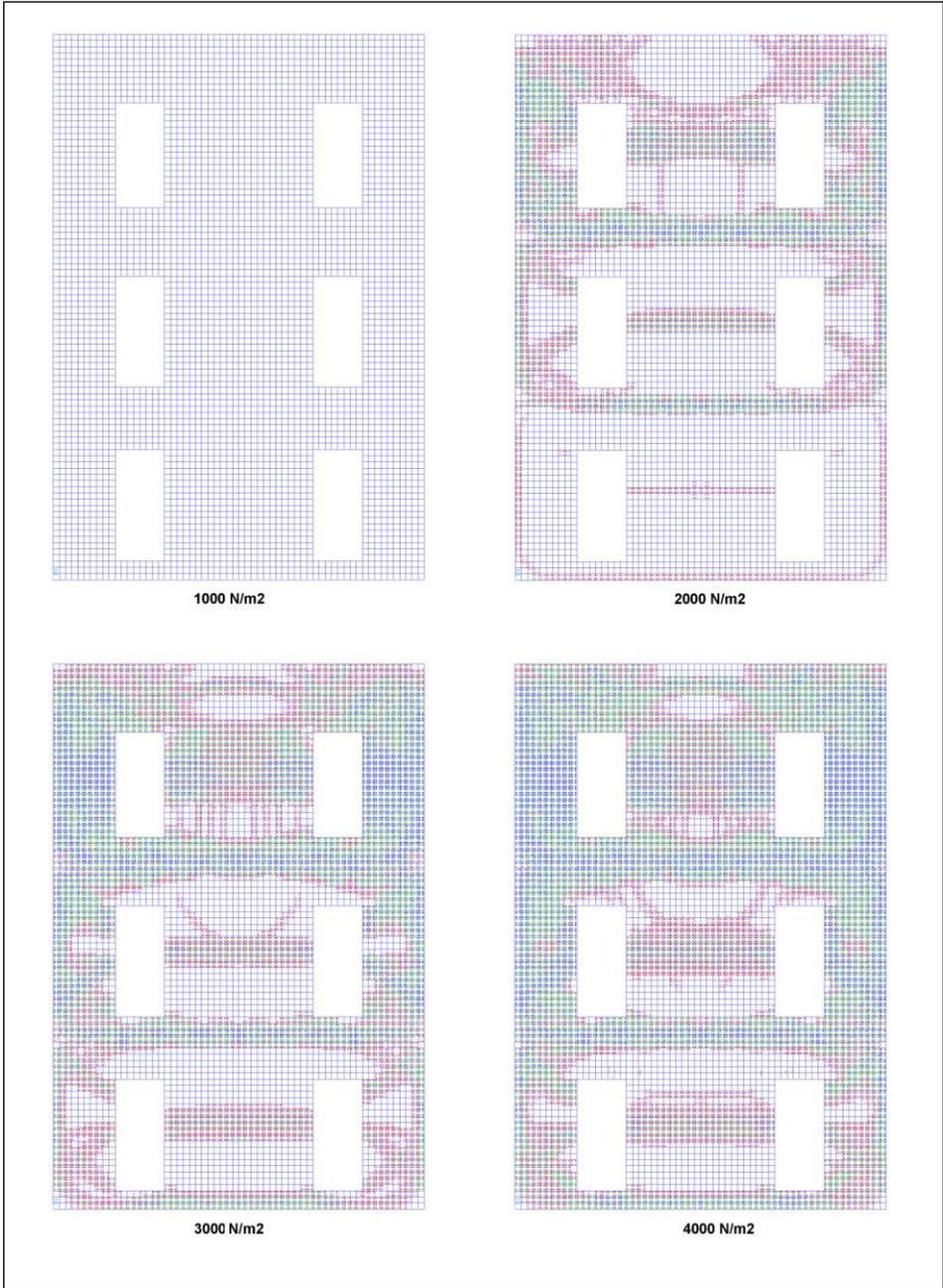


Figura 6.69. Fisuración en el modelo con dos huecos.

6.8. Influencia de las cargas verticales en la estabilidad de la fábrica

6.8.1. Geometría de los modelos

El modelo utilizado corresponde a la fachada tipo estudiada en este punto, con una mayor altura en la planta baja que en el resto de forjados y con huecos en los tres niveles, con un tamaño suficiente como para influir en el comportamiento del cerramiento.

El paño estudiado se compara con un modelo que tenga función portante. La geometría de los dos cerramientos será la misma. Teniendo en cuenta el cumplimiento del CTE no podemos construir un muro de carga con un espesor de medio pie, ya que el mínimo para muro de carga son 20 cm, lo que se alcanzaría con un muro de un pie de espesor. Sin embargo, es interesante esta comparación para ver como la carga vertical influye en el comportamiento mecánico frente a acciones horizontales. Los muros de carga de medio pie de espesor fueron habituales en zonas de España durante el S. XIX, pero en la actualidad no son utilizados.

El modelo sin función resistente se carga con el peso propio de la fachada y el modelo con función resistente se carga con el peso propio de la fachada, el peso de los forjados y las sobrecarga de uso. La carga horizontal actúa de manera progresiva con las cargas verticales actuando. La carga de viento aumentará hasta la rotura de los modelos. La carga última variará por efecto de la carga vertical que transmite el cerramiento.

Para obtener la carga aplicada al cerramiento estructural se supone un forjado con una luz libre de 5 m, con unas cargas muertas de 5 kN/m^2 y una sobrecarga de uso de 2 kN/m^2 , cargas habituales para edificios de viviendas según CTE-SE-AE.

6.8.2. Movimiento perpendicular al plano de fachada.

La hoja exterior del cerramiento sufre una deformación debido a la acción del viento. El punto A sirve de referencia para medir los desplazamientos de la hoja exterior. El punto A se sitúa en el último paño, que es el que se encuentra en condiciones más desfavorables, puesto que no tiene un paño superior que lo equilibre y tiene todavía poca carga.

El desplazamiento del punto A en dirección perpendicular al plano de fachada se mide y se grafía en función de la carga de viento en succión que actúa, Figura 6.70. Para valores reducidos de carga de viento el cerramiento se comporta correctamente, teniendo un desplazamiento inferior a 1 mm para la carga de viento característica. A partir de una presión de 600 N/mm^2 el comportamiento varía en el modelo sin carga con respecto al modelo que tiene cargas verticales. A partir de este punto el modelo sin carga se encuentra fisurado y los desplazamientos aumentan rápidamente con pequeños incrementos de carga. El cerramiento que soporta los pesos de los forjados tiene menores desplazamientos para una misma carga de viento, todavía la fisuración es despreciable. Por ejemplo, para una carga de 1500 N/mm^2 el cerramiento sin carga se desplaza 17 mm, lo cual quiere decir que está muy fisurado, mientras que el modelo cargado solamente se desplaza 2 mm.

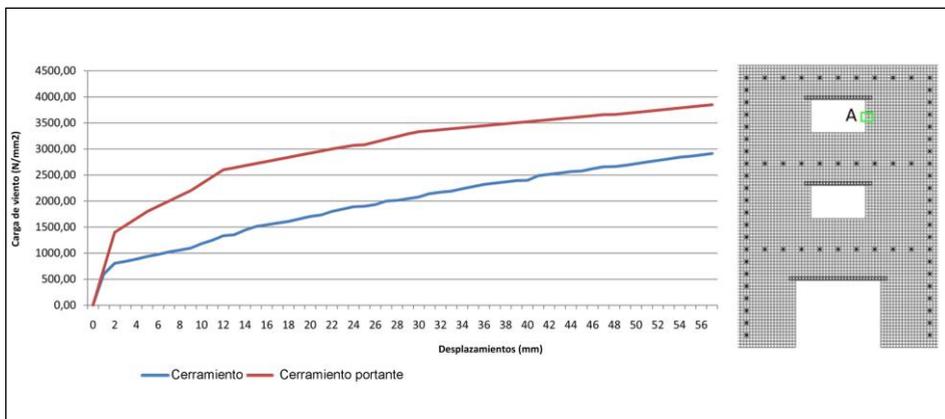


Figura 6.70. Carga/desplazamiento. Efecto de la carga vertical.

6.9. Anclaje a la hoja interior

El cerramiento con hoja exterior continua necesita anclar la hoja a la estructura portante del edificio. La geometría de anclajes propuesta por Berstein⁹⁷ consiste en colocarlos cada 40 cm en rigidizadores verticales y cada 60 cm en rigidizadores horizontales. Además, se deben colocar llaves que unan la hoja exterior a la hoja interior si esta es de ladrillo, Figura 6.71.

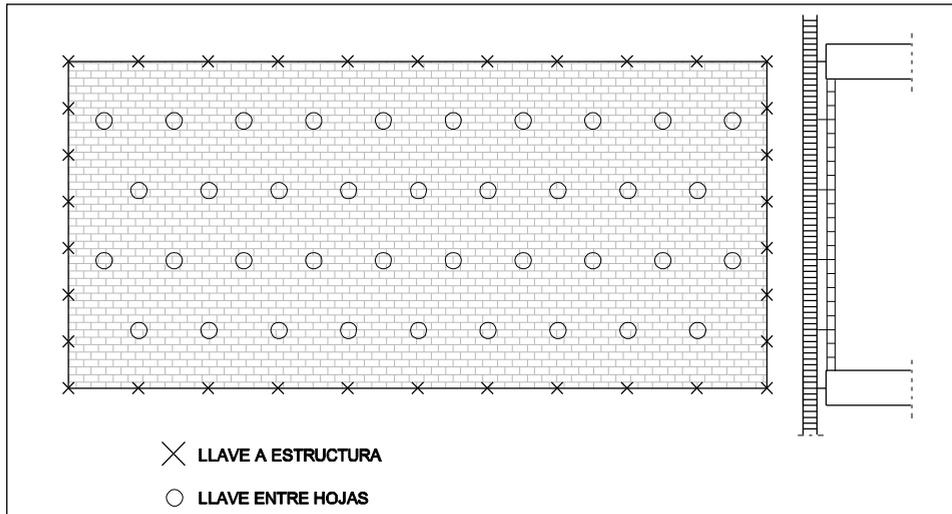


Figura 6.71. Llaves entre las hojas.

Las llaves que unen las dos hojas se recomienda según la norma francesa DTU CSTB distribuir las separadas de forma homogénea con un número de 4 llaves por m^2 . Según Berstein para cámaras con menos de 10 cm basta una cuantía de 35 a 50 mm^2 cada m^2 de cerramiento. Lo que con un redondo de 4 mm de acero lleva a una distribución similar a la propuesta por las DTU. Por tanto, las podemos colocar cada 60 cm en vertical y en horizontal al tresbolillo.

La rigidez de la hoja, normalmente formada por una tabique de ladrillo hueco del 7 es menor que la de la hoja exterior y el aumento de resistencia a portada no es muy grande. Si la hoja interior es un muro de carga la resistencia de cálculo del cerramiento se obtendrá con el área de la sección de la hoja portante y la esbeltez correspondiente al espesor efectivo de ambas. Si la hoja interior no es de carga no se tiene en cuenta en el cálculo.⁹⁸

⁹⁷ Bernstein, D.; Champetier, J.P.; Peiffer, F.: Nuevas Técnicas en la obra de fábrica. El muro de dos hojas en la arquitectura de hoy. Editorial GG.

⁹⁸ CTE-DE-SE-F 5.2.6

Si el aparejo o el tamaño de las piezas no son iguales en las dos hojas, las llaves de unión entre hojas deberán llevar un sistema de regulación en altura. Las más sencillas son llaves formadas por alambres doblados en forma de Z. Para facilitar su disposición se puede disponer la hoja interior con aparejo a sogas tomando piezas del mismo grosor en las dos hojas. Las llaves regulables en altura son las llamadas articuladas. Están formadas por dos elementos de anclaje unidas por una guía regulable de acero que permita un desplazamiento en vertical. También se pueden usar armaduras en celosía actuando como llaves lineales, que se pueden colocar cada 60 cm en vertical. En la Figura 6.72 y en la Foto 6.2 se muestran distintos tipos de llaves entre hojas.

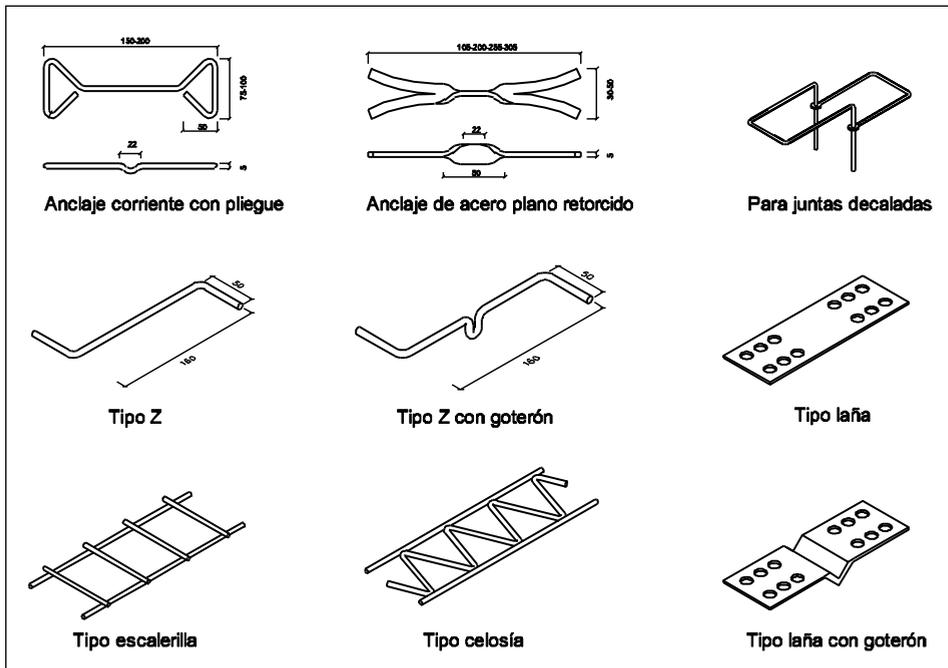


Figura 6.72. Llaves de unión entre hojas (Mas, A. 2005)

Para evitar problemas de estanquidad por culpa de las llaves de unión entre hojas, éstas pueden disponer de un goterón. De esta manera se evita que la llave un punto de entrada de agua.

Otra función añadida que podemos dar a estas llaves es la de ser soporte del aislamiento térmico⁹⁹. Los paneles de aislamiento se sujetan mediante unas rosetas que se fijan a las llaves, como se muestra en la Figura 6.73.

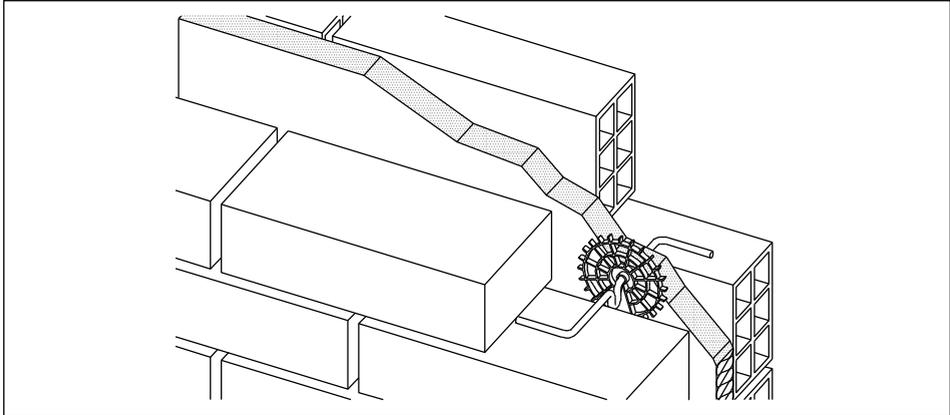


Figura 6.73. Sujeción del aislante mediante llave entre hojas. (Mas, A. 2005)

La ubicación de las llaves impide un mantenimiento posterior. Además, la cámara de aire se puede encontrar con situaciones de elevada humedad. Por tanto, lo recomendable es utilizar llaves fabricadas con acero inoxidable.



Foto 6.2. Llave de unión formada por armadura en celosía. (Mas, A. 2005)

⁹⁹ Mas, A. Cerramientos de obra de fábrica 2005

6.9.1. Geometría de los modelos

En este punto se va a modelizar un cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura. La hoja exterior estará unida con llaves a la estructura, modelo 1, y se compara con un cerramiento con dos hojas unidas con llaves metálicas, con dos variantes. En el modelo 2 la hoja interior se ejecuta con ladrillo doble hueco a panderete y en el modelo 3 la hoja interior se construye con ladrillo doble hueco con un aparejo a sogas. Los resultados se comparan con la misma geometría pero sin tener llaves a la hoja interior, modelo 3. Figura 6.74.

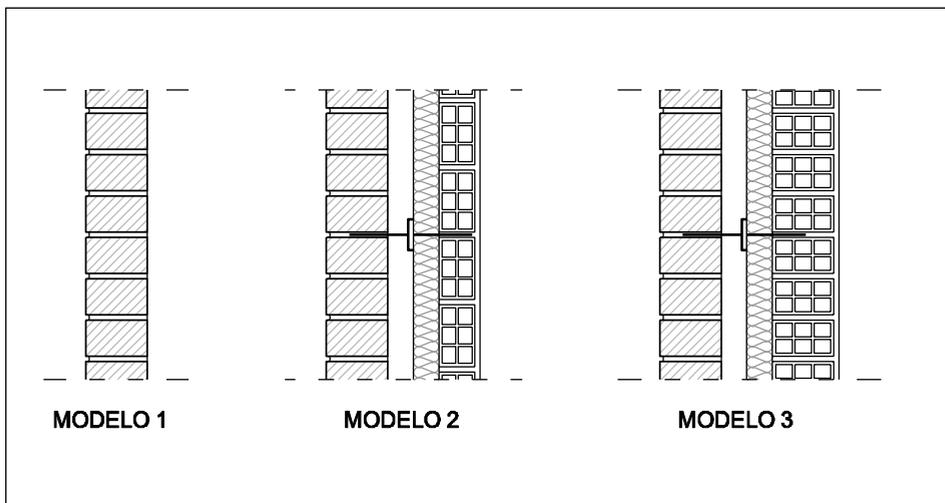


Figura 6.74. Llaves entre hojas. Modelos estudiados.

Los tres modelos se modelizan con la misma geometría. Se trata de un paño rectangular con la hoja exterior continua por delante de la estructura con continuidad en horizontal y en vertical. Esta hoja está conectada con llaves metálicas a la estructura portante. La hoja interior se apoya en los forjados y en los pilares. La luz entre ejes de pilares son 6,00 m y entre forjados 2,80 m. El peso propio actúa en las dos hojas y la carga de viento actúa sobre la hoja exterior hasta la rotura. En este punto se analizarán las tensiones que provocan la flexión paralela y perpendicular a los tendeles, los movimientos en el eje perpendicular a la fachada y la fisuración.

6.9.2. Tensiones

Las tensiones en el eje x, Figura 6.76, que provocan la flexión perpendicular a los tendeles, son el modelo 1 similares a los estudiados para un paño sin huecos. Los valores máximos se encuentran en la zona de los apoyos con tracciones en la cara exterior y en el centro de vano con tracciones en la cara interior. En el modelo 2, con llaves a una hoja de ladrillo hueco de 7 cm a panderete, se observa una disminución de las tensiones máximas con una homogeneización de valores en el paño. En el centro del paño la tensión se ha reducido a la mitad. En el modelo 3, con la hoja de ladrillo hueco colocado a sogas, espesor de la hoja 11 cm, el efecto es más positivo todavía. Las tensiones en los apoyos se reducen en valor y en zona de influencia. Hay una menor superficie con tracciones en las zonas de los apoyos. El valor de la tensión en el centro de vano también se ha reducido notablemente.

De igual manera sucede con las tensiones en Z, Figura 6.77, que provocan la flexión paralela a los tendeles. Con la inclusión de las llaves se reducen las tracciones y compresiones máximas y los valores se hacen más homogéneos repartiéndose en una superficie mayor.

6.9.3. Movimiento perpendicular al plano de fachada

Lo observado en las tensiones tiene su reflejo en los desplazamientos de la hoja exterior, Figura 6.78. Los desplazamientos se reducen al introducir las llaves entre las hojas y la solución mejora cuando más rígida en la hoja interior. En la Figura 6.75 se incluye una comparativa entre los desplazamientos del punto de centro de vano de los tres modelos. Se observa claramente la mejora por la inclusión de las llaves.

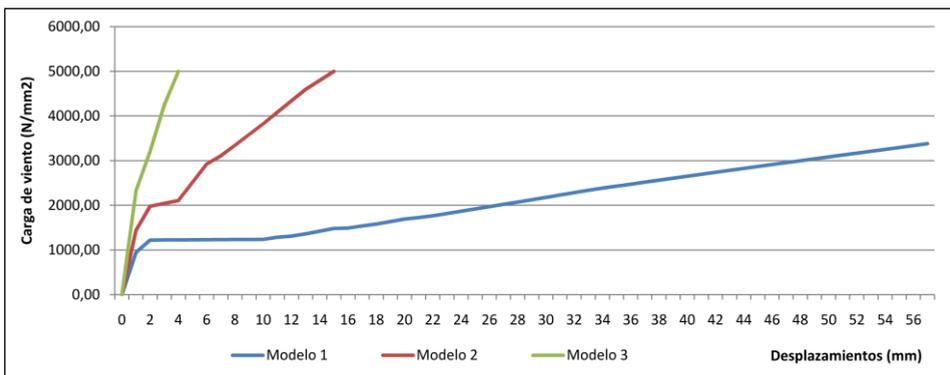


Figura 6.75. Comparativa desplazamientos en función de la carga horizontal.

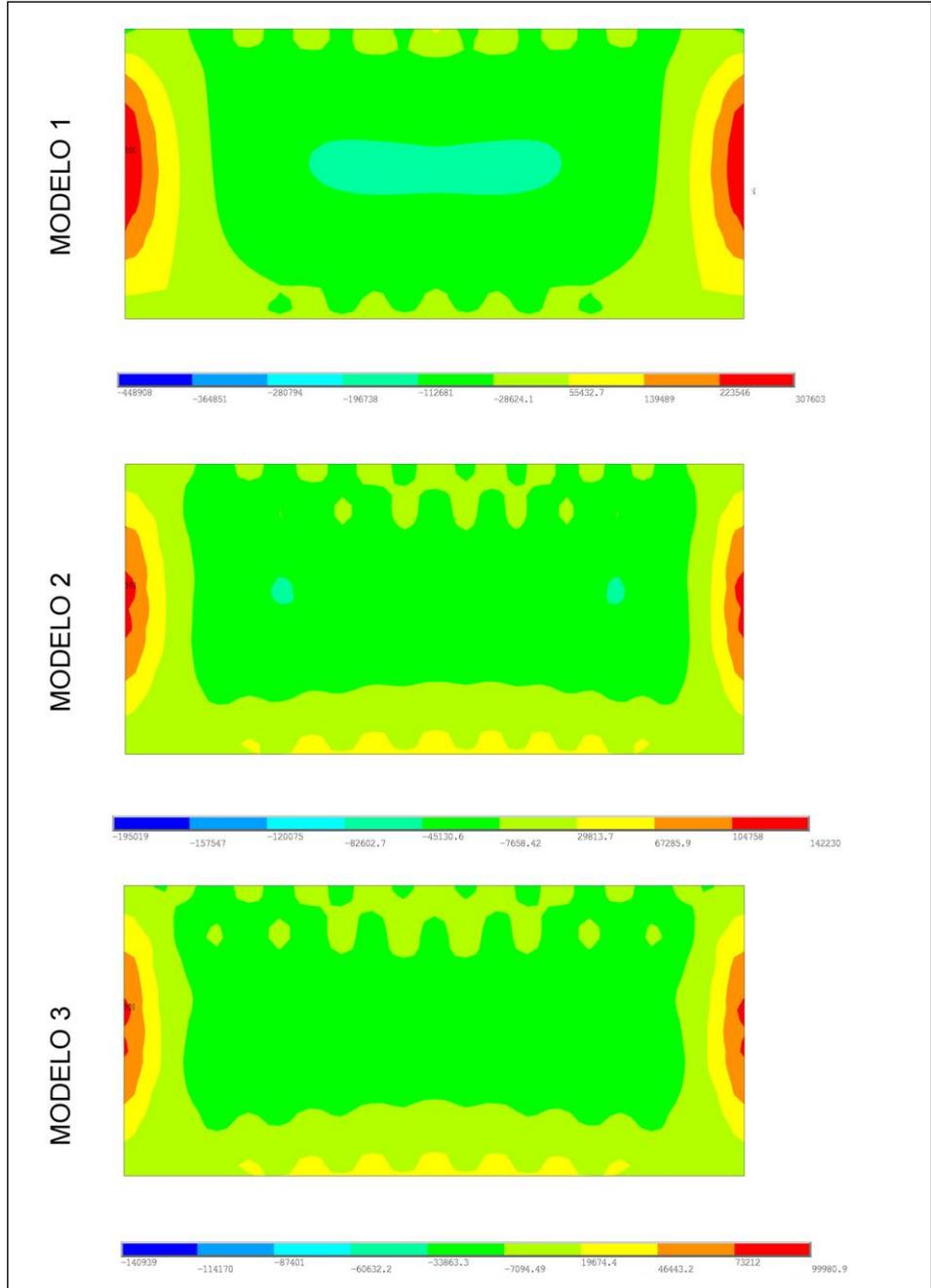


Figura 6.76. Tensiones en eje X. Modelos con llaves entre hojas.

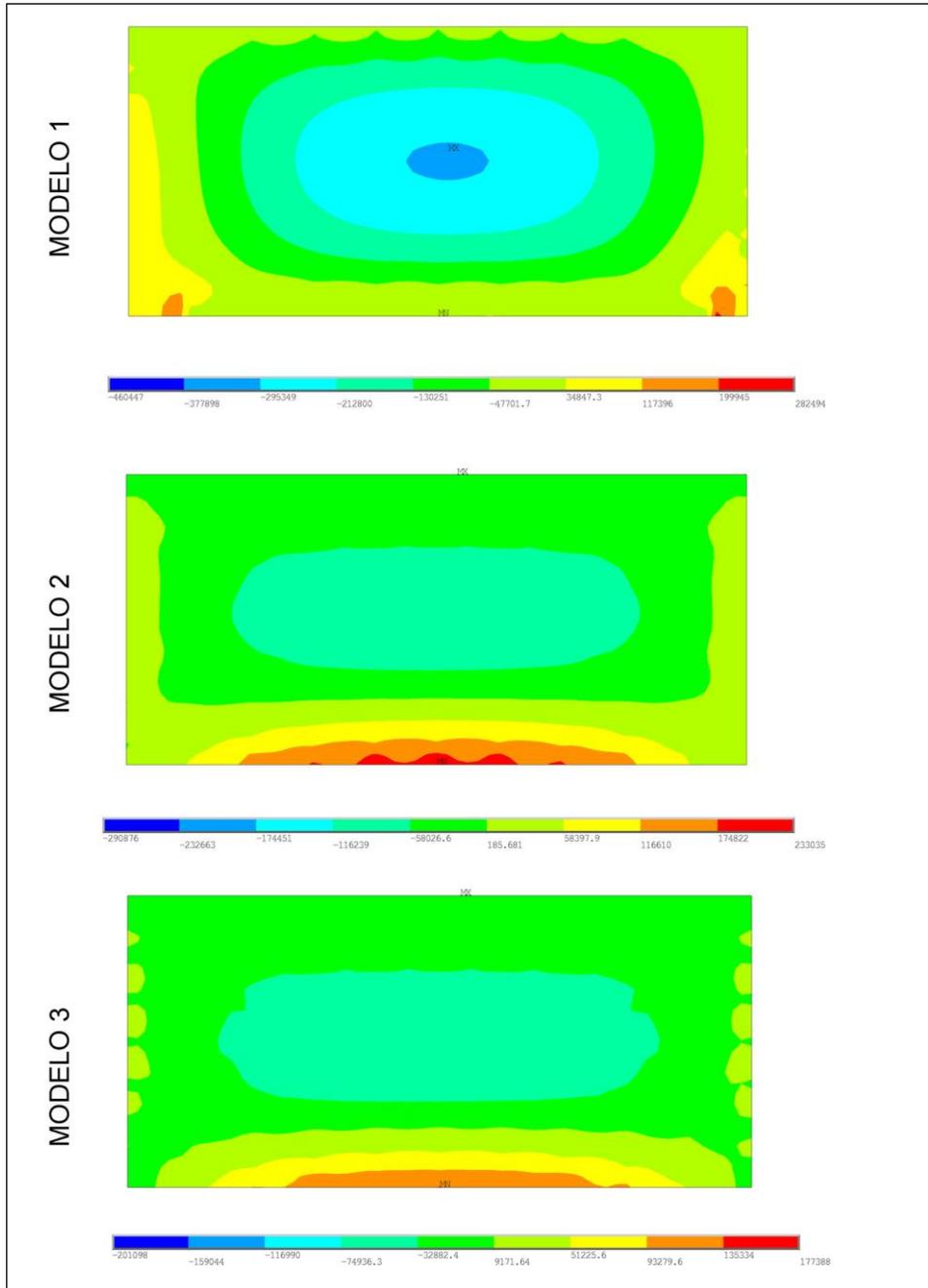


Figura 6.77. Tensiones en eje Z. Modelos con llaves entre hojas.

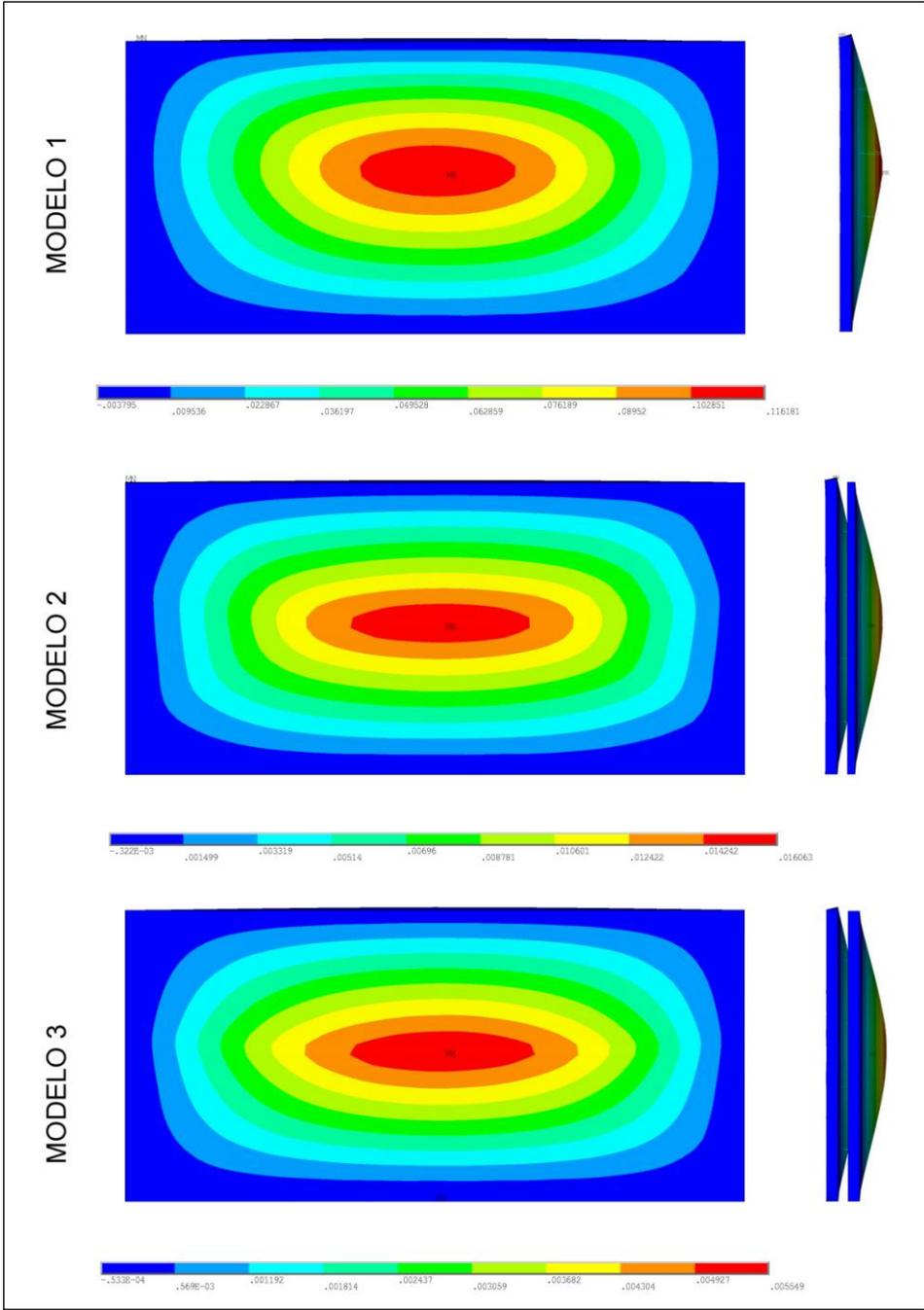


Figura 6.78. Modelos con llaves entre hojas. Desplazamientos.

6.9.4. Fisuración

La fisuración del paño del modelo 1 es similar a la observada en otros puntos del presente documento, las líneas de rotura de la placa parten de los vértices y avanzan con un ángulo de 45° hasta unirse en una línea horizontal. Al aumentar la carga se forman fisuras paralelas a estas hasta fisurar todo el paño. En la Figura 6.79 se muestra la fisuración de los tres modelos bajo una carga de viento de 2000 N/mm^2 y 5000 N/mm^2 . El modelo 2, con llaves a una hoja de 7 cm de espesor, reduce la fisuración respecto el modelo 1. Las fisuras aparecen bajo una carga mayor y aparecen en mucho menor número. Aparecen fisuras en línea de la unión entre la hoja interior y la estructura. En el modelo 3 la fisuración se reduce en mayor medida. Las fisuras inclinadas a 45° desaparecen prácticamente por completo, apareciendo fisuras horizontales a mitad altura y en línea con la estructura. Conforme aumentamos la rigidez de la hoja interior la fisuración se parece más a la fisuración de un cerramiento inserto en la estructura.

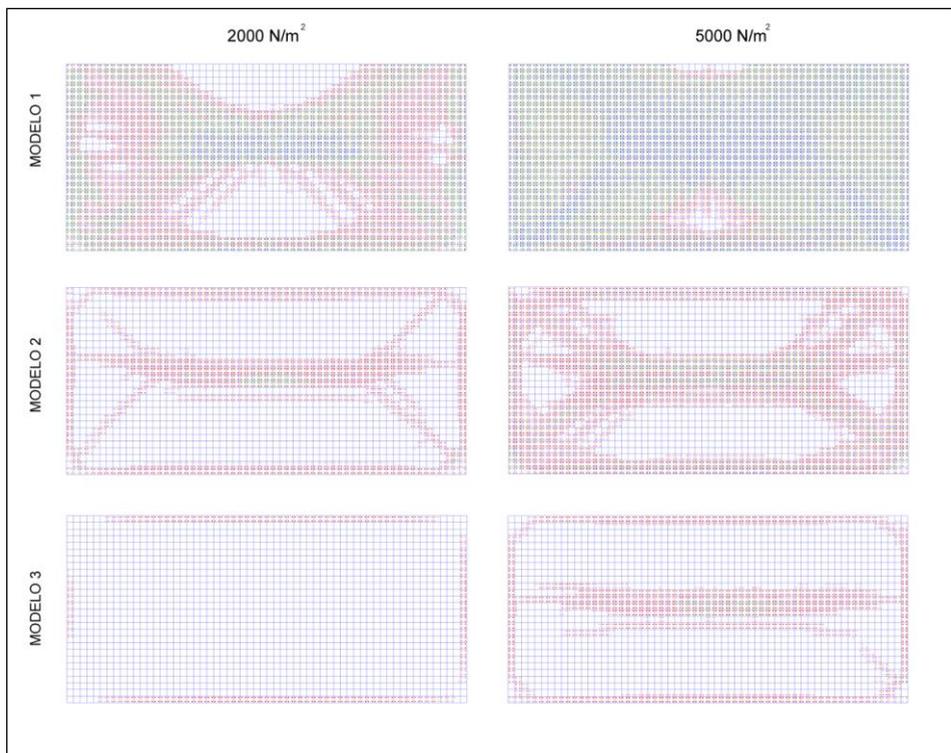


Figura 6.79. Fisuración modelos con llaves entre hojas.Figura 6.79

7. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

7.1. Cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura

Se diseña constructivamente un cerramiento con cámara de aire continua y hoja exterior por delante de la estructura cumpliendo las condicionantes de estabilidad y resistencia, de aislamiento y de impermeabilidad.

7.1.1. Aplicación constructiva del análisis de los resultados

A la vista de los resultados obtenidos por el método de los elementos finitos respecto a esfuerzos, desplazamientos y fisuración se insertan en los tendeles armaduras de para evitar la fisuración de la fábrica, Figura 7.1.

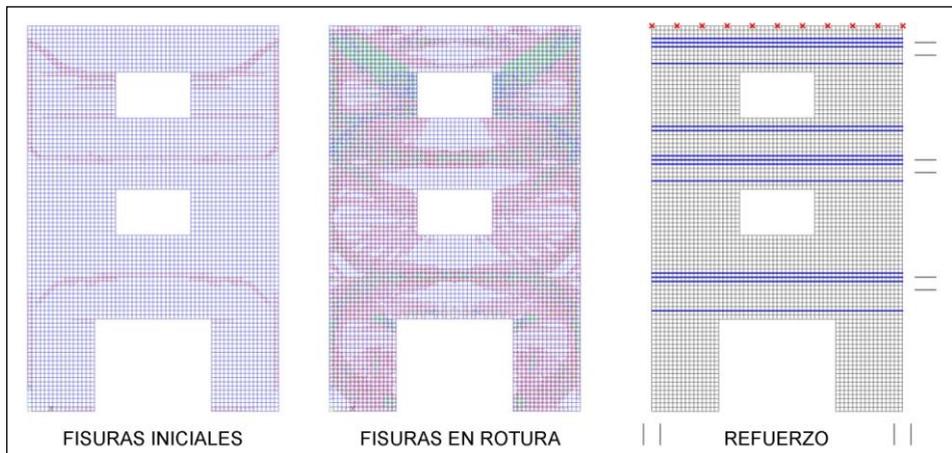


Figura 7.1. Refuerzo del cerramiento.

Las armaduras utilizadas se sitúan en los tendeles. Debido al poco espesor del mortero, es preciso utilizar armaduras de pequeños diámetros para que tengan suficiente recubrimiento de mortero¹⁰⁰. Para resolverlo se utilizan dos barras de acero corrugado de 4 mm de diámetro en cada tendel¹⁰¹. Debido al poco espesor de mortero de cemento y la situación junto a materiales cerámicos absorbentes de humedad, es necesario proteger la armadura frente a la corrosión, con acero galvanizado, capa de epoxi sobre el zinc o armadura de acero inoxidable. Se propone la resolución constructiva concreta de un cerramiento desde el arranque de cimentación hasta la coronación del mismo.

¹⁰⁰ Adell, J.M.: La fábrica armada y la fachada contemporánea. Conarquitectura.

¹⁰¹ AENOR: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-3 Reglas generales para edificios. Reglas detalladas para acciones laterales. Eurocódigo 6. Madrid. España.

7.1.2. Arranque de cimentación

El cerramiento además de cumplir el requisito de estabilidad debe responder a las condiciones de impermeabilidad y de aislamiento. La condición de impermeabilidad se resuelve con la colocación de una lámina impermeable en la hoja exterior enlazada con la hoja interior formando un tablero de estanquidad. Dependiendo del material utilizado para constituir la lámina podemos clasificarlos en impermeabilizantes flexibles y rígidos, en base a su adaptabilidad de colocación.

En la base del cerramiento debemos colocar la lámina de manera que sirva para recoger el agua que atraviesa la hoja exterior y se canaliza por la cámara de aire, hasta llegar a la base inferior y puede ser evacuada hacia el exterior. En la Figura 7.2 se coloca la lámina a nivel de suelo.

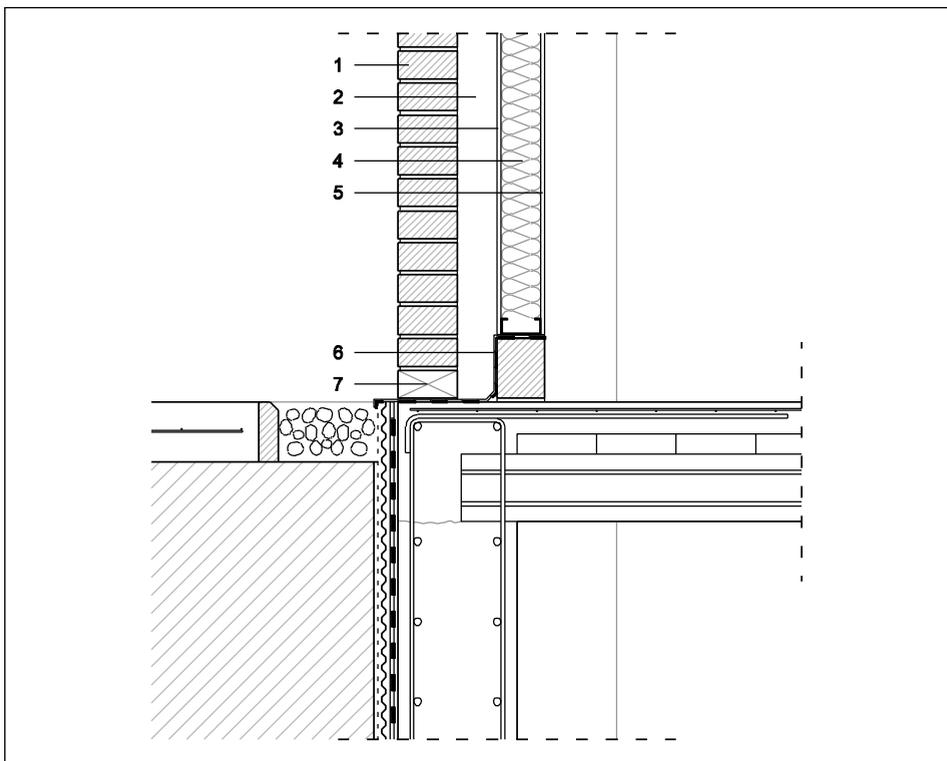


Figura 7.2. Arranque de la fachada. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) panel hidrófugo, (4) aislamiento térmico, (5) yeso laminado, (6) lámina impermeable, (7) junta sin mortero.

Si la lámina impermeable se coloca a una altura de 30 cm sobre la cota de la acera para evitar el agua procedente de las salpicaduras, y el material empleado es un impermeabilizante rígido incapaz de asegurarnos la transmisión de cargas deberá crearse una línea de anclajes (enlaces) de la hoja exterior a la interior distanciados entre 40 a 60 cm y de un diámetro de 4 a 6 mm para tener la garantía de que queden embebidos en las juntas de mortero. En la Figura 7.3 se dibuja esta solución.

Esta línea de anclajes, que sustituyen la falta de continuidad de la fábrica de ladrillo debida a la colocación del impermeabilizante, requiere de refuerzo de armaduras en la junta horizontal inmediatamente superior a la disposición de los anclajes.

La armadura en la parte inferior actúa como tirante al considerar la forma de trabajo de la fábrica como una viga produciéndose una flexión cuando actúan las cargas horizontales debidas a la acción del viento.

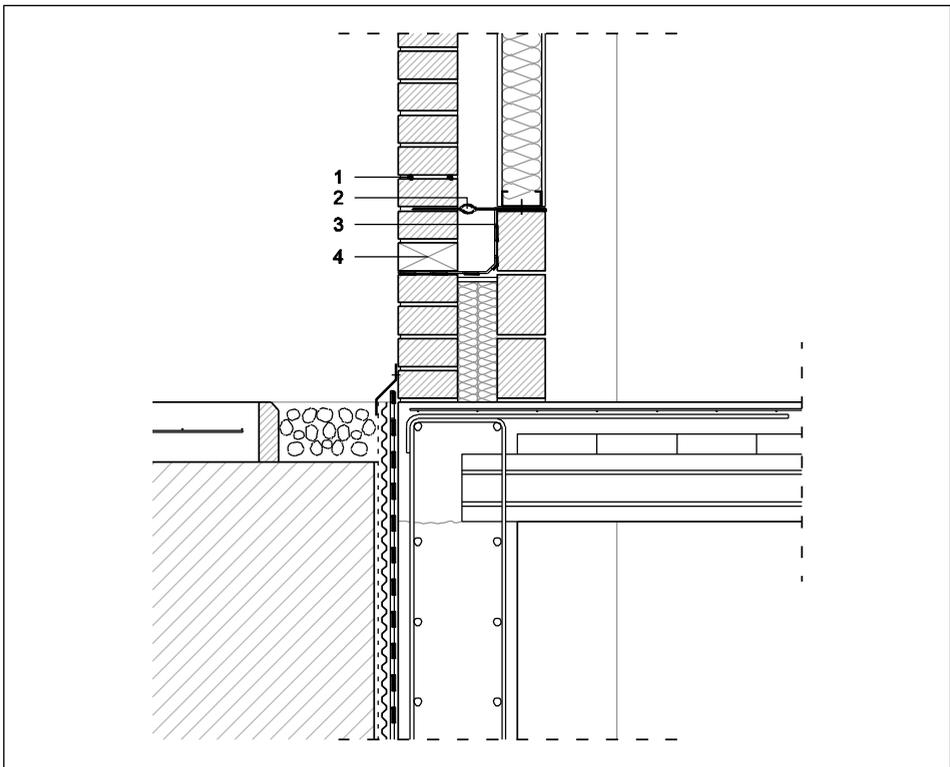


Figura 7.3. Arranque de la fachada. Lámina impermeable a 30 cm del suelo. (1) Armaduras de refuerzo, (2) llave metálica, (3) lámina impermeable, (4) junta sin mortero.

Si el cerramiento desde el punto de vista de su deformación se comporta como una viga, debemos tratarlo como una viga desde el punto de vista resistente, por ello incorporamos el tirante del arco de descarga que se origina.

En estas dos figuras el pilar se encuentra remetido respecto del muro, esto es porque en la solución con hoja exterior continua por delante de la estructura los pilares y el canto del forjado forman un plano, separado de la hoja exterior, y se ha supuesto que la cara exterior del muro de sótano coincide con la línea de fachada. Otra manera de realizarlo sería hacer coincidir el muro de sótano con la estructura portante, de manera que para soportar la fachada, separada de la línea de estructura necesitamos una ménsula, Figura 7.4.

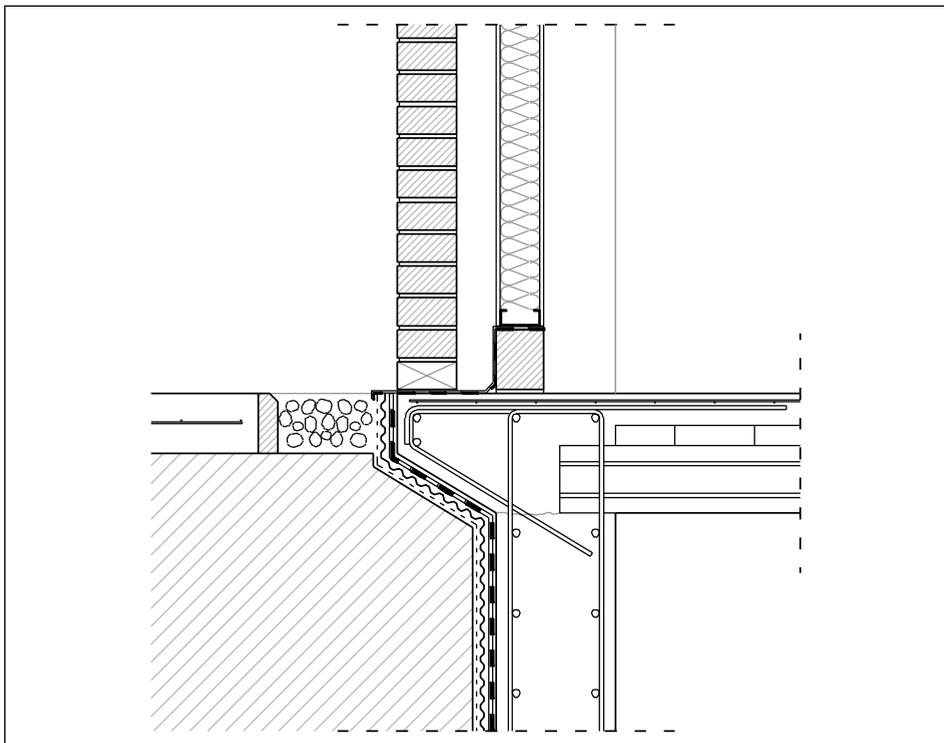


Figura 7.4. Arranque con ménsula.

7.1.3. Contorno de los huecos

El contorno de los huecos se refuerza con armaduras como se muestra en la Figura 7.5. Se deben prever armaduras en los antepechos del orden de 4ϕ de 4 mm, así como en la parte superior del dintel por ser las zonas que se encuentran sometidas a esfuerzos de tracción.

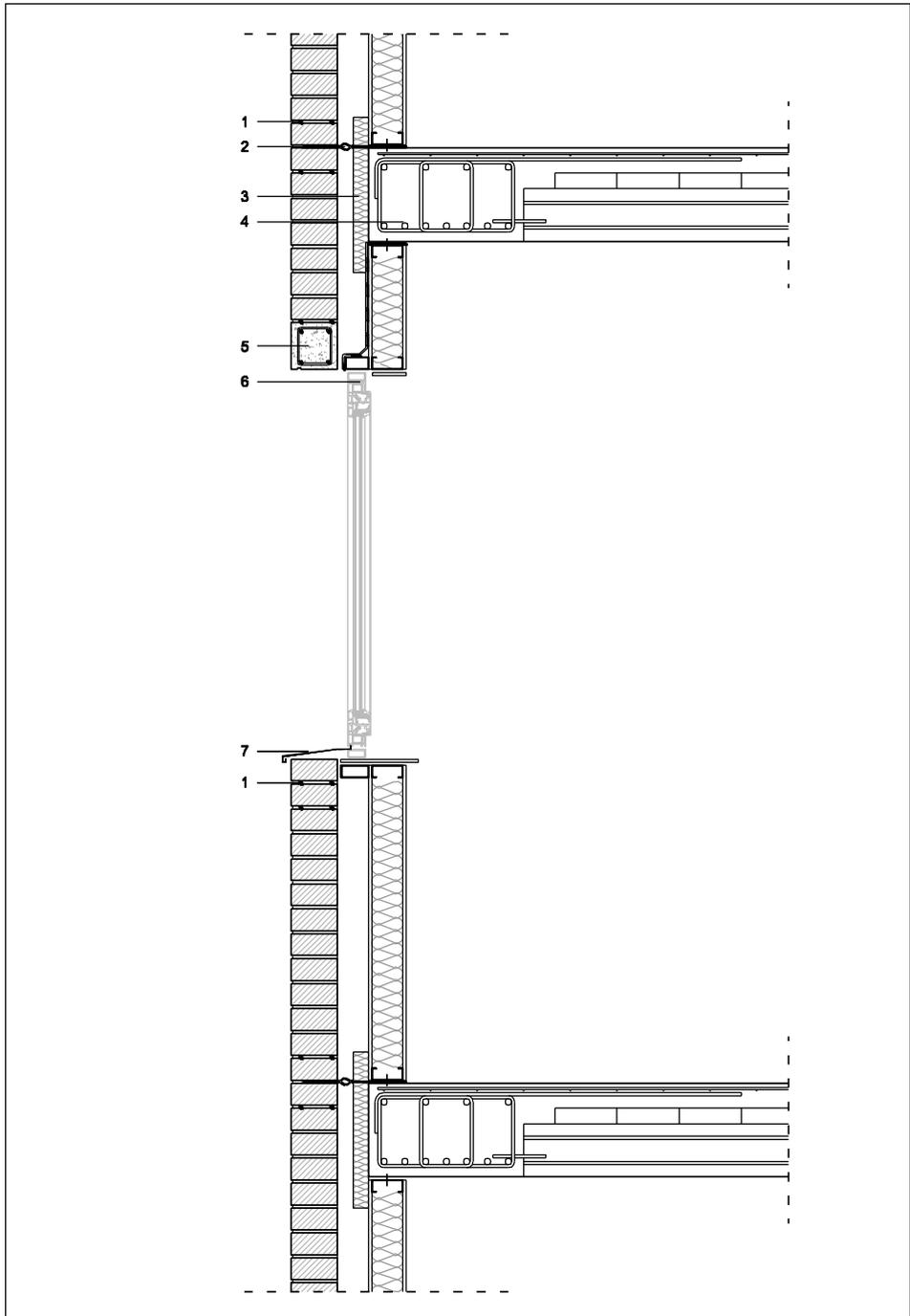


Figura 7.5. Huevo en fachada. (1) armaduras de refuerzo, (2) llave de unión a estructura, (3) aislamiento térmico, (4) forjado, (5) dintel, (6) carpintería con rotura de puente térmico, (7) vierteaguas metálico.

Las recomendaciones de diseño son adecuadas en los casos en los que el hueco de ventana pueda considerarse pequeño¹⁰² y podamos considerar que no se rompe la continuidad del paño de fábrica. Tal como se explica en el Eurocódigo (EC-6, Proyecto de estructuras de fábrica), en el caso de pequeñas aberturas en entrepaños éstos no se consideran, ya que tiene escaso efecto en la resistencia de los mismos. Al disponer de cercos de madera o metálicos en los huecos, la resistencia del cerco junto con la obra de fábrica será en general suficiente para compensar la resistencia perdida por la fábrica que ocupaba la zona del hueco.

7.1.4. Último paño y coronación del muro

En la zona del antepecho del último tramo de la fábrica se colocarán armaduras embebidas en las juntas horizontales que se verán interrumpidas en caso de existencia de huecos. Esta zona de antepecho queda definida por una franja de 90 cm por encima del forjado. Figura 7.6.

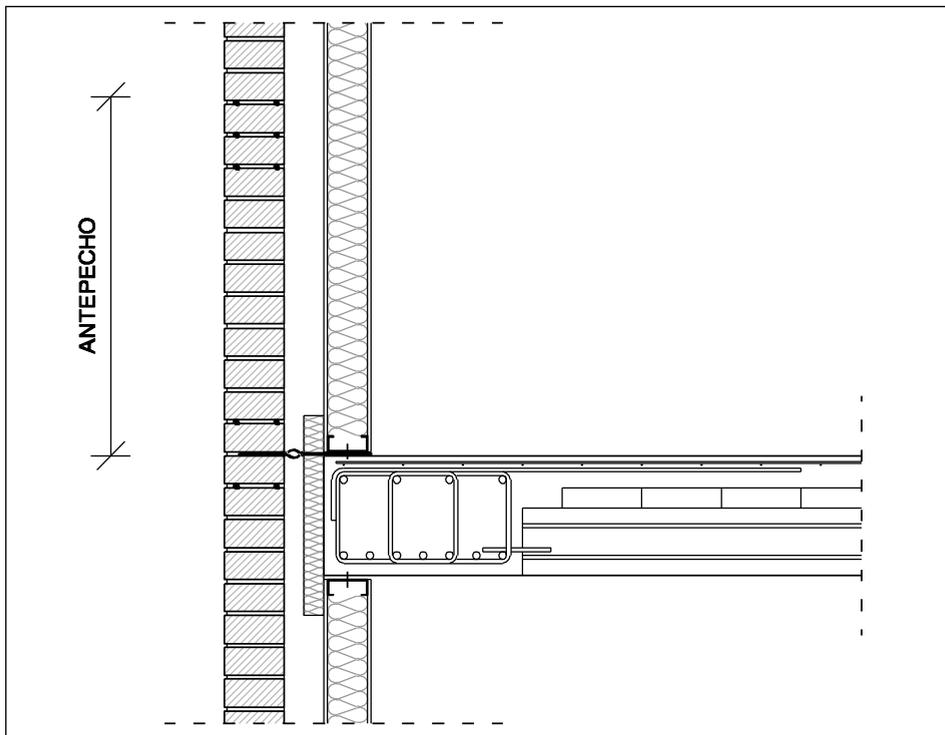


Figura 7.6. Antepecho en último paño.

¹⁰² Hueco pequeño según CTE-SE-F es el aquel cuya anchura libre es menor a 1/4 la longitud del paño, su altura libre menor a 1/4 la altura y su área es menor a 1/10 la del paño.

La parte del paño de fábrica que corresponde de la última planta es que se encuentra en peores condiciones ya que es el que menos peso aporta luego su diseño viene condicionado a disponer de un pequeño peto que le de continuidad a la fábrica y nos sirve para cerrar la cubierta. Se deberán disponer llaves a nivel de forjado y en la coronación del muro. La lámina impermeable dobla sobre la hoja interior y se introduce en el remate metálico. Figura 7.7.

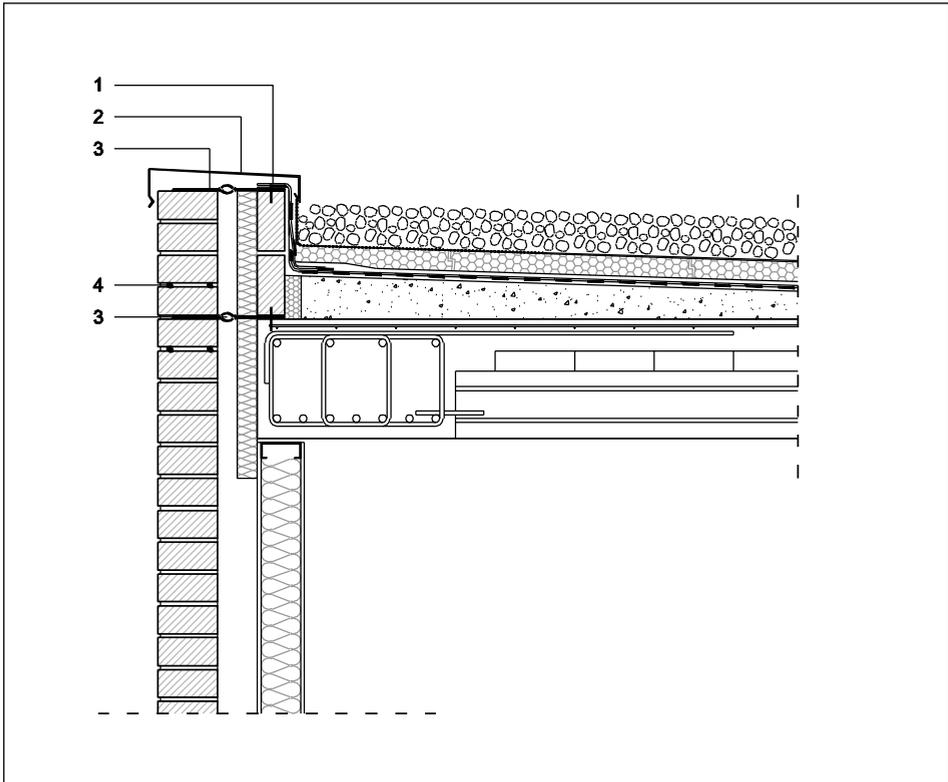


Figura 7.7. Antepecho cubierto y coronación del cerramiento. (1) Lámina impermeable, (2) vierteaguas metálico, (3) llave, (4) armadura de refuerzo.

7.1.5. Soluciones con hoja interior de ladrillo hueco

En este apartado se propone la ejecución de la fachada utilizando ladrillo hueco como hoja interior. En este caso podemos utilizar las llaves entre las hojas para mejorar el comportamiento frente a esfuerzos horizontales y frente al pandeo de la hoja exterior. Igual que en el caso anterior, donde la hoja interior era de yeso laminado, se debe retranquear el pilar respecto el muro de sótano, Figura 7.8, o ejecutar un ménsula si queremos enrasar el muro con los pilares, Figura 7.9. En esta solución el muro de sótano, los pilares, los cantos de los forjados y la cara exterior de la hoja interior forman un plano sobre el cual se colocará de forma continua el aislante térmico.

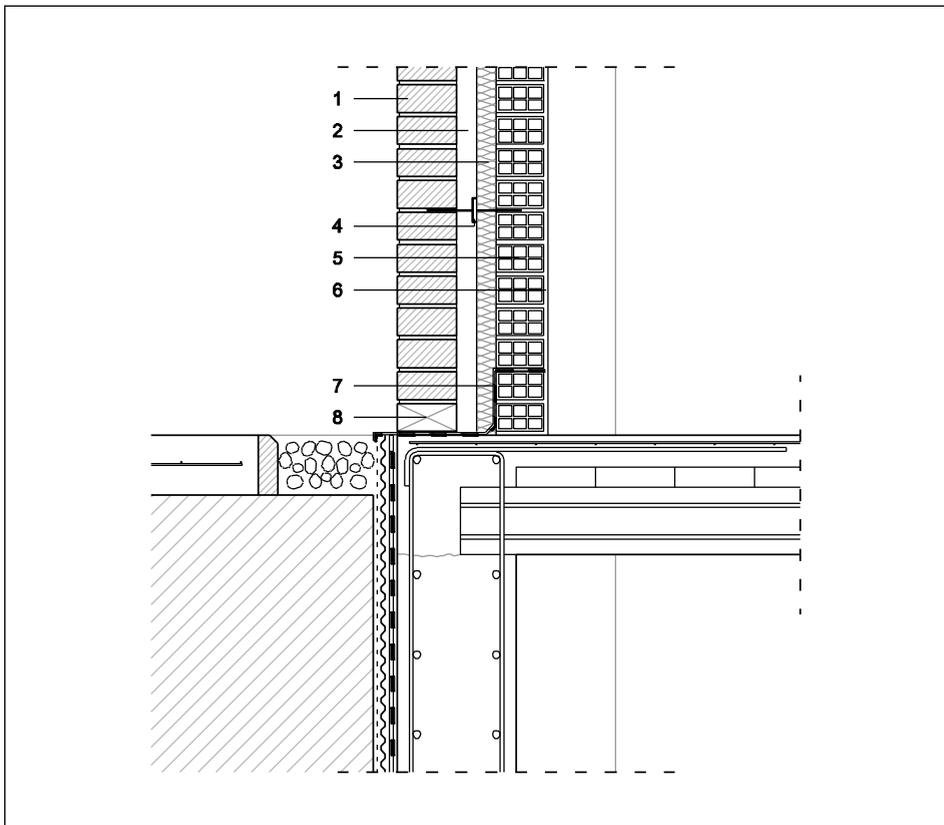


Figura 7.8. Arranque de cimentación. Caso 1. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) aislamiento térmico, (4) llave entre hojas, (5) hoja interior ladrillo hueco a sogas, (6) yeso, (7) lámina impermeable, (8) junta sin mortero.

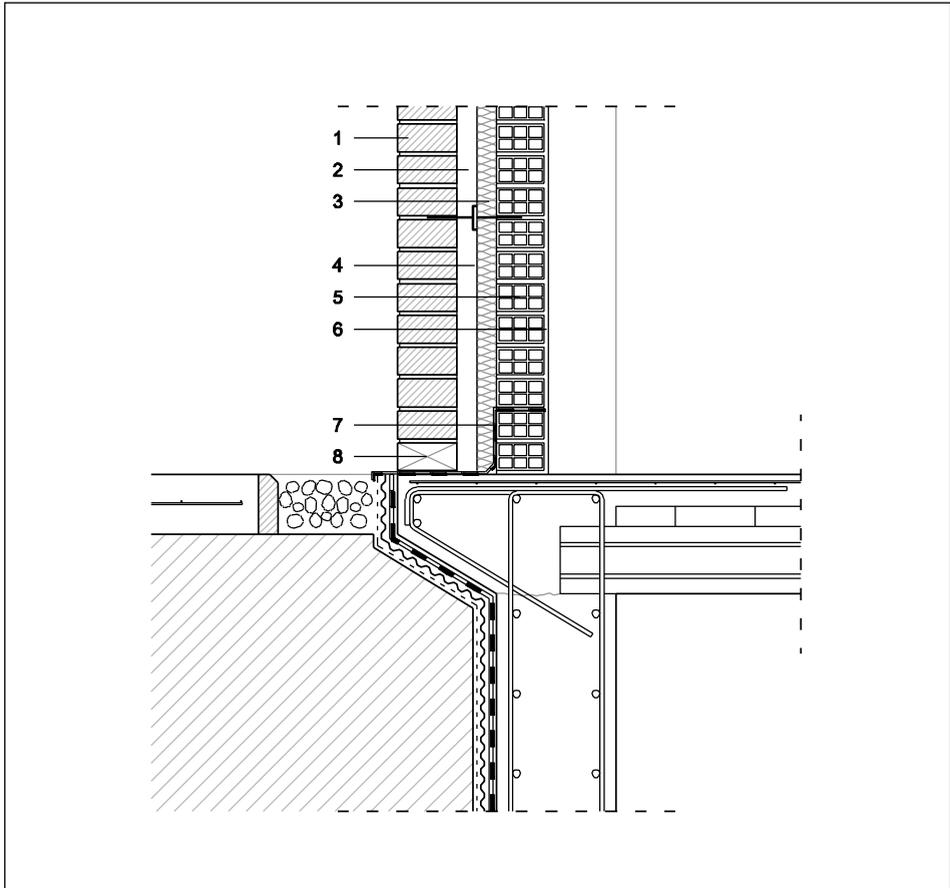


Figura 7.9. Arranque de cimentación. Caso 2. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) aislamiento térmico, (4) llave entre hojas, (5) hoja interior ladrillo hueco a sogas, (6) yeso, (7) lámina impermeable, (8) junta sin mortero.

El contorno de los huecos se resuelve de manera similar a la solución con yeso laminado. La mejora que tenemos es la inclusión de llaves entre las hojas alrededor del hueco. La carpintería, con rotura de puente térmico, se coloca en la cámara de aire anclada a la hoja interior.

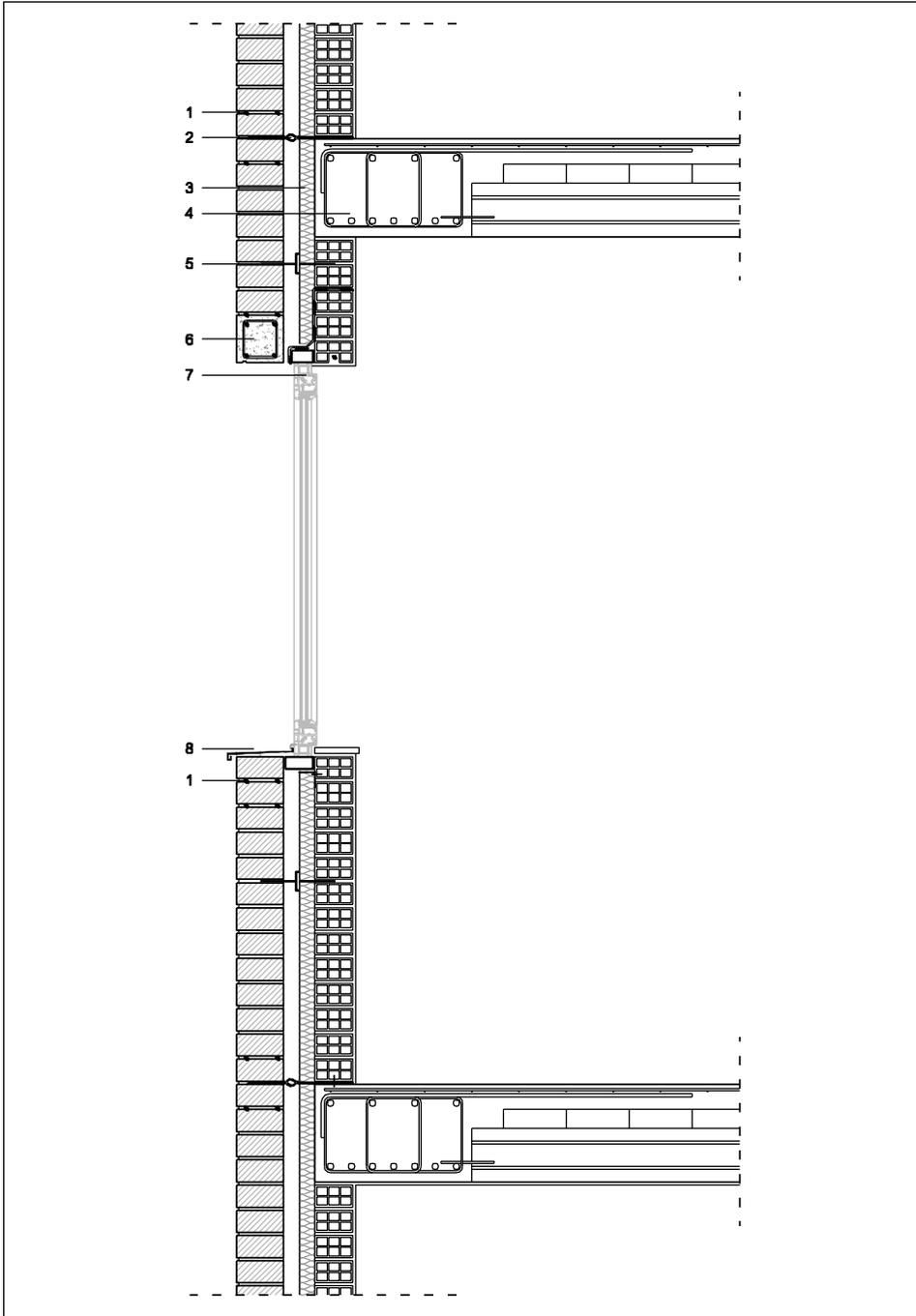


Figura 7.10. Huevo en el paño. (1) Armaduras de refuerzo, (2) llave a estructura, (3) aislamiento térmico, (4) forjado, (5) llave entre hojas, (6) dintel, (7) carpintería con rotura de puente térmico, (8) vierteaguas.

La versión del detalle de último paño y cubierta con hoja interior de ladrillo es la que se muestra en la Figura 7.11.

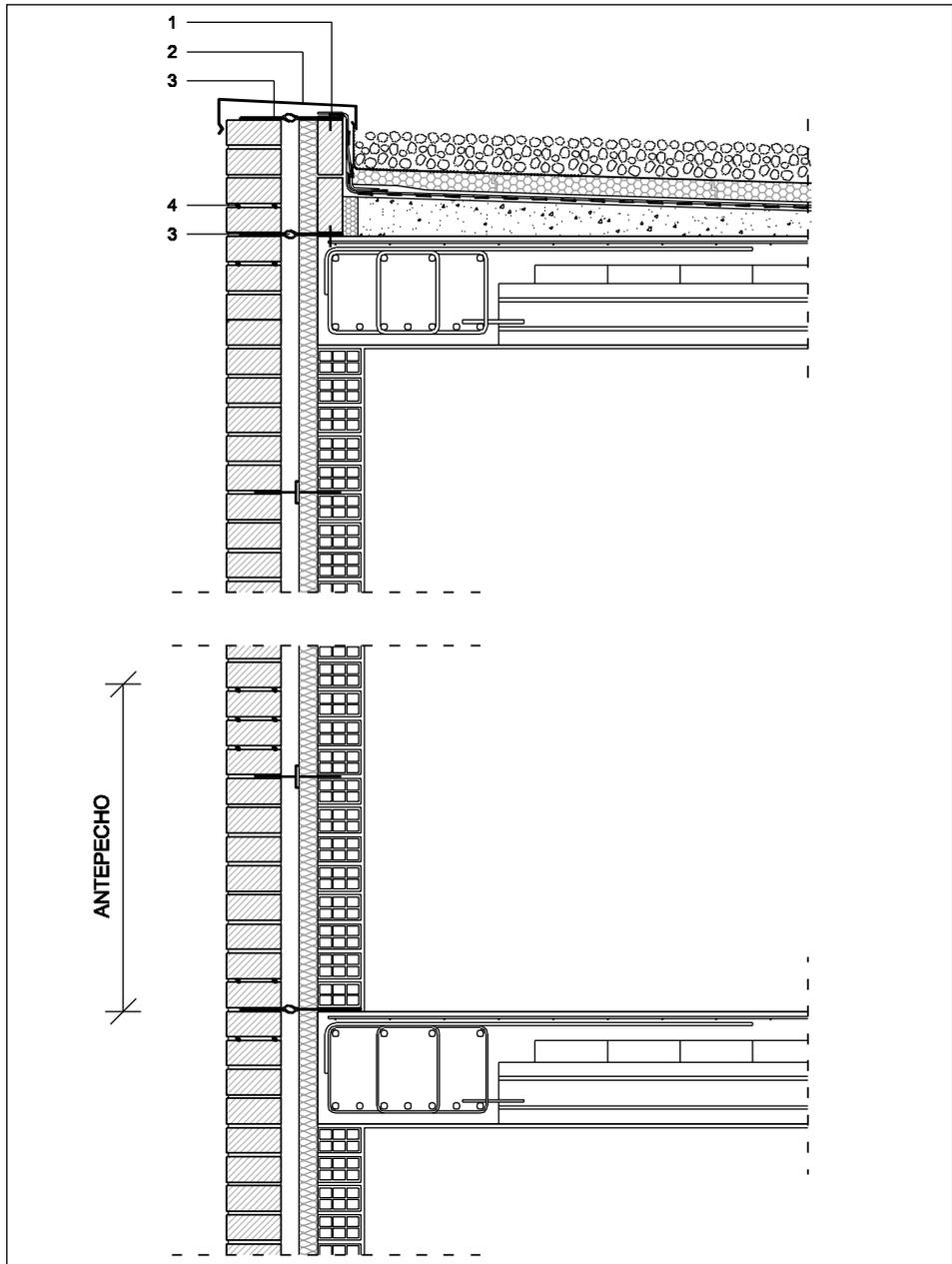


Figura 7.11. Último paño y antepecho. Antepecho. (1) Lámina impermeable, (2) vierteaguas metálico, (3) llave, (4) armadura de refuerzo.

7.2. Cerramientos con hoja exterior inserta en la estructura

En este punto se propone la materialización de la fachada mediante un cerramiento con su hoja exterior inserta en la fachada. Para eliminar los puentes térmicos, en dinteles, alféizar y frente del forjado, esta tipología requiere perfiles metálicos y llaves de unión entre hojas. En los puntos donde se interrumpe la cámara de aire se introduce lámina impermeable y llaga sin mortero para evacuar el agua.

Para resolver el puente térmico en el frente del forjado se propone introducir aislamiento térmico. La colocación del aislante en el frente del forjado no debe poner en peligro la estabilidad del revestimiento que lo cubre. Para ello, el espesor de la plaqueta debe ser superior a 4 cm. Con este grosor las plaquetas pueden apoyar mejor unas sobre otras. Las plaquetas se tomarán con mortero cola.

El aislante que se coloca en el frente del forjado debe cumplir una serie de condiciones¹⁰³. Debe tener unas óptimas características mecánicas. También debe ser fácil de instalar, siendo sencillo cortar y adaptar a las dimensiones y geometría del elemento y colocarlo mediante adherencia al soporte o por fijación mecánica. Al no existir cámara de aire en este punto el aislante debe tener resistencia al agua.

La adherencia con el revestimiento mejora si el acabado superficial del aislante es rugoso y punzonado. De esta manera ofrece una superficie apropiada para adherir el revestimiento con el material adecuado (adhesivos cola, morteros cola, etc).

El espesor del aislante queremos que sea el mínimo posible para no reducir demasiado el apoyo de la hoja exterior de la planta superior. Por ello el material aislante debe restablecer el flujo térmico unidireccional con pequeño espesor (1'5 ó 2 cm) para anular el puente térmico.

¹⁰³ Mas, A.: Cerramientos de obra de fábrica. SPUPV. 2005.

7.2.1. Arranque de cimentación

En esta tipología de cerramiento los forjados se encuentran remetidos respecto la línea de fachada para poder ser forrados y los pilares también se remeten respecto los cantos de los forjados. El arranque de cimentación, Figura 7.12, es muy similar a los casos anteriores. Dado al orden de ejecución es posible enfoscar la cara interior de la hoja exterior con mortero hidrófugo.

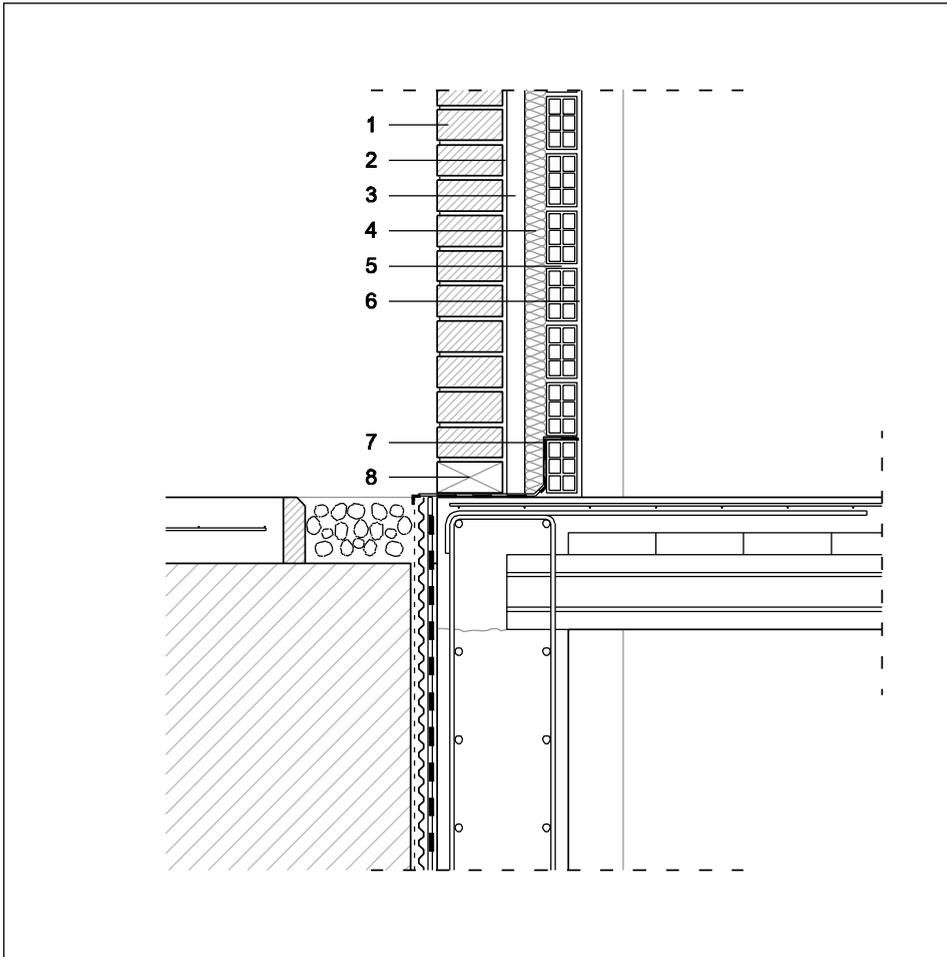


Figura 7.12. Arranque cimentación cerramiento inserto en la estructura. (1) Ladrillo caravista, (2) mortero hidrófugo, (3) cámara de aire, (4) aislamiento térmico, (5) ladrillo doble hueco, (6) enlucido de yeso, (7) lámina impermeable, (8) junta sin mortero.

7.2.2. Contorno de huecos

En el detalle de la Figura 7.13 se diseña el contorno del hueco (dintel y alféizar) evitando los puentes térmicos. Para ello, se utiliza un dintel doble, como si cerramiento con hoja exterior se tratase, y se une mediante llave metálica. En el alféizar también se separan las dos hojas con aislamiento térmico, y la carpintería, con rotura de puente térmico, se ubica en la cámara de aire anclada a la hoja exterior para evitar el flujo térmico a través del plano del alféizar.

El frente de forjado se forra con aislamiento térmico y plaquetas cerámicas. Para no perjudicar la estabilidad de la hoja que se apoya en el forjado se prolonga su apoyo mediante un perfil metálico. Este perfil, como se ha visto en puntos anteriores, debe tener compatibilidad de deformaciones con la fábrica, ya que de otra manera no entrará en carga. No es necesario que sea continuo en todo el frente sino que puede ser un punto de unión discontinuo. El forjado supone una interrupción de la cámara de aire, por tanto requiere canalón de estanquidad y abertura para desaguar

7.2.3. Último paño y coronación del muro

En la cubierta, Figura 7.14, el antepecho se ejecuta con ladrillo caravista y ladrillo hueco para mejorar su estabilidad frente esfuerzos horizontales. La solución del paño de última planta es la misma que en plantas inferiores. La solución mejora su comportamiento si introducimos una junta de movimiento en su cabeza y utilizamos una llave de conexión, Figura 7.15. De esta manera también se eliminan los posibles daños producidos por la expansión por humedad de la cerámica.

Por tanto, la tipología de cerramiento convencional puede cumplir los requisitos de estabilidad, aislamiento y estanquidad, pero recurriendo a soluciones complejas que necesitan perfiles metálicos, llaves de anclaje y cortar piezas para forrar forjados y acodalar contra pilares. Es decir, necesita soluciones más complejas de ejecutar que el cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura.

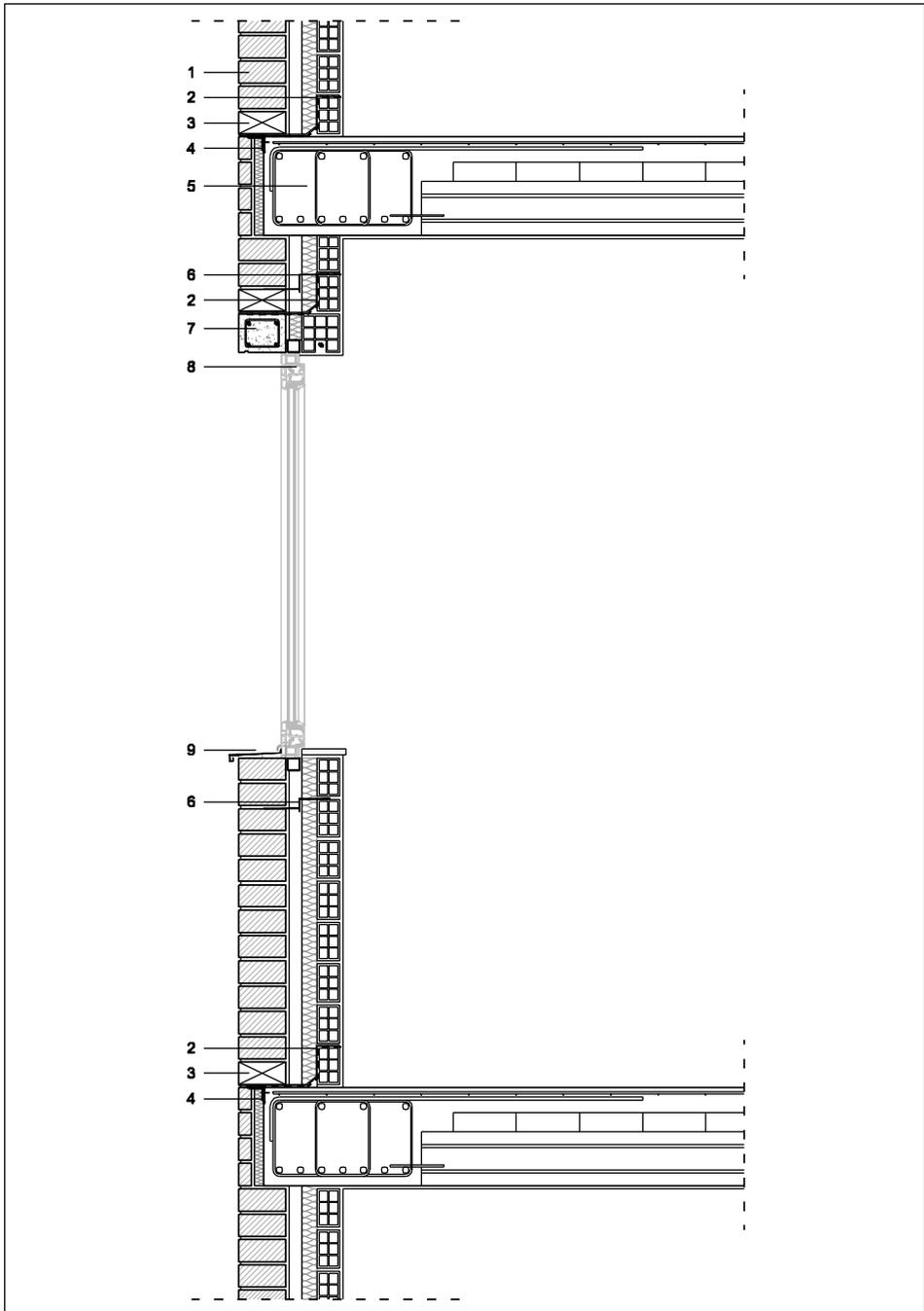


Figura 7.13. Contorno de huecos. Cerramiento inserto en la estructura. (1) Ladrillo caravista, (2) lámina impermeable, (3) junta sin mortero, (4) perfil metálico, (5) forjado, (6) llave entre hojas regulable, (7) dintel, (8) carpintería con rotura de puente térmico, (9) vierteaguas metálico.

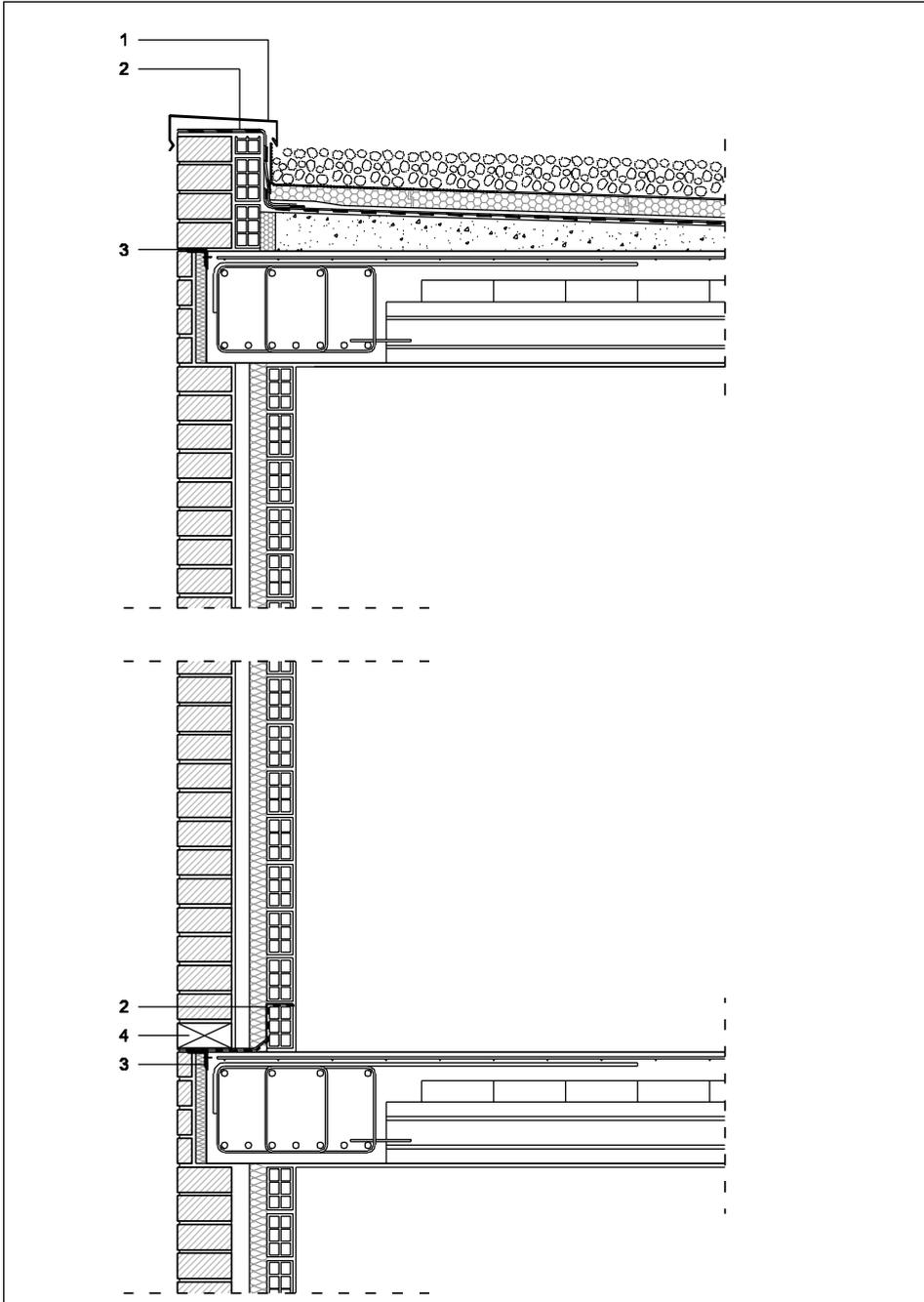


Figura 7.14. Último paño y cubierta. Cerramiento inserto en estructura. (1) Vierendeaguas metálico, (2) lámina impermeable, (3) angular metálico, (4) junta sin mortero.

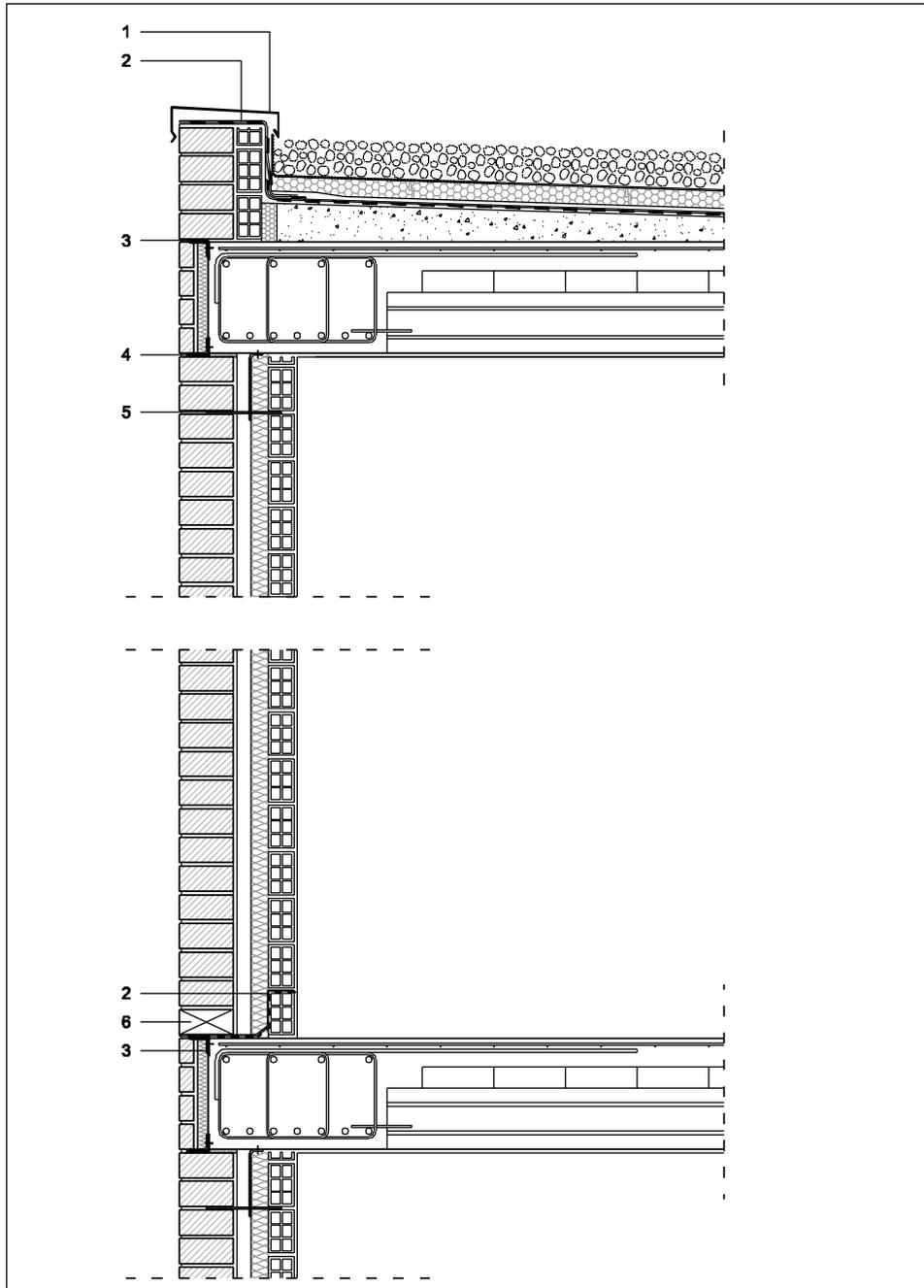


Figura 7.15. Cerramiento inserto en estructura con junta horizontal en cabeza. (1) Vierendeales metálico, (2) lámina impermeable, (3) angular metálico, (4) junta de movimiento, (5) llave de conexión, (6) junta sin mortero.

8. CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

8.1. Conclusiones

El objetivo de la tesis es analizar los cerramientos no portantes de fábrica de ladrillo desde el punto de vista de su estabilidad y resistencia, para comprobar su correcto comportamiento y ofrecer mejoras concretadas en detalles constructivos, que sirvan al arquitecto a la hora de diseñar un cerramiento de ladrillo. El estudio de la fábrica de ladrillo, su comportamiento mecánico y su capacidad de redistribución de esfuerzos mediante la fisuración, es una línea de investigación importante en el campo de la construcción.

En la primera parte de la tesis se estudia la ejecución de los cerramientos de fábrica de ladrillo en la actualidad, diferenciando tipologías, la normativa vigente, el estado de parque edificado, los modelos de comportamiento y el origen de la fisuración. Las conclusiones obtenidas en este apartado son:

1. La tipología de fachada inserta en la estructura tiene una serie de problemas desde el punto de vista de la estabilidad, puentes térmicos y estanquidad al agua que la tipología de fachada con hoja exterior continua por delante de la estructura resuelve más fácilmente. Se han analizado los sistemas constructivos para fachadas, estudiando sus componentes, su evolución y describiendo el proceso constructivo de las dos tipologías de cerramiento mencionadas.
2. La entrada en vigor del CTE ha supuesto un mayor conocimiento del comportamiento de los cerramientos, especialmente frente a los esfuerzos horizontales, que antes de la aparición del CTE-DB-SE no había una normativa española que permitiese su comprobación, estableciendo dos tipos de comportamiento, en arco y en placa.
3. La forma de trabajo más eficaz es el arco, ya que la fábrica trabaja fundamentalmente a compresión. Pero para que sea posible formar un arco es necesario unas condiciones de apoyo en arranque y cabeza que sean capaces de generar una reacción oblicua capaz de compensar la compresión generada por el arco. Cuando el cerramiento no puede trabajar como un arco debido a su conexión a la estructura portante se comprobará su comportamiento como placa. En función de las condiciones de enlace a la estructura portante podrá ser apoyada en sus cuatro lados, en tres o en dos, comportamiento en viga.

-
4. La normativa actual no establece criterios a la hora de comprobar frente a esfuerzos horizontales un paño de cerramiento que incluya huecos en su diseño. Respecto a los cerramientos con hoja exterior continua por delante de la estructura, los criterios respecto a la disposición de anclajes y número de estos es insuficiente.
 5. Los cerramientos de fábrica de ladrillo, con las debidas recomendaciones constructivas, cumplen con los requisitos necesarios que se le exigen a este elementos constructivo. El cerramiento inserto en la estructura requiere de un diseño cuidadoso para evitar puentes térmicos, problemas de estabilidad o de estanquidad, incorporando llaves metálicas, perfiles auxiliares y láminas impermeables.
 6. El diseño del cerramiento inserto en la estructura requiere unas tolerancias muy pequeñas, que son difíciles de alcanzarse en obra. Por este motivo, muchos edificios edificados en los últimos años con esta tipología de cerramiento muestran lesiones, siendo las más graves las que afectan a su resistencia y estabilidad. Estos problemas conllevan fisuración de la hoja exterior y desprendimientos de parte del cerramiento. Se ha recopilado información sobre problemas de esta tipología de cerramiento partiendo de estudios realizados por investigadores y a partir del reconocimiento de estas lesiones en el patrimonio edificado.
 7. Uno de los problemas respecto la estabilidad de los cerramientos insertos en la estructura es el insuficiente apoyo de la hoja exterior en el frente de forjado. El requerimiento más restrictivo en esta tipología es la succión del viento. Se ha estudiado que para las alturas libres habituales en edificación un apoyo es necesario un apoyo de 8 cm. Durante la ejecución de la obra, incluso cumpliendo las tolerancias admisibles en cuanto la estructura, es difícil de asegurar este apoyo en toda la hoja exterior, quedando zonas con menor apoyo o incluso sin ningún apoyo. Otra de las lesiones más frecuentes es el desprendimiento de las plaquetas que forran los frentes de forjados, con el peligro de daño a las personas que eso supone. En el texto se recopila información de edificios con esta lesión. Por tanto a pesar la normativa, existen problemas respecto la resistencia y estabilidad en los cerramientos.

8. La expansión por humedad, característica intrínseca del material, se convierte en el cerramiento inserto en la estructura como un grave problema. En efecto, al construir la hoja exterior entre dos pilares de un pórtico y dos forjados consecutivos ésta ve coartados su incremento de volumen en las dos direcciones provocando tensiones que el cerramiento no puede soportar provocando fisuraciones o abombamientos, siendo el límite la expulsión de la hoja exterior. Si a este comportamiento añadimos un deficiente apoyo de la hoja exterior en el frente de los forjados el riesgo de desprendimiento aumenta. Respecto a la dilatación en la longitud del cerramiento la normativa vigente propine juntas de movimiento para evitar lesiones. La variable fundamental que rige la distancia entre juntas de movimiento verticales es la expansión por humedad de la pieza cerámica. Para reducir el riesgo de lesión por expansión por humedad se incorpora el cerramiento con junta de movimiento horizontal en su cabeza, sin embargo esta junta impide el comportamiento en arco del cerramiento, debiendo justificar su comportamiento como placa apoyada en tres de sus bordes. En función de la geometría del paño puede ser necesario introducir armadura en los tendeles o pilastras para reducir la luz libre. Este efecto se agrava si además de esta junta horizontal añadimos una lámina impermeable, por ejemplo en la planta baja del edificio, el comportamiento del paño será en viga en lugar de en placa.

9. La reparación de un problema de estabilidad es el cerramiento es un proceso costoso. Algunas soluciones, poco cuidadas, aseguran la estabilidad del cerramiento mediante la utilización de perfiles metálicos fijados a la estructura de hormigón armado. De esta manera la hoja exterior no se desprende pero desde el punto de vista estético no son aceptables. Se trata de una solución de urgencia. En ocasiones la alternativa pasa por la demolición de la hoja exterior para su posterior reposición. Si el problema ha sido la falta de apoyo de la hoja antes de reconstruirla es necesario utilizar elementos para aumentar el apoyo de la hoja exterior. Una de las soluciones utilizadas consiste en anclar perfiles, de forma discontinua, en los frentes de los forjados para que la hoja exterior se apoye en ellos. Puede ser complicado la entrada en carga de estos perfiles debido la falta compatibilidad de deformaciones entre el perfil (más flexible) y la hoja de ladrillo (rígida).

-
10. El cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura cumple con los requisitos de estabilidad, aislamiento y estanquidad de manera más sencilla que el cerramiento inserto, adaptándose mejor a las tolerancias de ejecución en obra y permitiendo el movimiento independiente de la hoja exterior respecto de la estructura portante. Esta tipología mejora el comportamiento en general de los cerramientos de ladrillos aumentando su campo de aplicación. En efecto, esta tipología resuelve mediante su propio diseño los puentes térmicos que el cerramiento inserto en la estructura presentaba en los frentes de forjados, alféizar o dintel. La estanquidad del cerramiento también mejora, más aún si la cámara de aire se ventila mediante perforaciones que la comuniquen con el exterior.

En el capítulo referente a la investigación se utiliza el método de los elementos finitos para el análisis de este cerramiento con hoja exterior continua. El método de los elementos finitos resulta adecuado para estudiar el comportamiento no lineal de la fábrica, ya que la fábrica la única forma que tiene de redistribuir esfuerzos es mediante la fisuración. Por tanto para estudiar la resistencia y estabilidad del cerramiento necesitamos un modelo capaz de tener en cuenta la fisuración de éste. Las conclusiones obtenidas en este apartado son las siguientes:

1. Durante las últimas décadas el método de los elementos finitos ha evolucionado mucho gracias a la ayuda de los ordenadores y muchos autores han trabajado en modelos válidos para los elementos de fábrica. La fábrica supone una mayor complejidad que otros materiales debido a su heterogeneidad, anisotropía y pronta fisuración.
2. Gracias al modelo de elementos finitos para la fábrica de ladrillo se analizan las tensiones, los desplazamientos y la fisuración en los cerramientos de fábrica de ladrillo. Para ello se ha partido de una geometría de edificio tipo de tres plantas de altura. A partir de esta base se han introducido variantes como la inclusión o no de huecos, el tamaño de estos, la disposición de anclajes o el incremento de la carga. El modelo es sometido a una carga vertical, su peso propio, y a una carga horizontal debida al viento que va aumentando gradualmente hasta la rotura de éste, sobrepasando la sobrecarga de uso. Mediante el análisis del método de los elementos finitos se observa la distribución tensiones que generan las flexiones horizontales y verticales.

3. El cerramiento con hoja exterior continuo por delante de la fachada presenta unas mayores tensiones que la fachada inserta en la estructura. También se observa que los desplazamientos son mayores y por tanto la fisuración también aumenta. El efecto aumento del peso propio, mayor carga vertical, supone una mejora para el comportamiento frente a esfuerzos horizontales.
4. Los desplazamientos son mayores en el paño de última planta, ya que no tiene un paño superior que le coaccione al giro y su peso propio es reducido.
5. La fisuración de la fábrica aparece primero en el paño de última planta que como se ha visto es el que se encuentra en peores condiciones. Las líneas de rotura nos muestran el comportamiento en placa del paño, partiendo de sus esquinas con una inclinación de 45° hasta el punto en que se unen en una fisura horizontal a mitad de paño. Si el paño tiene aberturas, las fisuras tienen su origen en las esquinas de los huecos.
6. El tamaño de los huecos modifica el comportamiento de la hoja exterior. A partir del estudio cuatro modelos con la misma geometría y distintos aberturas se evidencian mayores desplazamientos en los modelos con huecos que en el modelo sin huecos.
7. Las aberturas en horizontal dificultan el comportamiento en placa, trabajando el antepecho del hueco como un antepecho de cubierta sin continuidad, en este modelo aparecen los mayores desplazamientos y fisuraciones. Los modelos analizados son cuatro. El primer modelo es un paño ciego, el segundo tiene un hueco rectangular, el tercero tiene huecos horizontales y el cuarto verticales.
8. El anclaje de la hoja exterior a la estructura portante tiene influencia en su comportamiento. La línea de anclajes supone una franja estrecha con acumulación de momento negativo, es decir, tracciones en la cara exterior. Para aumentar esta zona de tracciones con objeto de reducir su valor se propone alternar la altura de los anclajes en lugar de colocarlos de forma lineal, reduciendo el efecto charnela que pudiera tener. El modelo en zigzag reduce los desplazamientos en los paños.

-
9. Las llaves de anclaje entre la hoja interior y exterior mejora el comportamiento de la hoja exterior frente a acciones horizontales, a pesar de que por normativa esta colaboración no se tenga en cuenta. Por tanto, además de los anclajes de la hoja exterior a la estructura es conveniente realizar anclajes entre las dos hojas del cerramiento aunque no se tenga en cuenta en el cálculo. Se procede a realizar un modelo con enlace entre las dos hojas siguiendo las recomendaciones de las DTU francesas, separados 60 cm al tresbolillo. Al comparar un paño con anclajes entre las hojas y otro sin anclajes se comprueba la eficacia frente a esfuerzos horizontales. Una vez realizada la comparación del comportamiento utilizando una hoja interior de ladrillo hueco a panderete con una hoja interior de ladrillo hueco a sogas, se concluye que la hoja interior unida mediante llaves colabora en la absorción de esfuerzos horizontales y pandeo, disminuyendo desplazamientos y fisuración en la hoja exterior.
 10. Un último estudio que se realiza es la comparativa entre un cerramiento no portante y un cerramiento portante. Para poder comparar se utiliza como muro de carga la misma hoja de ladrillo que en el resto de casos, es decir, se está calculando como muro de carga una pared de ladrillo a sogas, de medio pie de espesor. No cumpliría la normativa vigente pero nos muestra el efecto positivo que tiene para la resistencia frente a cargas horizontales en la fábrica de ladrillo la presencia de carga vertical. Los resultados muestran menores desplazamientos y fisuración en el caso de muro de carga.
 11. Para mejorar el comportamiento frente a acciones horizontales tenemos las opciones siguientes. Frente a la flexión vertical, rotura paralela a los tendeles, el recurso es aumentar la carga vertical. Frente a la flexión horizontal, rotura perpendicular a los tendeles, el recurso es introducir armadura en los tendeles.
 12. Se propone la mejora del cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura mediante la colocación de armadura en los tendeles en los antepechos de los huecos, en las hiladas superior e inferior de la línea de anclajes, y la conexión del antepecho de cubierta para impedir su giro.

13. Para comprobar la eficacia de las mejoras se modeliza la fachada incluyendo la propuesta y se somete a carga horizontal. Tras comparar el modelo con mejoras y el original se observa unos menores desplazamientos, una mayor carga última y una reducción de la fisuración.

Gracias al estudio realizado, se proponen detalles constructivos para el cerramiento con hoja exterior continuo por delante de la estructura incluyendo las mejoras señaladas. Los detalles incluyen la versión con hoja interior de tabiquería ligera y la versión con hoja interior de ladrillo hueco, incluyendo las llaves de unión entre las dos hojas. Se recomienda utilizar la hoja interior a sogas por mejora de estabilidad y aislamiento y sobre todo facilidad constructiva, ya que utilizando el mismo espesor para los ladrillos de la hoja interior y para la exterior las llaves se colocan fácilmente. También, se diseña un cerramiento inserto en la estructura, eliminando los puentes térmicos y solucionando el problema de estabilidad de su hoja exterior.

Así pues, los actuales cerramientos de ladrillo, cumplen los requisitos exigibles respecto resistencia y estabilidad, sin perjudicar otros requerimientos como aislamiento y estanquidad. Mediante la investigación realizada utilizando el método de los elementos finitos se puede predecir el comportamiento y fisuración de las distintas soluciones, y por tanto se dota al proyectista de una herramienta para mejorar el comportamiento tomando las medidas oportunas en cada caso. Las soluciones aportadas mejoran el comportamiento mecánico del cerramiento, permitiendo su uso con luces y cargas que de otra forma llevarían a la excesiva fisuración de estos.

8.2. Futuras líneas de investigación

El estudio del comportamiento de los elementos de fábrica de ladrillo, mediante el método de los elementos finitos, es un mecanismo muy versátil que permite comprobar distintas soluciones. Una vez definido un modelo válido para cerramientos de ladrillo, es posible continuar esta línea de investigación centrándonos en elementos concretos del cerramiento, como pueden ser los siguientes:

- Predecir el comportamiento con distintas geometrías de alturas libres, luces entre pilares y tamaños de huecos. Buscando valores límite en los cuales no aparezca fisuración.
- Comprobar la efectividad de la disposición de juntas de movimiento frente a los esfuerzos generados por la expansión por humedad y la dilatación térmica, dos cuestiones que también son abarcables desde el método de los elementos finitos.
- Estudio del comportamiento de los antepechos de cubierta teniendo en cuenta las cargas horizontales de viento y sismo.
- Estudio de la influencia de la tipología de dinteles, diferenciando huecos con dinteles apoyados y dinteles colgados.
- Comprobar la condición de enlace en la esquina del edificio cuando dos fachadas se encuentran en un ángulo.
- Comprobar la estabilidad frente al viento de un cerramiento con lámina impermeable en su arranque.
- Estudiar un paño de cerramiento con distintas densidades y resistencias del ladrillo y el mortero.
- Modelizar un edificio completo con estructura de hormigón armado y fachada cerámica con las cargas de uso sobre ambas para comprobar la interacción entre ambas.

Por otra parte cabe estudiar en profundidad los otros dos aspectos no tratados en la presente investigación, como son el aislamiento térmico y la estanquidad. Respecto al aislamiento térmico resulta interesante la comparativa entre las dos tipologías, investigando los posibles puentes térmicos. El estudio puede realizarse con el mismo modelo de elementos que finitos, que permite comprobar las transmisiones térmicas de los materiales. Respecto a la estanquidad es interesante profundizar en la ventilación de la cámara de aire.

ANEJO: TOMA DE DATOS

El presente anejo tiene como objetivo ampliar la información incorporada en el punto 3 “Comportamiento mecánico de un cerramiento de ladrillo” y el punto 4 “Fisuración en obras de fábrica” con ejemplos prácticos sobre distintos tipos de lesiones encontradas en edificios con cerramientos de ladrillo.

De cada lesión se señalará la causa que la originó y una explicación del fenómeno aparecido. Se ha realizado una recopilación de fotografías de edificios de viviendas para cada una de las lesiones.

A.1. Grietas y fisuras en paramentos ciegos

Tanto las grietas como las fisuras son aberturas longitudinales y no deseadas, producidas en un material o unidad constructiva cualquiera. Ponen de manifiesto un mal comportamiento en la edificación, ya sea debido a fallos de proyecto, de ejecución, uso o conservación.

Una de las lesiones de inestabilidad estática se da en los cerramientos no portantes por su inadecuado apoyo en el elemento horizontal (forjado) y vertical (pilares de la estructura). Foto A.1

Las causas principales son:

- La disposición constructiva del frente del forjado requiere una exactitud de acabado difícil de obtener por la propia irregularidad de ejecución del forjado. La tendencia es a pasarse por exceso haciendo después difícil la colocación de las plaquetas o ladrillos cortados.
- La incompatibilidad de deformaciones de la estructura con la fábrica del cerramiento. El movimiento de la estructura, debido a retracciones y dilataciones, así como, las deformaciones de los elementos horizontales originan el fallo en los puntos débiles de los frentes del forjado.
- El material de agarre para recibir las piezas de revestimiento del frente del forjado no suele ser el adecuado para permitir la movilidad diferencial entre cerramiento y estructura.

-
- Los cambios de temperatura y humedad que afectan de forma progresiva en contra de la adherencia entre el revestimiento (plaquetas) y el soporte (forjado).



Foto A.1. Fisuras en cerramiento por incompatibilidad de deformaciones.

Las lesiones relacionadas con la falta de estabilidad estática son:

- Fisuras horizontales en las piezas y el mortero.
- Fisuras verticales en zona de pilares, esquinas y en las jambas de ventanas.
- Abombamiento de los paños de fábrica.
- Desprendimiento de las piezas del frente de los forjados y de los pilares.

Generalmente estas lesiones están relacionadas con los edificios de cerramiento cara vista. En los cerramientos con un acabado de revestimiento continuo la lesión más común es la formación de fisuras, agrietamiento y abombamiento de los acabados en la línea de forjados y pilares causada por la discontinuidad del material de soporte (fábrica cerámica-hormigón).

A.1.1. Fisura en ladrillo por aplastamiento del mortero

En fábricas cara vista, a pesar de la marcada discontinuidad de las juntas, los ladrillos muestran rotura por tracción introducida por el fenómeno “módulo de Poisson” del mortero comprimido.

- **Causas**

- Morteros flojos.
- Piezas y morteros con baja resistencia a tracción.
- Juntas verticales muy sueltas, sin rejuntado posterior ni material de relleno.

- **Explicación.**

El aplastamiento de un mortero, Figura A.1, impone tensiones de tracción en el sentido longitudinal de la fábrica, produciendo separaciones de testas de ladrillos en puntos débiles de la misma, generándose fisuras verticales.

Dicha fisuración y la rotura que la sigue, están producidas por las sollicitaciones de compresión en una dirección y tracción en las dos direcciones perpendiculares a la compresión.

Esta situación resulta de la diferencia entre la deformación transversal del mortero y la de los elementos. En el estado de compresión axial, el mortero se deforma lateralmente en mayor grado que los elementos, a los cuales arrastra consigo sometiéndolos a esfuerzos de tracción. Por una cuestión de equilibrio la propia junta de mortero se comprime horizontalmente.

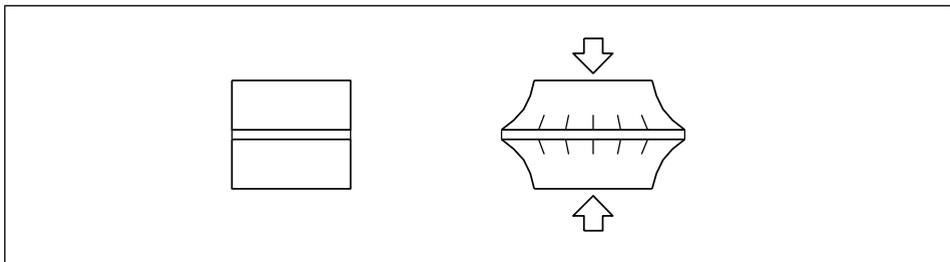


Figura A.1. Deformación del ladrillo cerámico.

- **Morteros:**

- Si son excesivamente ricos en cemento fisuran la fábrica al fraguar.
- $a/c > 0'5$ excesivamente líquidos dejan capilaridades al secar.
- Demasiado secos: no se colocan bien.
- Demasiado pobres: Se desgranar con la humedad y se deshacen con las limpiezas de fachada.

Bajo esfuerzos de compresión el bloque y el mortero de agarre se dilatan transversalmente.

- Si la resistencia del mortero es menor que la resistencia del bloque, entonces la dilatación del mortero (compresiones y cizallamiento) es mayor que la del bloque (tracciones transversales).
- Si la resistencia del mortero es mayor que la resistencia del bloque, cuando se supera la resistencia a tracción del mortero este fisura cuando bruscamente el efecto de zunchado que ejercía sobre el bloque en la zona de fisuración del mortero el bloque se encuentra de repente sometido a esfuerzos de tracción que pueden figurarlo igualmente.

Se debe rellenar adecuadamente la junta para reducir la succión que el material del bloque ejerce sobre el mortero.

Una junta deficiente produce concentración de tensiones, secciones menores y defectos de trabazón.

A.1.2. Desprendimientos en lajas

Desprendimiento o abombamiento de los revestimientos, desprendimiento de lajas de carácter horizontal por estallido de las paredes de las piezas y pandeo de las hojas (en menos de dos o varias hojas). Foto A.2.



Foto A.2. Desprendimientos en muro de ladrillo.

- **Causas.**

- Piezas de baja resistencia a compresión.
- Piezas con huecos horizontales y paralelos al paramento.
- Hiladas con ausencia de llaves o perpiaños.

- **Explicación.**

La manifestación en fisuras tiene que coincidir que una buena parte de las piezas de la fábrica sean de baja resistencia a compresión, ya que si fueran piezas aisladas no se manifestarán de forma generalizada.

En esta situación las fisuras se manifestarán sobre puntos débiles que pertenecen a una misma hilada, dando ocasión a fisuración horizontal quebradiza.

A.1.3. Manchas y descantillamiento

Manchas blanquecinas, descantillamiento de los materiales o pérdida por desprendimiento en lajas (Foto A.3), pérdida de la lámina superficial por desprendimiento de placas con rotura de vidrio y posterior corrosión de la masa interior por desecación, abombamiento y desprendimiento de enfoscados sobre soporte cerámico y deterioro de las pinturas de fachada.



Foto A.3. Desprendimiento en lajas del ladrillo cerámico.

- **Causas.**

Presencia de sales de gran capacidad migratoria en materiales de poca cohesión o consistencia, en los ladrillos de pobre cochura. En los ladrillos influye la temperatura a que han sido cocidos. Los que han soportado temperaturas son más estables en sus sales por puro fenómeno de vitrificación.

- **Explicación.**

La recristalización se hace posible de la sal en poros interiores, próximos a la superficie y con capacidad de evaporación originando una presión interna.

A.1.4. Deterioro superficial

Morfología de deterioro: (Foto A.4)

- Fisuras.
- Arenización.
- Pulverización.
- Descamación y desplazado superficial.
- Cambios de color.



Foto A.4. Erosión del paramento.

- Causas.

Fisuras: Efecto de las heladas y la cristalización y/o hidratación de sales.

Arenización: Ladrillos con un alto contenido en CaO por efecto de la lluvia ácida.

Pulverización: Hasta una cierta profundidad ligado a severas heladas.

Descamación y desplazado: Por efecto de la cristalización de sales dentro del ladrillo.

Cambios de color: Suelen ser debidos a las eflorescencias y su permanencia será más o menos larga en función de la salubridad en agua de la sal cristalizada.

A.1.5. Deformaciones impuestas por la estructura

A) Forjados de igual rigidez en las distintas plantas:

Los forjados con flechas excesivas pero de valores relativamente iguales y similar situación de carga. Figura A.3 y Figura A.4.

Los forjados que definen los bordes horizontales de la fábrica imponen que ésta se deforme como una viga pared para lo cual no ha sido construida, introduciéndose tracciones en el centro de su parte inferior y en los extremos de la parte superior, con la aparición de fisuras que, aún cuando deben recordar a las fisuras de una viga biempotrada, en este caso presentan una forma parabólica, de ramas bastante verticales. Figura A.2.

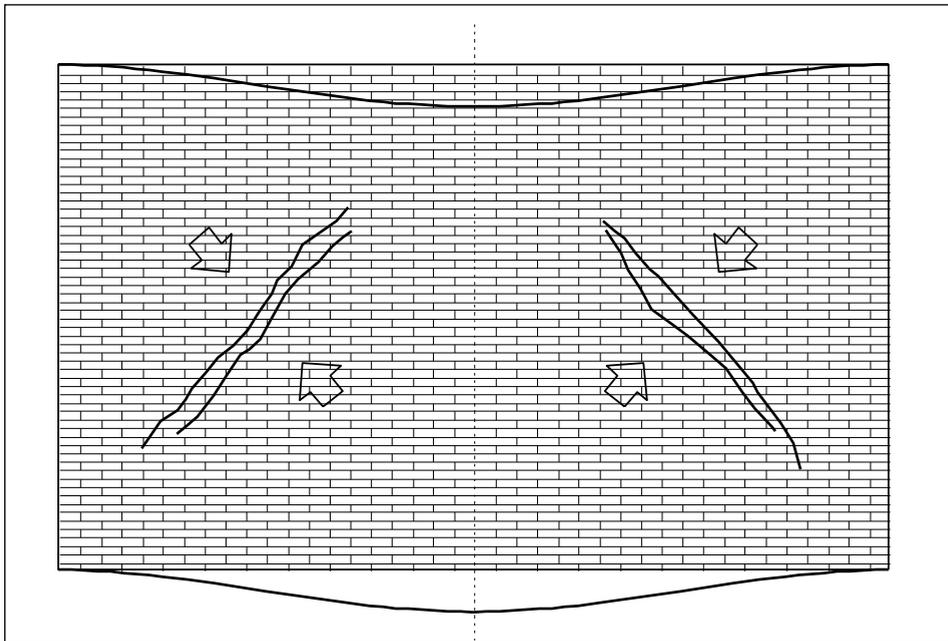


Figura A.2. Deformación de forjados de igual rigidez.

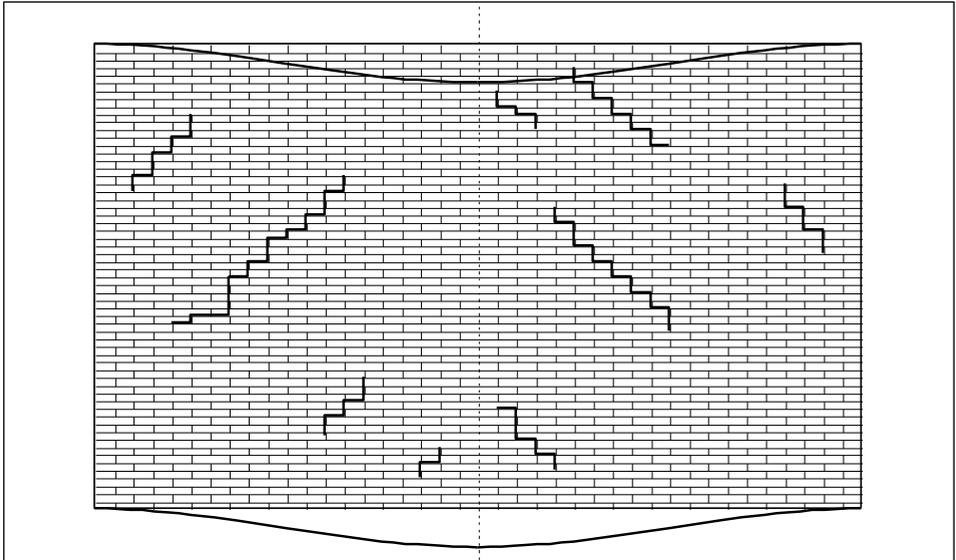


Figura A.3. Deformación de forjados de igual rigidez.

Las fisuras se hacen inclinadas partiendo la fábrica en todo su espesor con mayor abertura de las fisuras horizontales (en el escalonamiento que dibujan los bordes despegados de los ladrillos).

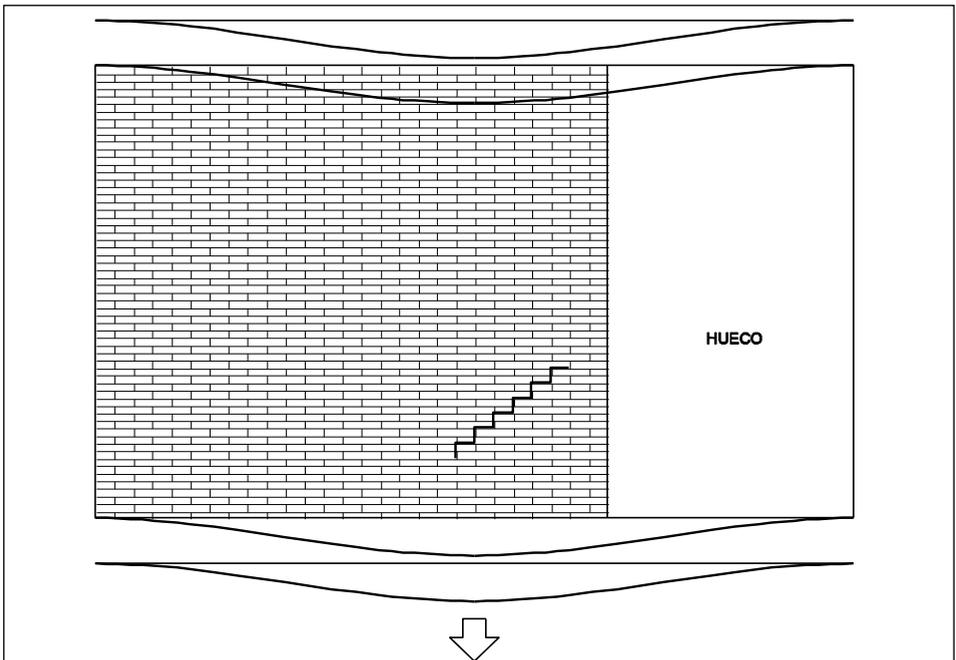


Figura A.4. Deformación de forjados de igual rigidez.



Foto A.5 Fisura provocada por el descenso de la cimentación.



Foto A.6 Fisura provocada por el descenso de la cimentación. Detalle.

B₁) Forjado superior rígido frente a flecha importante en el forjado inferior.

El forjado inferior desciende quedando el forjado superior con pequeña flecha en relación con el otro. Figura A.5.

El cerramiento se fisura en la forma en que lo hace cuando se produce el descenso de su plano de apoyo, es decir, se dibuja la parábola con amplias ramas horizontal producidas por el propio descuelgue.

La rama alta queda colgada por adherencia al forjado superior.

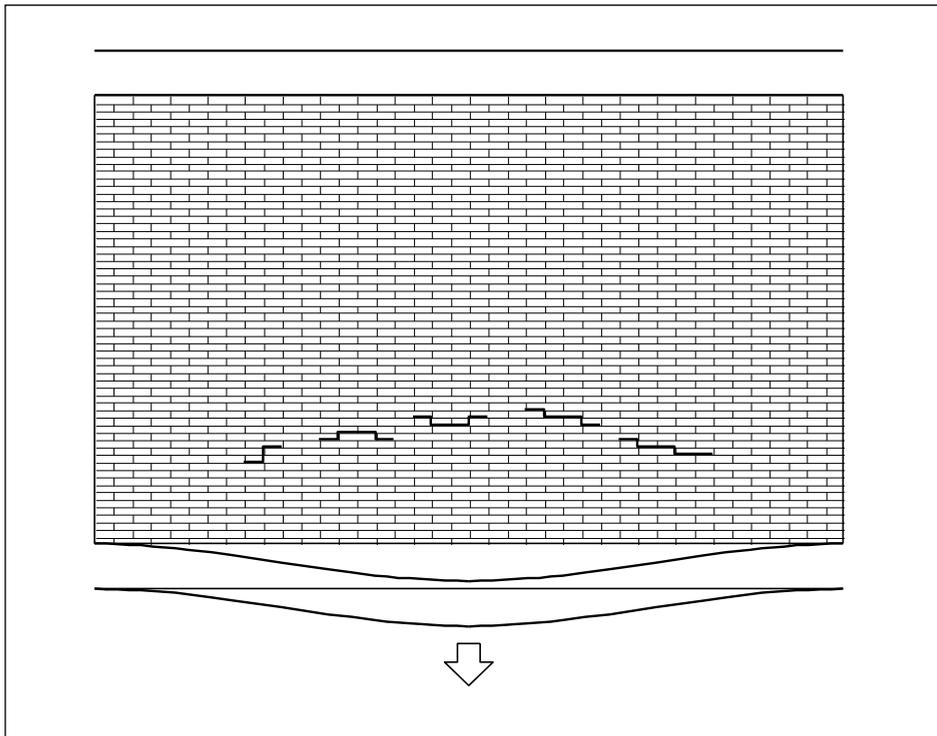


Figura A.5. Deformación de forjados siendo el inferior de menor rigidez.

B2) Forjado inferior se mantiene sin deformación mientras el forjado superior descarga sobre el cerramiento produciendo el reventón en la parte superior y central del mismo, la fábrica rompe por compresión en la parte superior. Figura A.6.

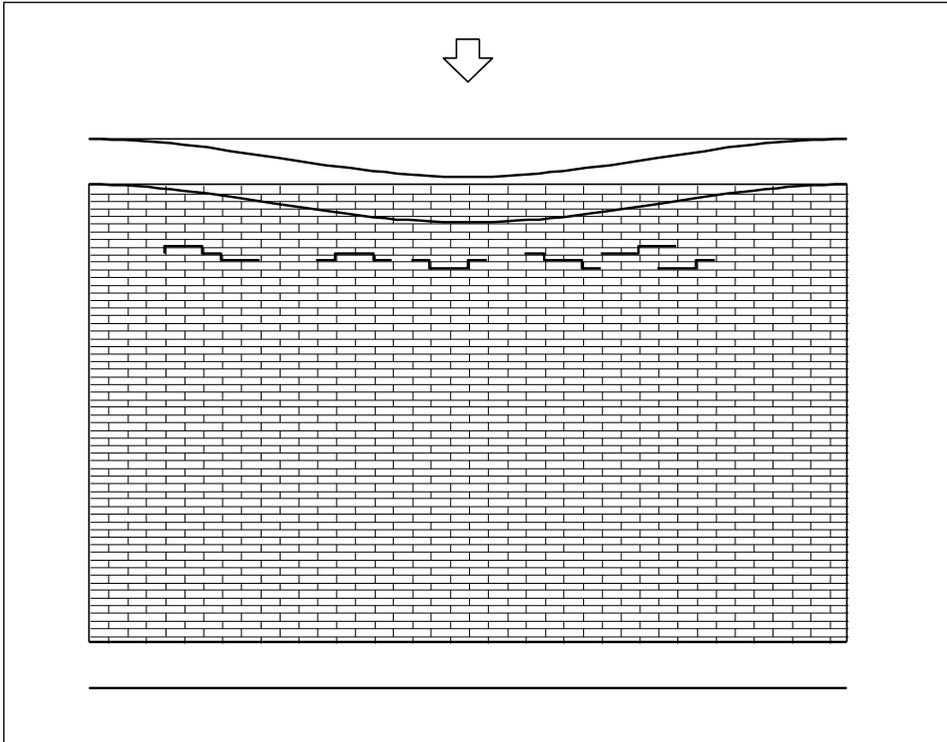


Figura A.6. Deformación de forjados siendo el superior de menor rigidez.

- **Causas.**

- 1) Deformación de la estructura de apoyo.
- 2) Deformación de los forjados.
- 3) Variación dimensional por acción de la temperatura.

Los movimientos o deformaciones que pueden sufrir las estructuras suelen introducir roturas en los elementos de fábrica, las cuales al no poder absorber las deformaciones impuestas por los elementos resistentes, tienen que fisurarse.

1) Deformación de los forjados.

El uso de aceros de alta calidad con amplia capacidad de trabajo en forjados cada vez de menor rigidez, con mayores deformaciones y cuyas flechas, al no pensarse en fábricas compatibles con ellas en deformaciones, introduciendo fisuración en los elementos de fábrica.

Ventajas:

- Viga plana.
- Forjados de reducido canto.
- Velocidad de ejecución.
- Razones económicas al eliminar encofrados.
- Razones estéticas.

Inconvenientes:

- Solución mala, desde el punto de vista de los esfuerzos horizontales.
- Origina fisuras.

Opciones:

- Volver a forjados más rígidos, de flechas más controladas.
- Colocar fábricas más flexibles compatibles con las deformaciones.

La EFHE indica limitaciones de flecha deben cumplir la flecha total a tiempo infinito no excederá al menor de los valores $L/250$ y $L/500 + 1$ cm; para forjados que sustentan tabiques o muros de partición o de cerramiento la flecha activa no excederá al menor de los valores $L/500$ y $L/1.000 + 0.5$ cm.

Los forjados de vigas planas con coeficiente de esbeltez del 22-24%, agudizan la deformación del apoyo del cerramiento, especialmente con luces mayores de 4 metros. Se estima antieconómico construir con esbelteces próximas al 20% de la luz.

2) Deformación de la estructura de apoyo.

El descenso de un punto singularizado de la estructura impone un cortante por flexión en la fábrica que ocasiona fisuras en el mismo, de manera que se dibujan las parábolas.

Se alarga la diagonal del recuadro desde el punto del lugar de descenso al vértice opuesto.

Si el asiento se produce bruscamente, el cortante toma prioridad y las fisuras se marcan más verticalmente, perdiéndose un tanto el carácter parabólico. En la Figura A.7 y Figura A.0.8 se muestra un ejemplo de asiento del apoyo.

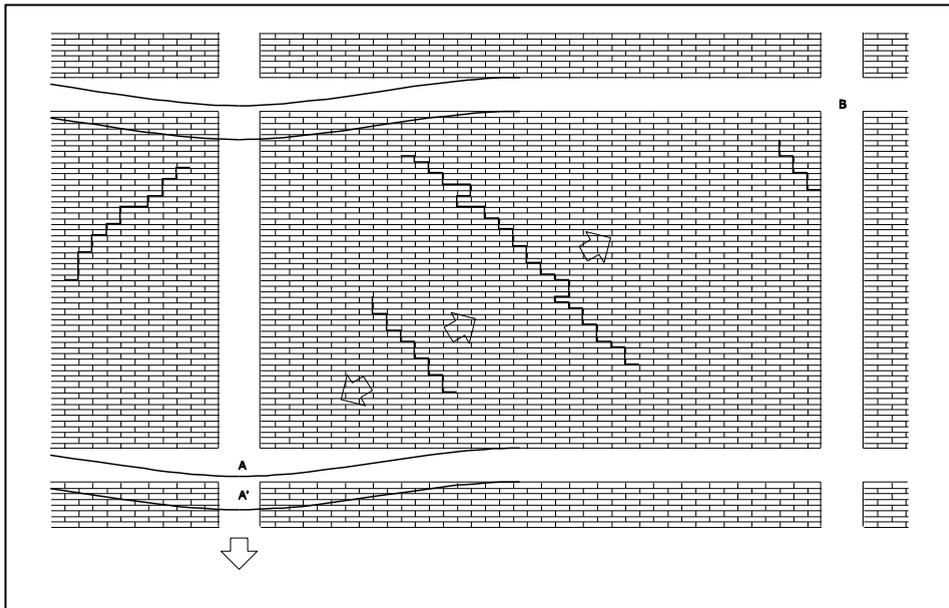


Figura A.7. Deformación de la estructura de apoyo.



Figura A.0.8. Fisura provocada por el descenso del apoyo del cerramiento.

3) Alargamiento de los pórticos.

Este efecto es propio de los elementos próximos o en contacto con el exterior, ya que la causa es de origen térmico. Figura A.9.

Puede ser por causa directa:

- Alargamiento o retracción térmica por aumento de la temperatura en los elementos del pórtico.

Causa indirecta:

- Alargamiento de la capa de compresión de la cubierta y que ocasiona un arrastre de los elementos superiores del pórtico de la última planta.

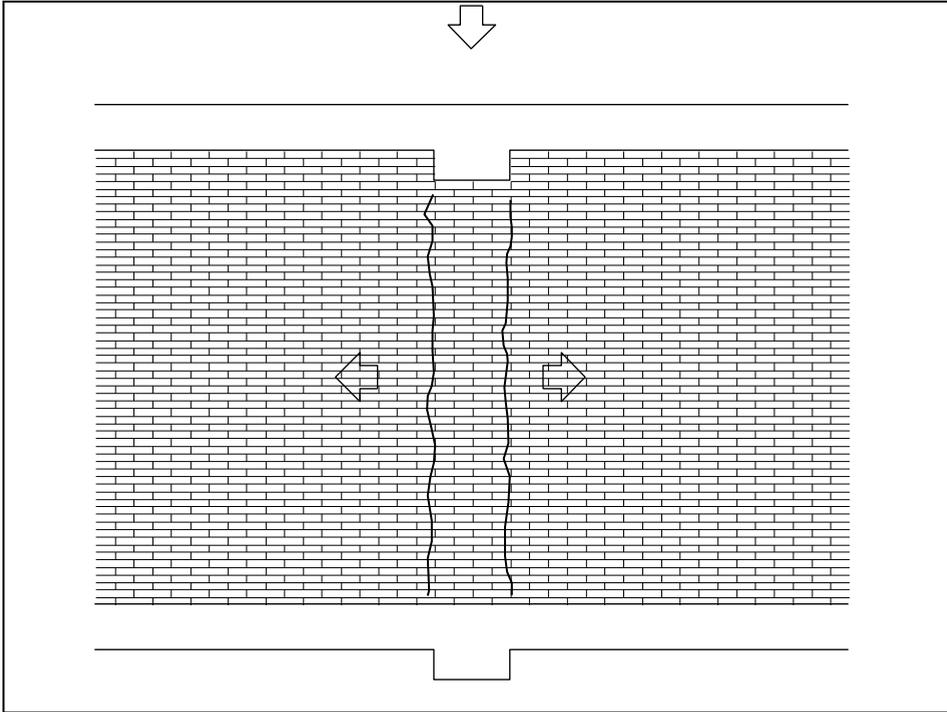


Figura A.9. Alargamiento del paño.

Incompatibilidad en lo relativo a la dilatación térmica entre las estructuras lineales de pórticos y los cerramientos. Cada elemento tiene un coeficiente de elongación distinto y un coeficiente de propagación o conductividad térmica de diferente magnitud.

Es fácil comprender que la estructura se alarga aún cuando la fábrica no puede seguirle y mucho menos a la velocidad que ella pretende hacerlo, y que se produzcan fisuras en los cerramientos dibujando, en su rotura, la situación de los pórticos de fachada.

A éste fenómeno se debe que en los rincones de las habitaciones de fachada, veamos fisuras verticales a lo largo del diedro, en los encuentros de la fábrica con los pilares y partan verticalmente las largas fábricas

A.1.6. Agrietamiento en voladizos

Agrietamiento de los paños de fábrica en los voladizos de fábrica respecto del frente del pórtico de fachada (con prolongación de las viguetas del forjado).

El agrietamiento se acusa en los paños de fábrica perpendiculares a la fachada o en el encuentro de estos paños laterales con los frontales. Figura A.10.

- **Causa.**

Flexión excesiva del voladizo.

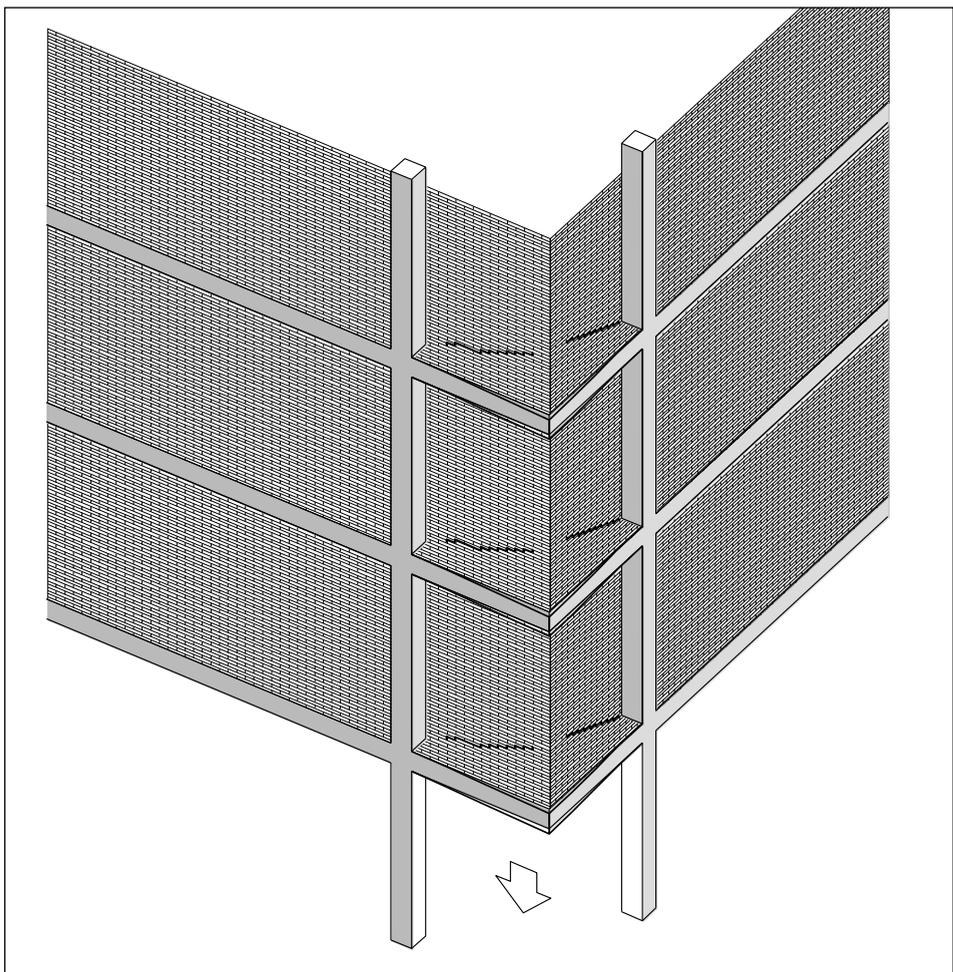


Figura A.10. Perspectiva deformación del voladizo.

Las fisuras son ocasionadas por las tracciones que se generan por el alargamiento de la diagonal que une el punto del voladizo del forjado inferior y el rincón interior del forjado superior. Las fisuras se producen en la diagonal opuesta. Figura A.11.

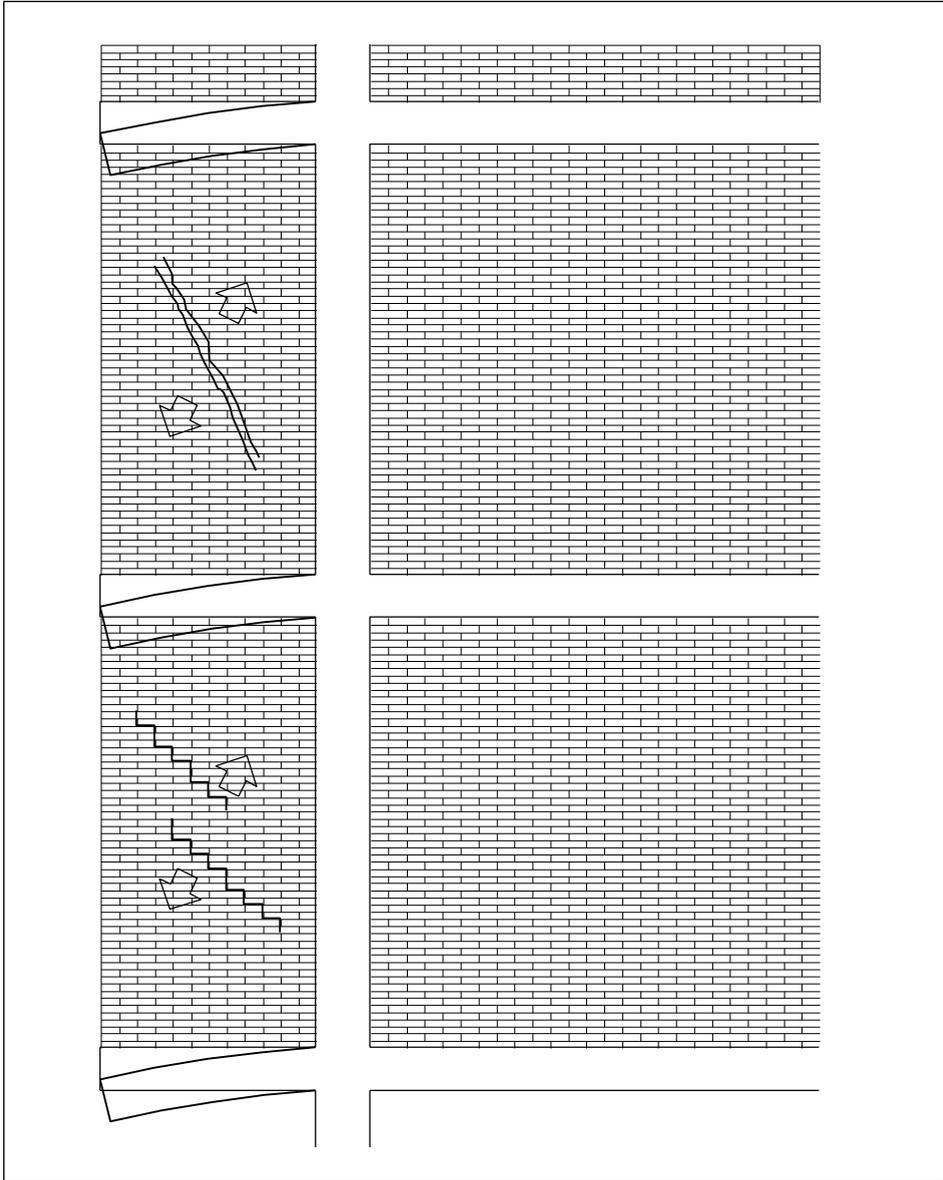


Figura A.11. Deformación del voladizo.



Foto A.7. Fisura debida a voladizo en cerramiento con revestimiento continuo.

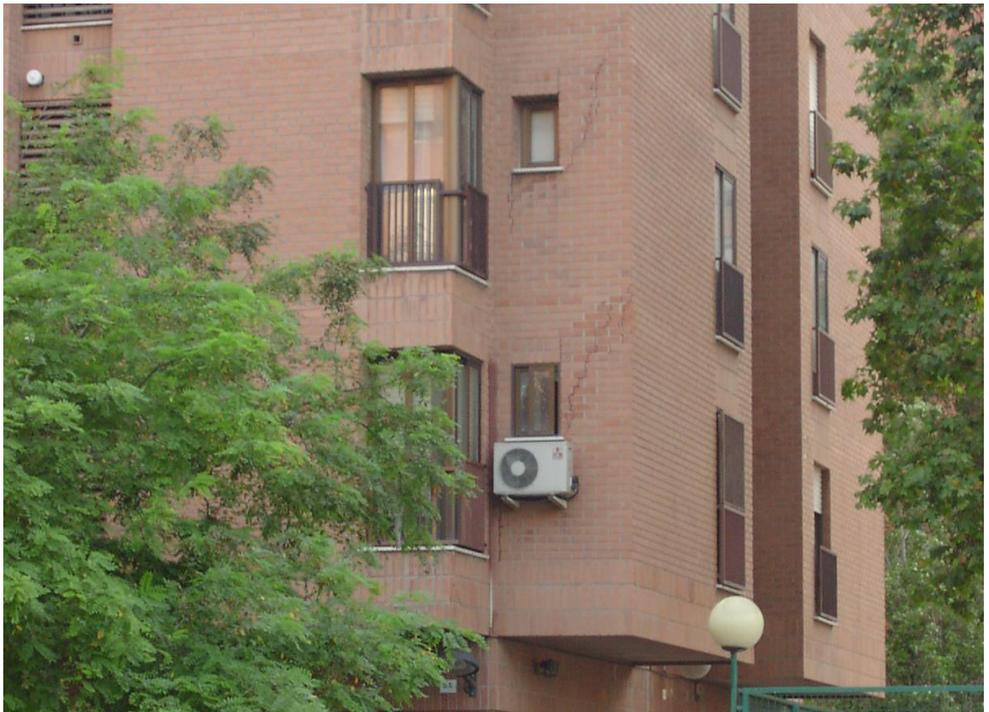


Foto A.8. Fisura debida a voladizo en cerramiento caravista

A.1.7. Fisuración del cerramiento sobre elemento rígido

- **Causa:**

Posible acumulación de carga a través del cerramiento por imposibilidad de flexión de la viga o zuncho de borde se acodala.

- **Explicación:**

El fenómeno es el contrario al que se debe a la excesiva deformabilidad a flechas diferidas del forjado. Figura A.12.

Esto en los casos que vienen a continuación:

- Cuando el cerramiento arranca de un elemento muy rígido, viga de cimentación o coronación del muro de sótano.

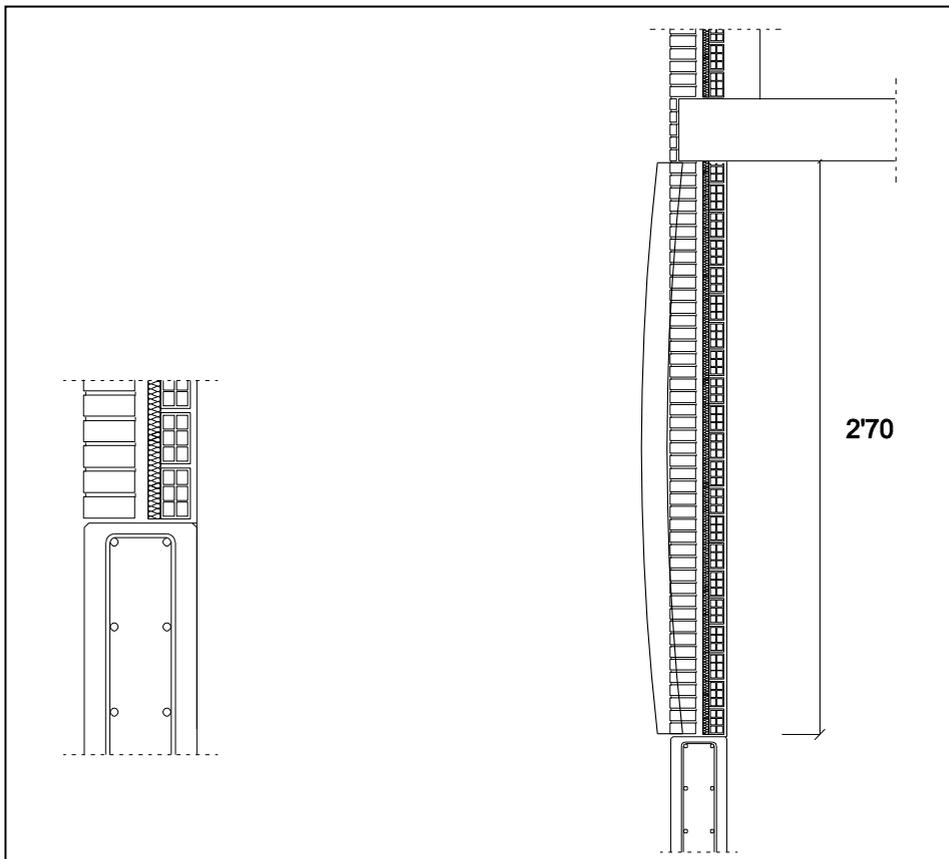


Figura A.12. Abombamiento cerramiento sobre elemento rígido.

- Si la viga de borde es de carga, la acumulación puede afectar también a las acciones procedentes del forjado que descenderán por el elemento más rígido; en este caso, el cerramiento convertido inevitablemente en muro de carga. El efecto de pandeo ante la acción gravitatoria, para la cual el cerramiento no está dimensionado acude en defensa del mismo, reduciendo drásticamente su capacidad resistente, y obligando a la carga a volver a la estructura para la cual ha sido dimensionada. Todo ello se produce a costa de fisuración. Las precauciones deben tomarse a la hora de dimensionar la estructura.
- Constituye una buena práctica detrás a las vigas de borde de notable rigidez. Para prevenir el riesgo de fisuración del cerramiento por este motivo, el recurso utilizado es desconectarlo del forjado, mediante una junta horizontal de movimiento, sellada con un material altamente compresible. Habrá que verificar las condiciones resistentes para distintos casos resueltos con junta horizontal de movimiento.
- Si el cerramiento se confina contra un zuncho de borde paralelo al forjado, el efecto de acumulación de carga ahora sólo la debida al peso propio del cerramiento produce consecuencias diferentes según de qué planta se trate.
- En plantas altas, el peso propio supone una tensión adicional de compresión que no suele tener trascendencia e incluso puede tener un efecto beneficio cuando las condiciones de entrega son insuficientes.
- La tensión adicional debido al peso propio de una planta de 2'70 m de altura para un cerramiento de ½ pie que pese a razón de 15 KN/m³ supone:

$$S_d = 15 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot 1'35 \cdot 2'70 \text{ m} = 55 \text{ KN} / \text{m}^3 = 0'055 \text{ N} / \text{mm}^2$$

en valor de cálculo, menos del 4% de la tensión soportable por el material.

En plantas intermedias, la compresión en aumento convierte paulatinamente la flexión simple en compresión compuesta pasando a convertirse en sollicitación crítica la compresión excéntrica con pandeo a carga gravitatoria y siendo objeto de comprobación la planta inferior, por ser la más sollicitada.

Precaución:

En el control de las condiciones de puesta en obra del retacado del cerramiento contra el forjado superior. La utilización de morteros no adecuados puede suponer tensiones adicionales con riesgo de colapso por pandeo.

Por el contrario, la falta de contacto efectivo entre el cerramiento y el forjado, puede impedir que se desarrolle la reacción en cabeza, imprescindible para el funcionamiento supuesto.

El procedimiento de ejecución de la unidad de obra correspondiente al cerramiento, cuando la estabilidad se confía en su conexión con los forjados por contacto sin elementos auxiliares debe ser objeto de una relación de especificaciones en el Pliego de Prescripciones Técnicas del proyecto y de un exhaustivo control en la fase de ejecución.

A.1.8. Desprendimiento revestimiento de frente de forjado

El desprendimiento de las piezas que revisten los cantos de los forjados es una de las lesiones más frecuentes en edificios con cerramiento con hoja exterior inserta en la estructura.



Foto A.9. Plaquetas desprendidas de los frentes de forjados. (ITE Asturias, 2012)

- **Causas.**

Falta de adherencia entre las plaquetas y el forjado.

Expansión por humedad de los ladrillos cerámicos.

Deformación del forjado en el sentido perpendicular a la fachada generando torsiones en las vigas de borde. Figura A.13.

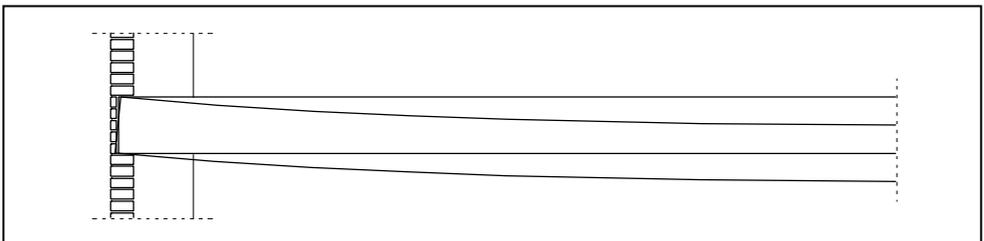


Figura A.13. Deformación del forjado con desprendimiento de plaquetas.

Esta lesión se ha dado en multitud de ocasiones. En el edificio mostrado en la Foto A.10 se han desprendido los ladrillos que forran los frentes de los forjados. Se trata de un edificio de ladrillo caravista y estructura porticada de hormigón armado con vigas planas. El edificio se construyó en el año 2003 y la lesión ha aparecido recientemente.



Foto A.10. Edificio con las plaquetas del frente de forjado desprendidas

La Figura A.14 muestra el detalle constructivo del cerramiento en su encuentro con el forjado. El ladrillo se ha colocado ha sardinel cortando las piezas para forrar el frente del forjado. Para mejorar la solución se ha incorporado una armadura que ata los ladrillos a sardinel, con el objetivo de mejorar su estabilidad. El problema no fue resuelto. La causa en este caso fue la expansión por humedad de los ladrillos cerámicos.



Foto A.11. Ladrillos desprendidos.

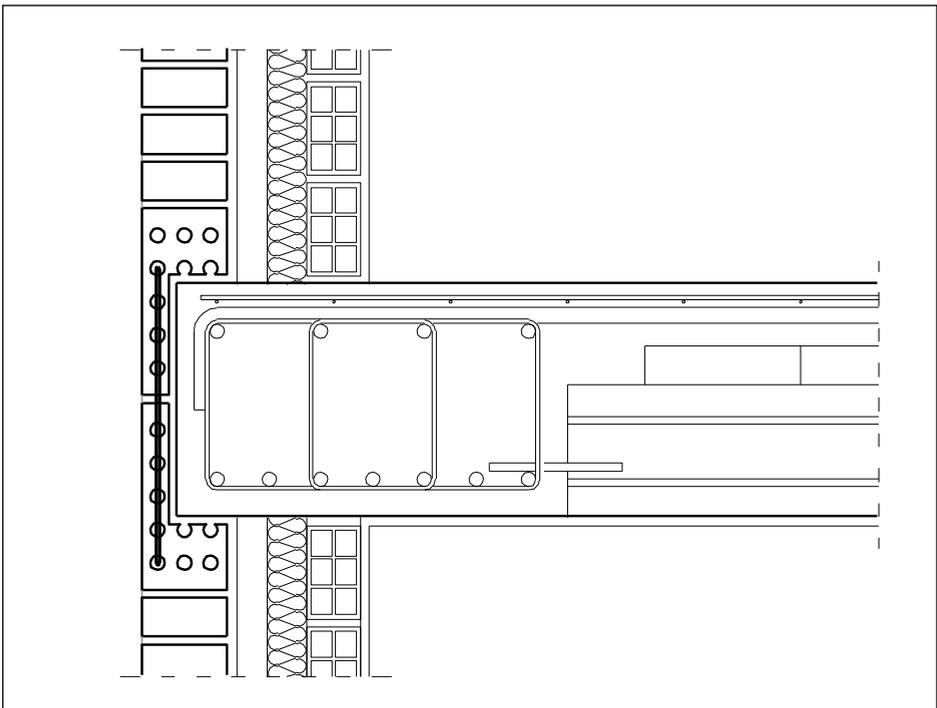


Figura A.14. Detalle refuerzo con barra de acero

A.1.9. Agrietamiento y abombamiento hacia el exterior en apoyos

- **Causa:**

La expansión por humedad de la fábrica no es reversible, por lo tanto si la fábrica sufre una elevada y lenta expansión, que de hecho le hace crecer, no llega a caber entre los forjados que la constriñen generando tensiones capaces de agrietar la albañilería y abombamiento, con el fin de ganar la dimensión que necesita con la curvatura, con el peligro de tener que alejarse del propio apoyo hasta poder incluso perder la estabilidad.

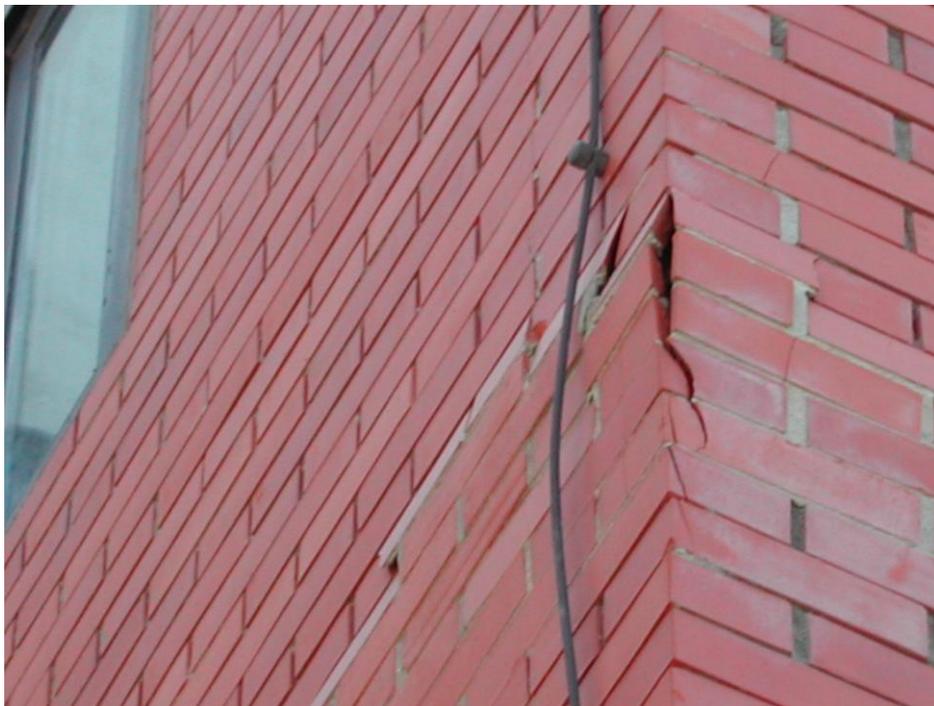


Foto A.12. Abombamiento en frente de forjado.

A.1.10. Efectos de la acumulación de cargas

1. Desprendimiento de ladrillos o del sardinel que chapan el frente de forjado.
2. Agrietamiento vertical de la parte inferior de los paños de fábrica de la primera planta.
3. Grietas que parten verticalmente las pilastras de fábrica, tangencialmente al soporte.

- **Causa.**

Las fábricas de las distintas plantas suelen transmitir de unas a otras, partes de las cargas (propias y de la estructura), por efecto de las deformaciones de los forjados, acumulándose las cargas de los sucesivos muros en el plano del forjado que cubre el vacío del soportal o del local de planta baja. Figura A.15.

En realidad se da una sobrecarga excesiva en las vigas del forjado de planta baja. Sin consecuencia de la concentración de cargas sobre las fábricas de ladrillo que envuelve los soportes de planta baja, generando esfuerzos.

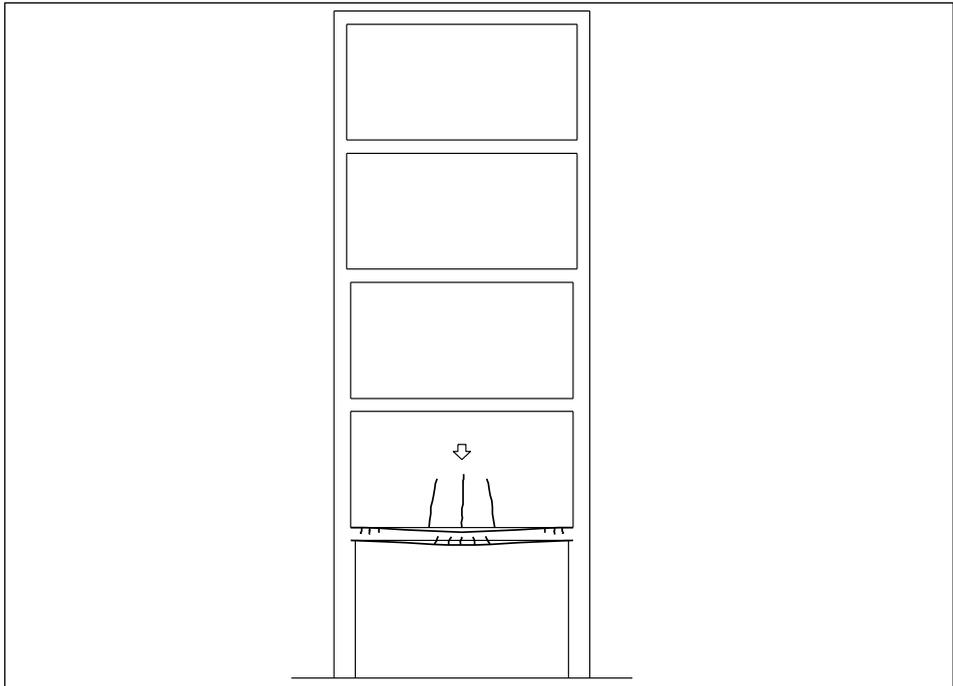


Figura A.15. Deformación del primer forjado.

A.1.11. Fractura vertical en pilares

Fractura vertical mediante una grieta que aparece marcando la disminución del grueso de la fábrica a que fuerza el soporte, enrasado en el mismo frente que el forjado.

- **Causa.**

La necesidad de volar el ladrillo para envolver la estructura, lleva implícito retranquear los soportes del frente del forjado al menos unos 7 cm., pero es habitual encontrarse con la estructura levantada y sin el mínimo apoyo necesario de la fábrica de ladrillo.

Se recurre a volar la fábrica semiapoyándola en los forjados y atándola con redondos en los soportes enrasados. Además del problema de debilitarse el grueso de la fábrica en la vertical de los soportes, a veces tenemos por añadidura la evidencia de que la envolvente de fábrica de éstos no tiene ningún apoyo horizontal en toda la altura del edificio.

La Figura A.16 muestra la solución de pilar retranqueado para ser forrado, como en el ejemplo de la Foto A.13.

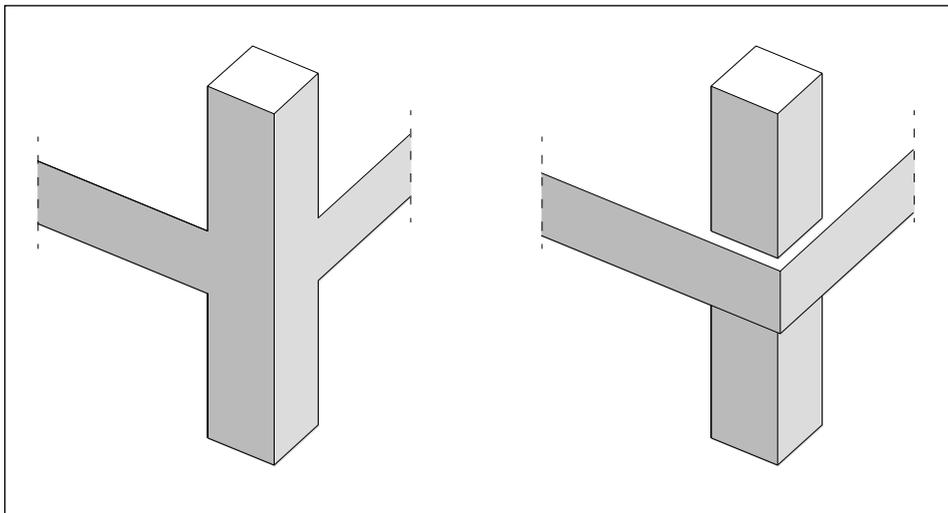


Figura A.16. Esquina de la estructura, pilar enrasado o retranqueado respecto al forjado.



Foto A.13. Pilar retranqueado respecto del forjado para el apoyo del cerramiento.

La mayor abertura de las grietas se produce horizontalmente siguiendo el trazado de las juntas en unos tramos y en otros parten los ladrillos. En los ladrillos sílico-calcáreos se dan con mayor frecuencia por retracción hidráulica.

La Figura A.17 muestra puntos habituales en los que se produce la fisuración. En la Foto A.14 y Foto A.15 aparecen dos ejemplos correspondientes a este tipo de fisuración.

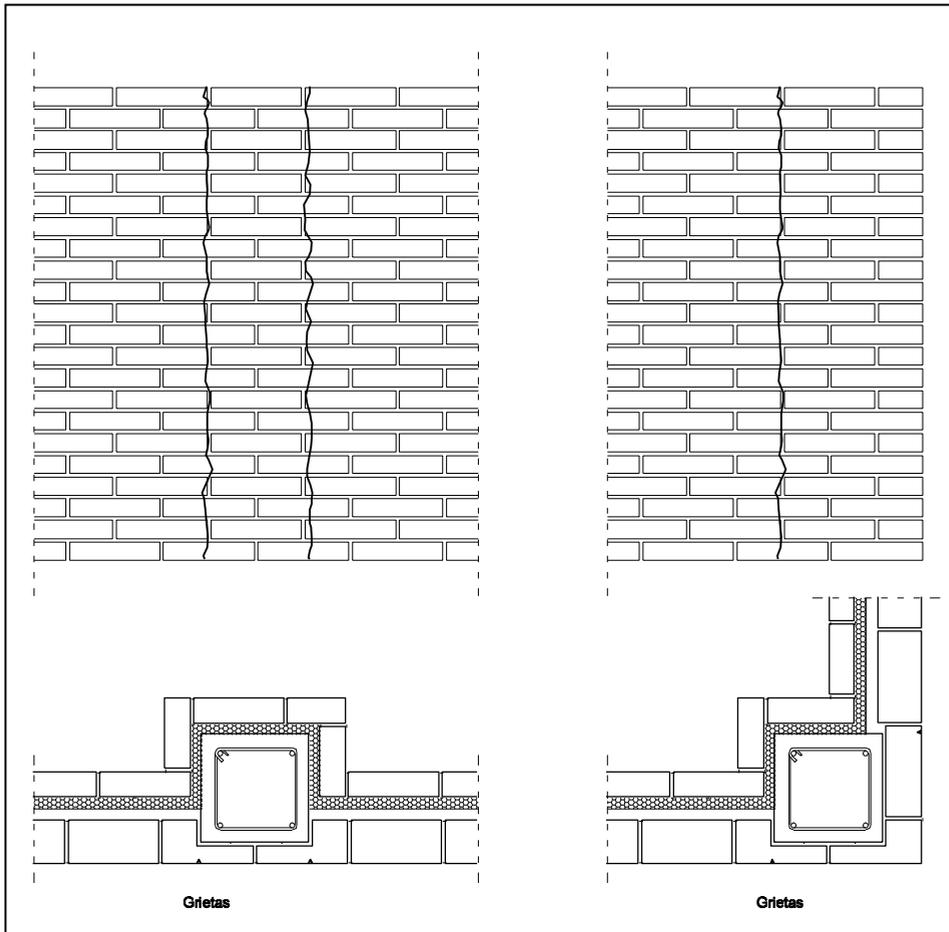


Figura A.17. Grietas por retracción hidráulica.



Foto A.14. Fisuras en el entorno del pilar de esquina



Foto A.15. Fisuras en el entorno del pilar central

A.1.12. Influencia de la adherencia del mortero

- **Causa.**

Si la adherencia en los tendeles es escasa, pero buena la resistencia a corte de las piezas, fallará la trabazón, es decir, aparecerán fisuras escalonadas en las llagas y tendeles, manteniéndose intactas las piezas. Figura A.18.

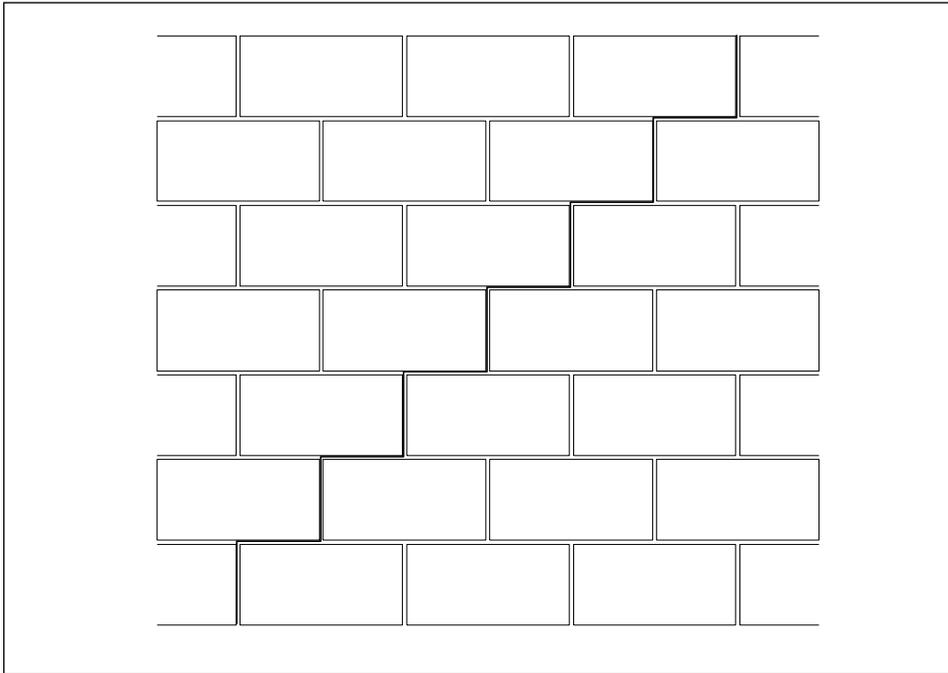


Figura A.18. Fisuración siguiendo los tendeles.

Si la grieta produce una separación limpia entre el mortero y el ladrillo, ello es debido a una baja adherencia entre ambos, posiblemente por una falta de humectación del ladrillo o por problemas de elaboración del mortero. Si los ladrillos que bordean tienen mortero adherido, se descarta esta causa. Si el mortero está bien adherido al ladrillo, el problema suele estar originado por movimientos que superan la resistencia de la fábrica.

Si la resistencia a corte de las piezas es escasa y la adherencia en las juntas es buena, las fisuras afectarán a las piezas. Figura A.19.

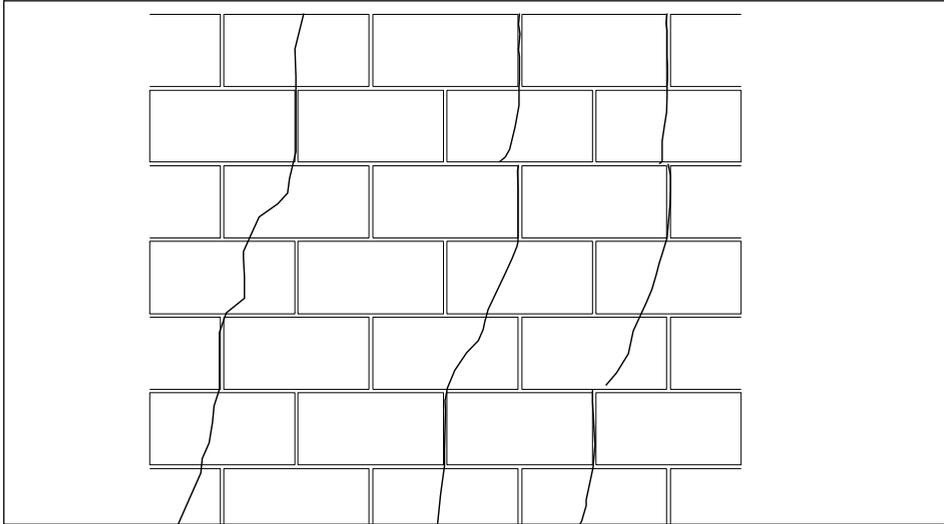


Figura A.19. Fisuración afectando a las piezas.

Si las acciones verticales son muy intensas, puede producirse la rotura del cerramiento en este caso portante, por compresión. Figura A.20.

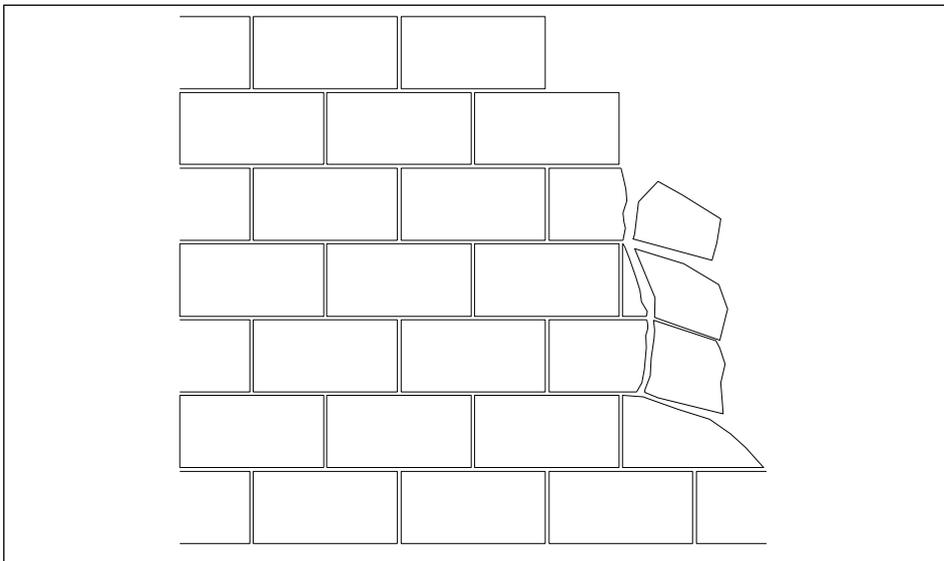


Figura A.20. Rotura del cerramiento por cortante.

A.1.13. Acción del viento

Los cerramientos deben no sólo absorber acciones verticales sino también absorber las acciones eólicas mediante la rigidización horizontal. De ahí proceden las tensiones de corte.

Este tipo de sollicitación está adquiriendo cada vez mayor importancia. Por una parte, la altura de los edificios que se construyen suele ser mayor, son el consiguiente aumento de las sollicitaciones eólicas. Por otra parte, es frecuente tener que ejecutar proyectos en que se dispone de pocos elementos de rigidización.

A lo largo del documento se ha analizado la influencia de la acción del viento sobre los cerramientos. La rotura producida por flexión del paño, genera fisuras a 45 desde las esquinas de los paños. Si existen aberturas en los paños, la fisura empieza en sus esquinas. Figura A.21.

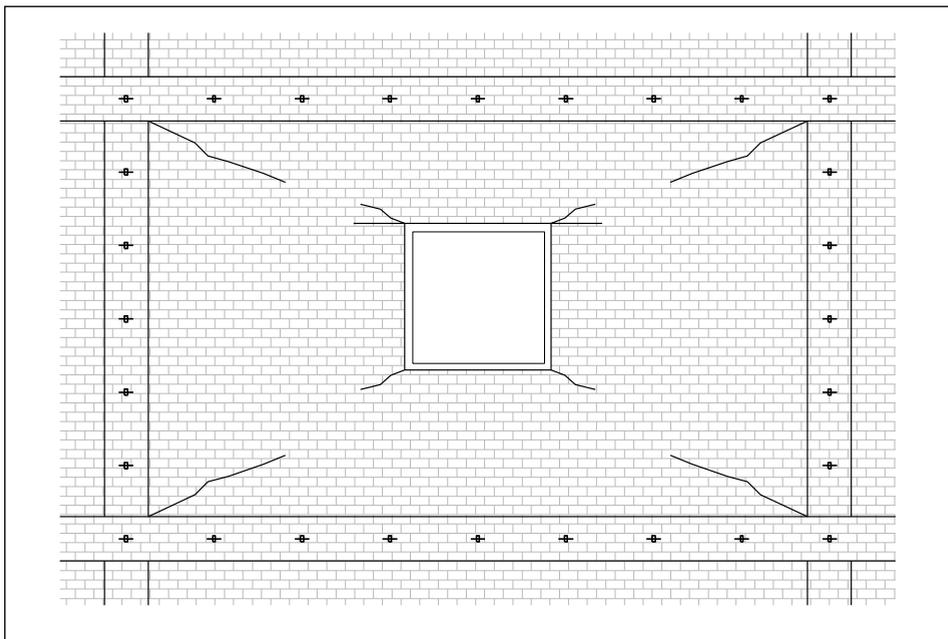


Figura A.21. Fisuración por acción del viento.

A.1.14. Rotura por solicitaciones dinámicas

La Figura A.22 muestra la rotura de la fábrica debida a un movimiento brusco.

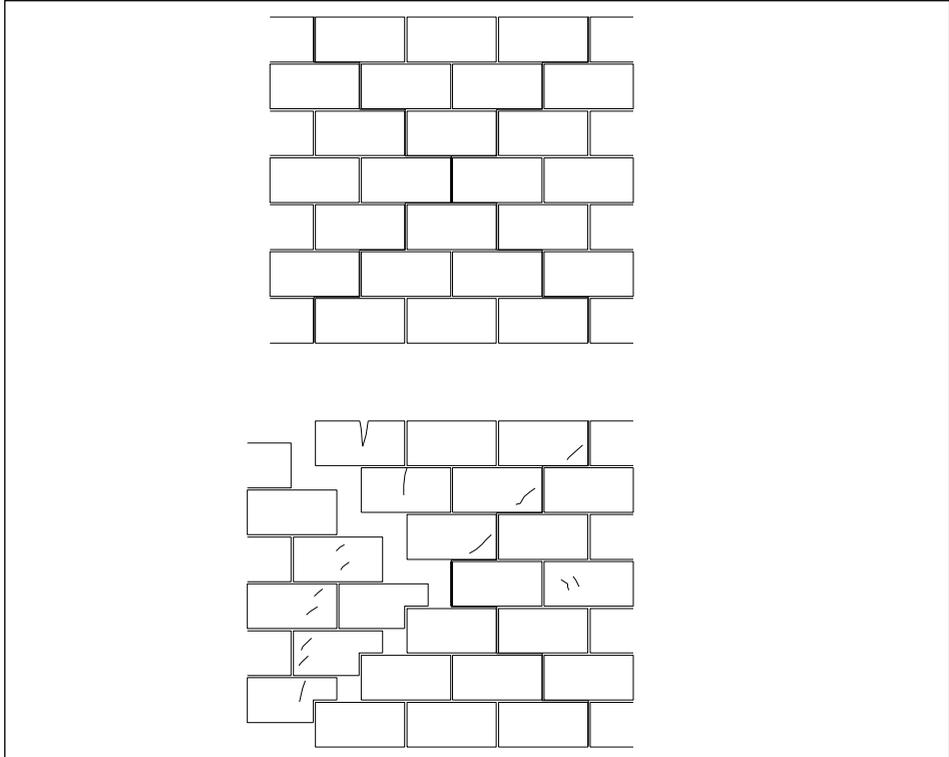


Figura A.22. Rotura de las juntas.

- **Causa: Solicitaciones dinámicas.**

Es importante que las calidades de las piezas y mortero se coordinen entre sí de modo que produzcan fisuras escalonadas en las juntas, pero sin fisuración de las piezas. Si es así, la energía queda absorbida por el rozamiento en las juntas, mientras que las acciones verticales siguen transmitiéndose por medio de los tendeles. En cambio si aparecen fisuras en los ladrillos se forma una curva de deslizamiento con rotura total súbita. Este tipo de fisuras son las que aparecen en los sismos, como el ocurrido en Lorca en 2011, Foto A.16 y Foto A.17.



Foto A.16. Estado de cerramiento de ladrillo tras el terremoto de Lorca de 2011 (Lerma, 2011)



Foto A.17. Estado de cerramiento de ladrillo tras el terremoto de Lorca de 2011 (Lerma, 2011)

A.1.15. Interacción con la estructura

- **Causa:**

Es importante determinar el grado de libertad que presenta el cerramiento con respecto a la estructura.

Cuando la estructura sea muy rígida podremos disponer cerramientos de fachada más próximos a los pilares y el arriostramiento puede ser mayor; por el contrario una estructura flexible (pilares metálicos con mayor esbeltez) exigirá una mayor separación al cerramiento de fachada y el que los sistemas de fijación sean más flexibles.

El empleo de elementos de separación entre la estructura y la hoja exterior es fundamental para independizar una de otra, mediante un material compresible que sea capaz de admitir las deformaciones y movimientos de los pilares sin incidir en la fachada.



Foto A.18. Cerramiento de dos hojas (Mas, 2005)

La separación entre elementos deberá ser al menos 5 mm. No resulta recomendable disponer bandas de separación constituidas por láminas de polietileno de 1 mm de espesor, puesto que presenta una capacidad para deformación mínima y un espesor insuficiente para absorber los movimientos diferenciales de la estructura.

En el Código Técnico se indica que los cerramientos cuya hoja exterior se encuentra interrumpida por los pilares, cuando se colocan piezas de menor espesor que la hoja principal por la parte exterior de los pilares, se debe garantizar la estabilidad de estas piezas disponiendo de una armadura o cualquier otra solución que produzca el mismo efecto, Figura A.23

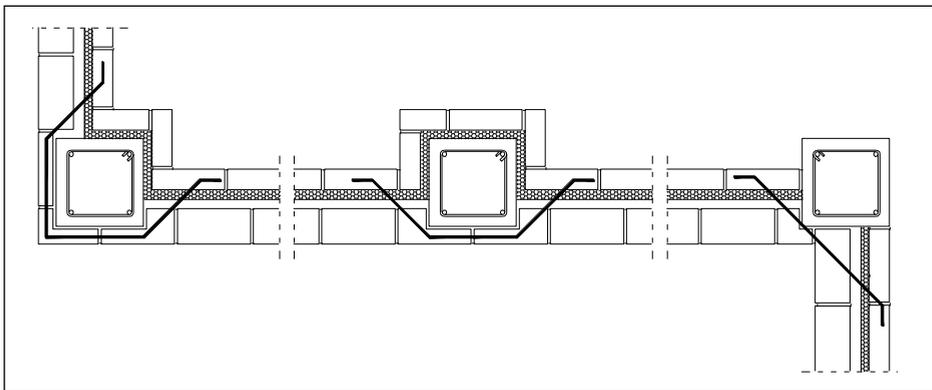


Figura A.23. Anclajes.

Si la hoja exterior está interrumpida por los pilares con revestimiento continuo, debe reforzarse éste con armaduras dispuestas a lo largo del pilar de tal forma que sobrepasen 15 cm por ambos lados, Figura A.24.

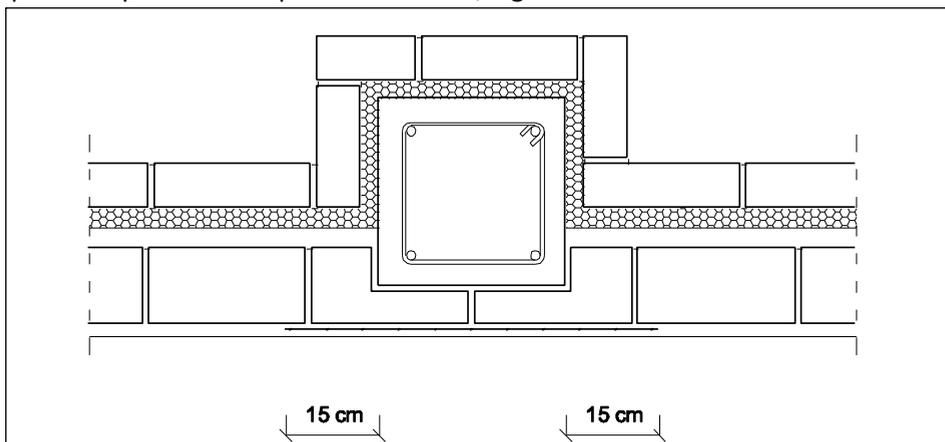


Figura A.24. Refuerzo del revestimiento continuo con armaduras.



Foto A.19. Cerramiento con piezas de menor espesor forrando el pilar. Se dispone una armadura que garantiza la estabilidad de estas piezas.

A.1.16. Grietas que se producen en los puntos de coacción

Grietas producidas en las zonas más débiles del cerramiento. Suelen aparecer en las esquinas.

- **Causa.**

Dilatación por cambios o movimientos térmicos.

- **Explicación.**

Hay que evaluar la temperatura que puede adquirir el cerramiento con el soleamiento, teniendo en cuenta que las fachadas que sufren las mayores variaciones de temperatura son las situadas al Sur y al Oeste fundamentalmente.

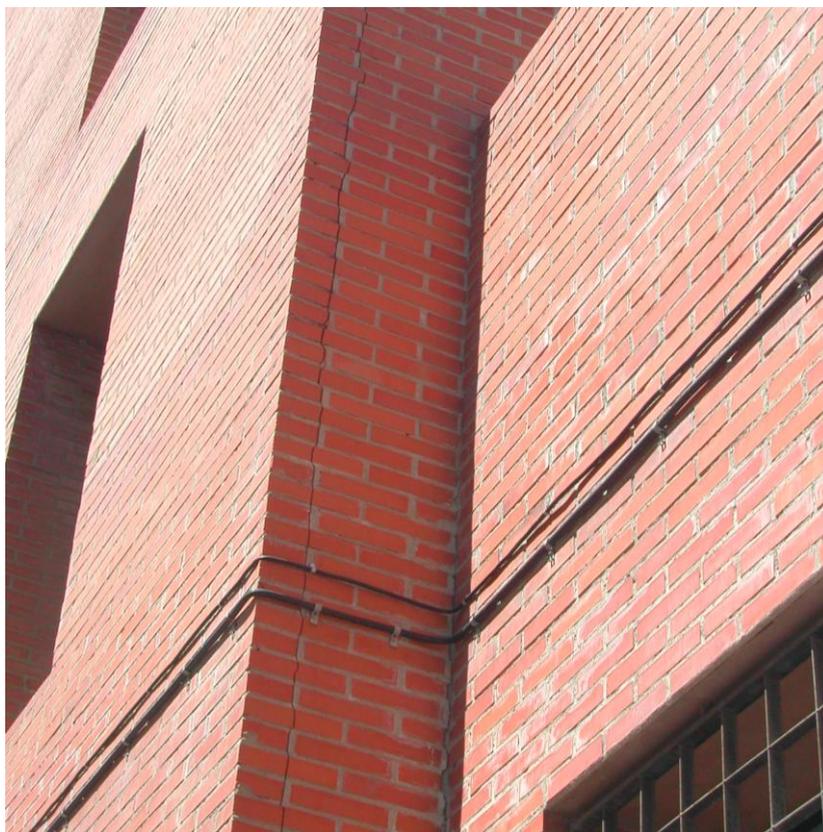


Foto A.20. Grieta aparecida en esquina.

A.2. Grietas y fisuras en paramentos con huecos

A.2.1. Fisuración en la parte superior e inferior del hueco.

La necesidad de descargar a un dintel del peso al que se ve sometido por medio de un arco de descarga es fácil de comprender, pero en algunas ocasiones cuando el hueco es de pequeñas dimensiones y la carga a la que se ve sometido son apenas unas hiladas, se suprime una piezas continua confiando en la adherencia de los morteros a las piezas de fábrica provocando el desprendimiento de las piezas. El grado de adherencia es tan variable como poco resistente.

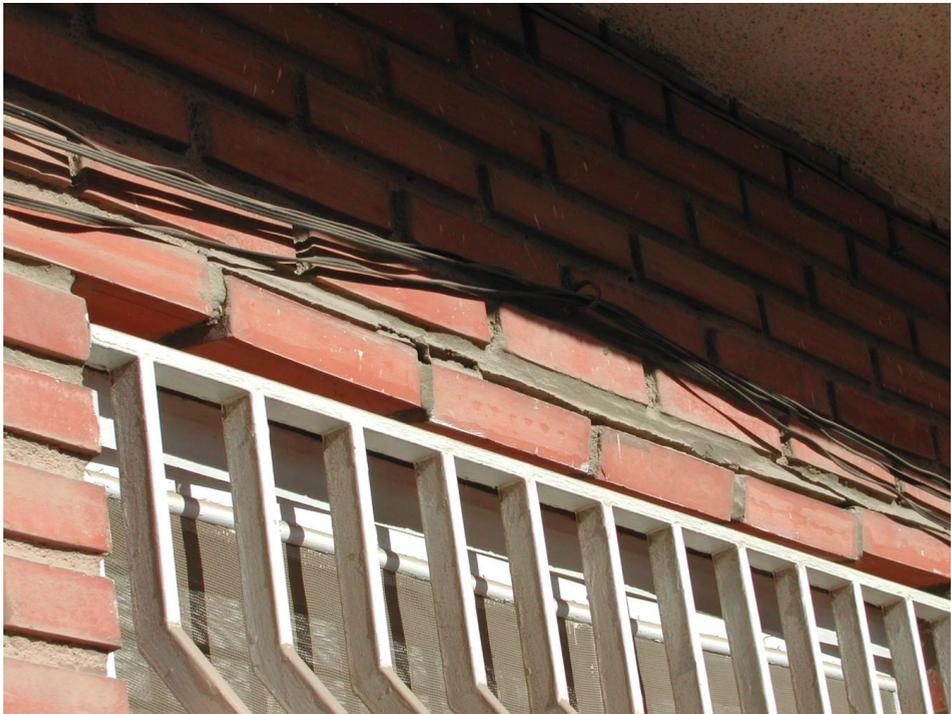


Foto A.21. Desprendimiento de las piezas por falta de cargadero.

Debemos retomar la distribución de cargas sobre el cargadero. Cuando sobre el hueco existe una altura de fábrica superior a la mitad de la luz de dicho hueco entre ejes de apoyos, puede producirse en ella un efecto arco que descarga al dintel. Para que el efecto arco sea efectivo la fábrica debe ser continua y bien trabada. Figura A.25.

Si existen huecos, juntas de materiales, que rompan dicha continuidad cortando el efecto arco, se alterará el funcionamiento de éste.

Debe existir suficiente anchura de fábrica a cada lado del dintel para contrarrestar los empujes de arco.

Los machones entre huecos establecen un bulbo de compresiones sobre la horizontal de arranque del hueco, y por consiguiente una familia ortogonal a la de compresiones que impone tracciones a la fábrica y empuje en los alfeizares.

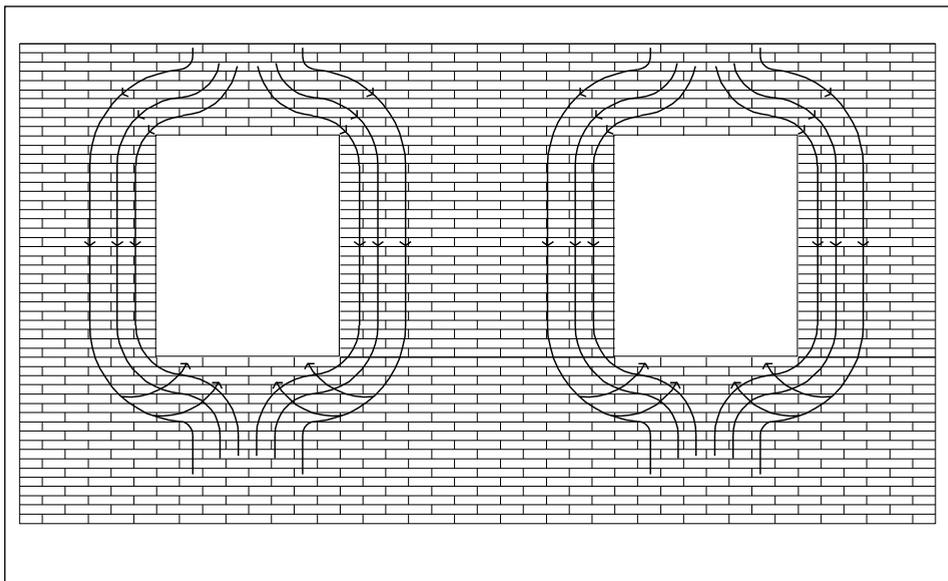


Figura A.25. Distribución del bulbo de tensiones en los machones de fábrica.

Las lesiones que aparecen se localizan:

- Fisuras en los apoyos, en la parte inferior del dintel. Figura A.26.

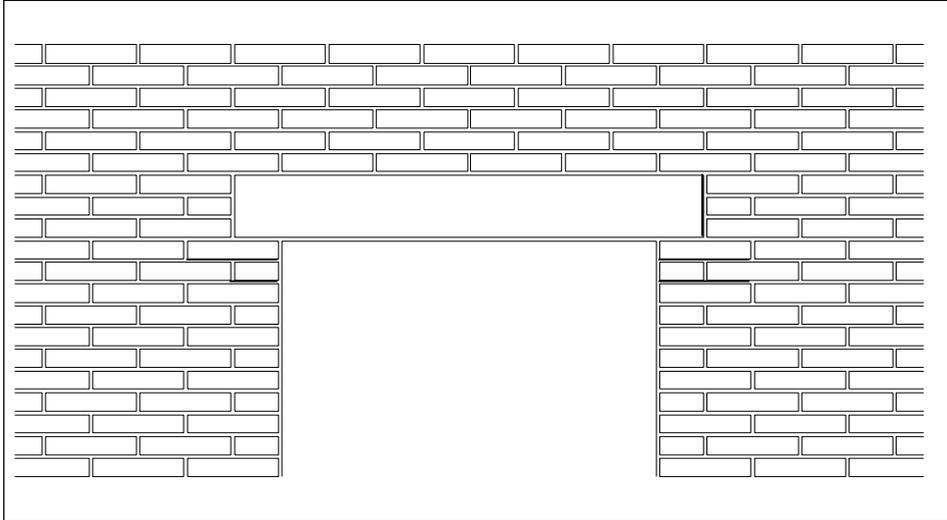


Figura A.26. Fisuras en apoyos.

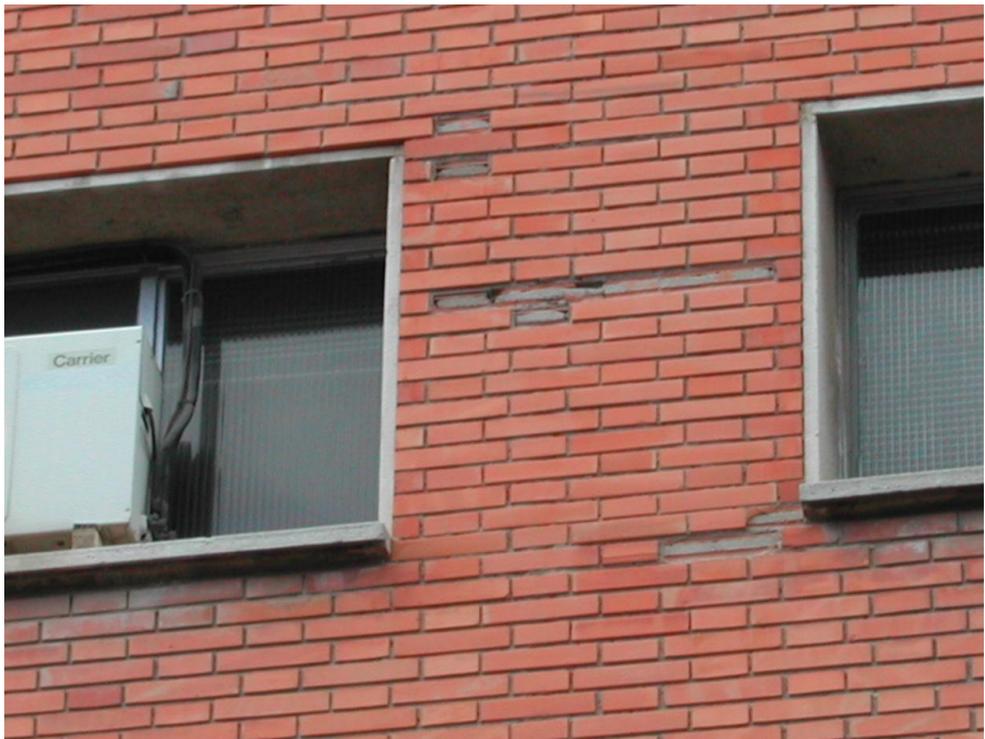


Foto A.22. Fisuras en apoyos.

-
- Fisuras encima del dintel aproximándose a la parábola de descarga o en línea vertical en base a la relación de resistencia del mortero y la pieza. Este tipo de fisuras se dan cuando el dintel es excesivamente flexible, por el giro impuesto a las piezas que sirven de durmientes. La entrega del cargadero en la fábrica crea un punto débil, haciendo que cualquier fisura aún respondiendo a causas muy variadas tenga su inicio en estos puntos. Figura A.27.

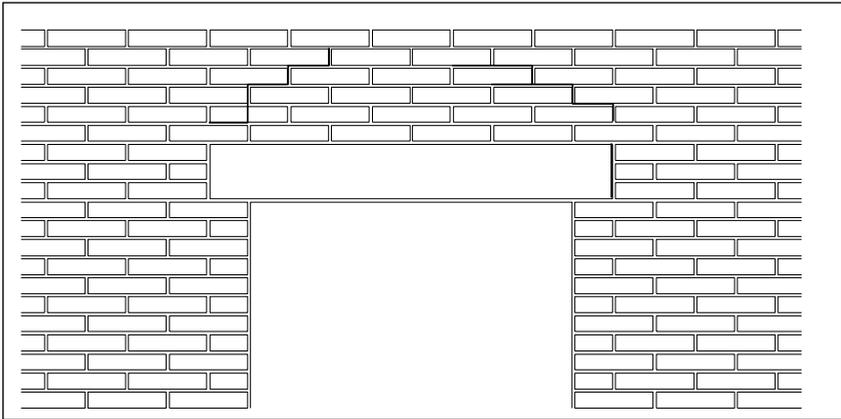


Figura A.27. Fisuras en apoyos.



Foto A.23. Fisuras sobre dintel.

- Fisuras en el antepecho. Es la lesión más frecuente, se da por flexión en huecos de gran amplitud donde las isostáticas de tracción acometen hacia el alféizar. Si el hueco es de pequeña amplitud, con lo cual no llega a darse la flexión del mismo y se produce un descenso brusco de los machones, las fisuras son debidas a esfuerzo cortante, son inclinadas y se acercan a los 45°. Figura A.28.

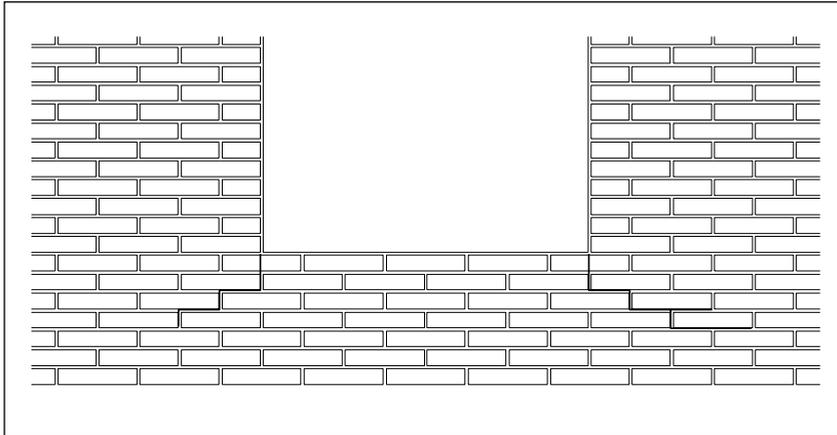


Figura A.28. Fisuras en antepecho.



Foto A.24. Fisuras en antepecho.

Con forjados planos flectando más de lo admisible el paño se puede quedar sin apoyo. Si el paño del cerramiento tiene aberturas, las fisuras aparecen en las esquinas de los huecos. Figura A.29 y Foto A.25.

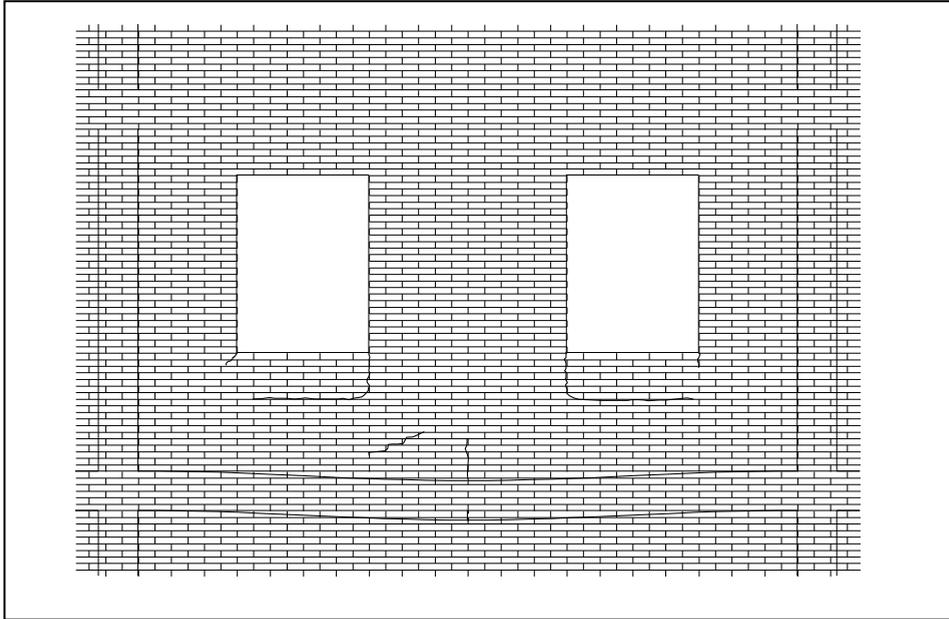


Figura A.29. Fisuras provocadas por la deformación del forjado inferior.



Foto A.25. Fisuras en huecos.

A.2.2. Fisuras en zona de cargaderos y dinteles

- **Causa.**

Apoyo inestable y deformable en las zonas de cerramiento situadas sobre el hueco.

- **Explicación.**

Deformaciones diferenciales superiores a 3 mm que dan lugar a fisuras.

- **Recomendación.**

Los cargaderos que estén formados por perfiles metálicos laminados en caliente y chapa plegada y conformada, tendrán limitada su deformación a un máximo de $1/800$ de la luz del vano. Figura A.30.

En el caso de los cargaderos se cuelguen del forjado, por sus dimensiones se tendrá en cuenta:

- El cuelgue se hará con pletina del mismo espesor que el cargadero.
- No se deben emplear cuelgues con redondos.

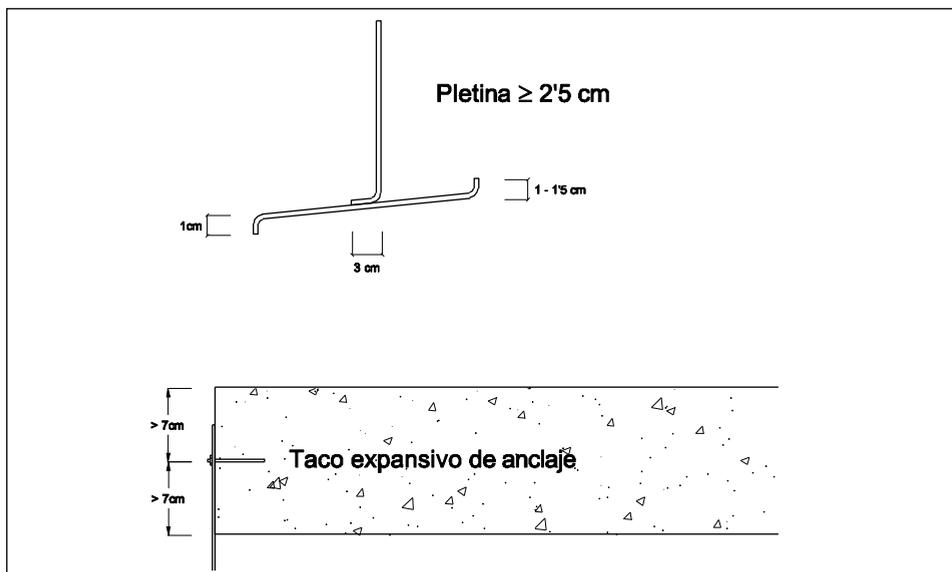


Figura A.30. Condiciones cargaderos colgados del forjado

Para huecos con luces menores de 2 metros la entrega en las jambas se recomienda que no sea inferior a 10/12 cm a cada lado. Figura A.31.

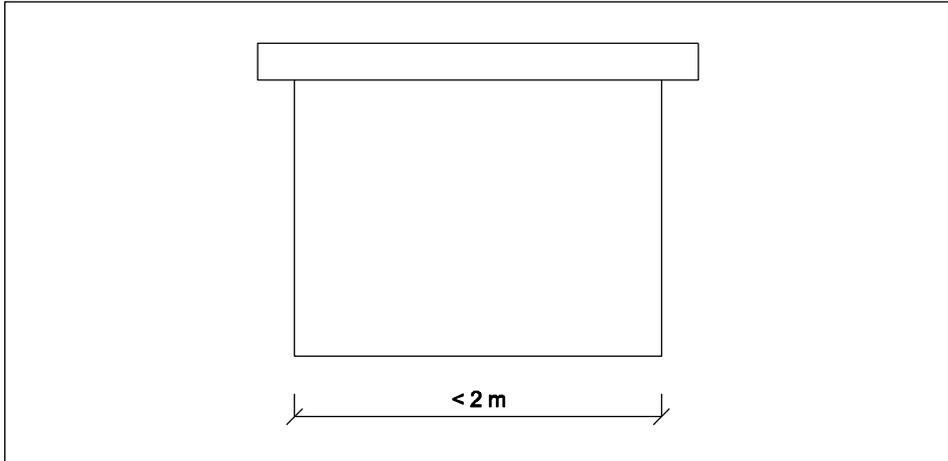


Figura A.31. Huecos con luces menores de 2 metros.

Para huecos con luces mayores de 2 metros se recomienda colgar el cargadero del forjado para evitar fisuras. Figura A.32.

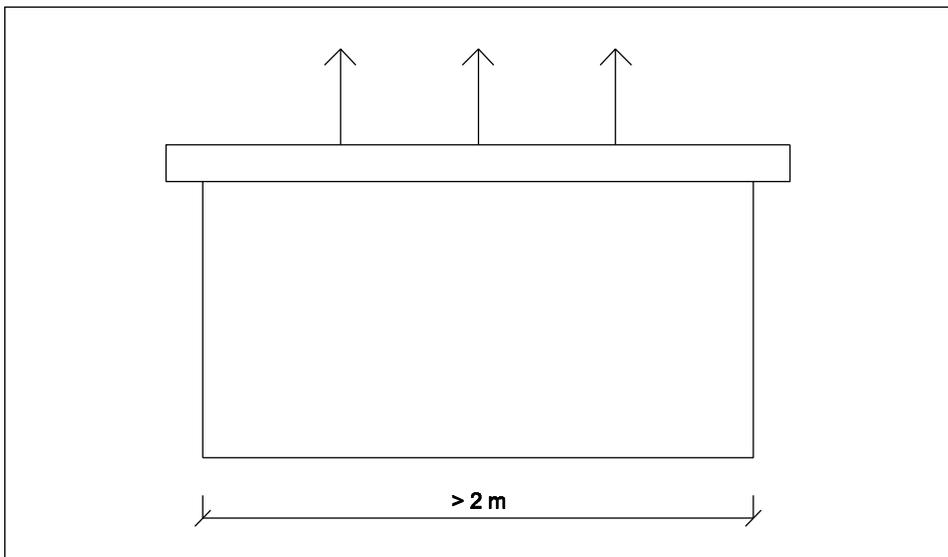


Figura A.32. Huecos con luces mayores de 2 metros.

En función del tipo de cargadero y solución de fachada, los dinteles pueden forrarse con plaquetas de ladrillo. Deben tenerse en cuenta las mismas condiciones que en los frentes de los forjados. En la Foto A.26 y Foto A.27 se observa el desprendimiento de estas plaquetas debido a los movimientos del dintel colgado metálico.



Foto A.26. Plaqueta desprendida del cargadero.



Foto A.27. Desprendimientos en dintel colgado.

A.2.3. Solución al problema del contorno de los huecos

Mediante armaduras suplementarias.

La solución más correcta sería establecer nervaduras de borde en la parte superior e inferior de las piezas. En las obras de fábrica se pueden establecer zunchos de fábrica armada con armaduras suplementarios en las hiladas de las juntas. Figura A.33.

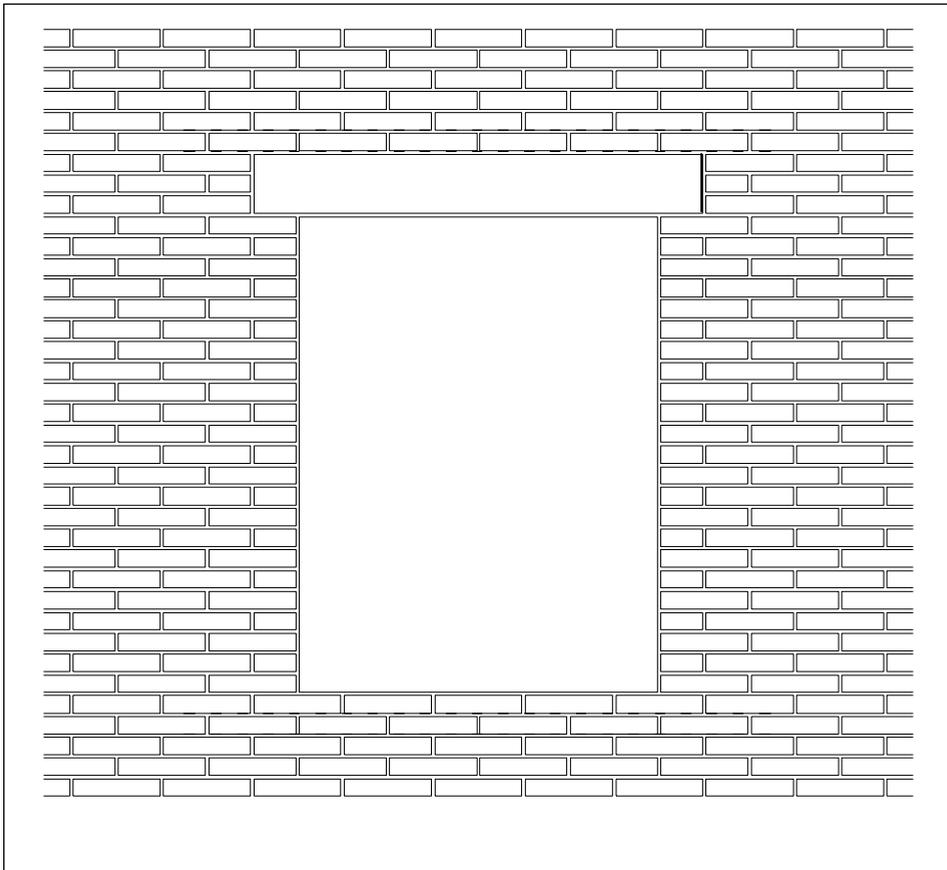


Figura A.33. Armaduras de refuerzo.

Mediante juntas.

- a. Otra alternativa es la de hacer coincidir las juntas de control o movimiento de la fábrica de hormigón o cerámica con los huecos y aberturas. Figura A.34.

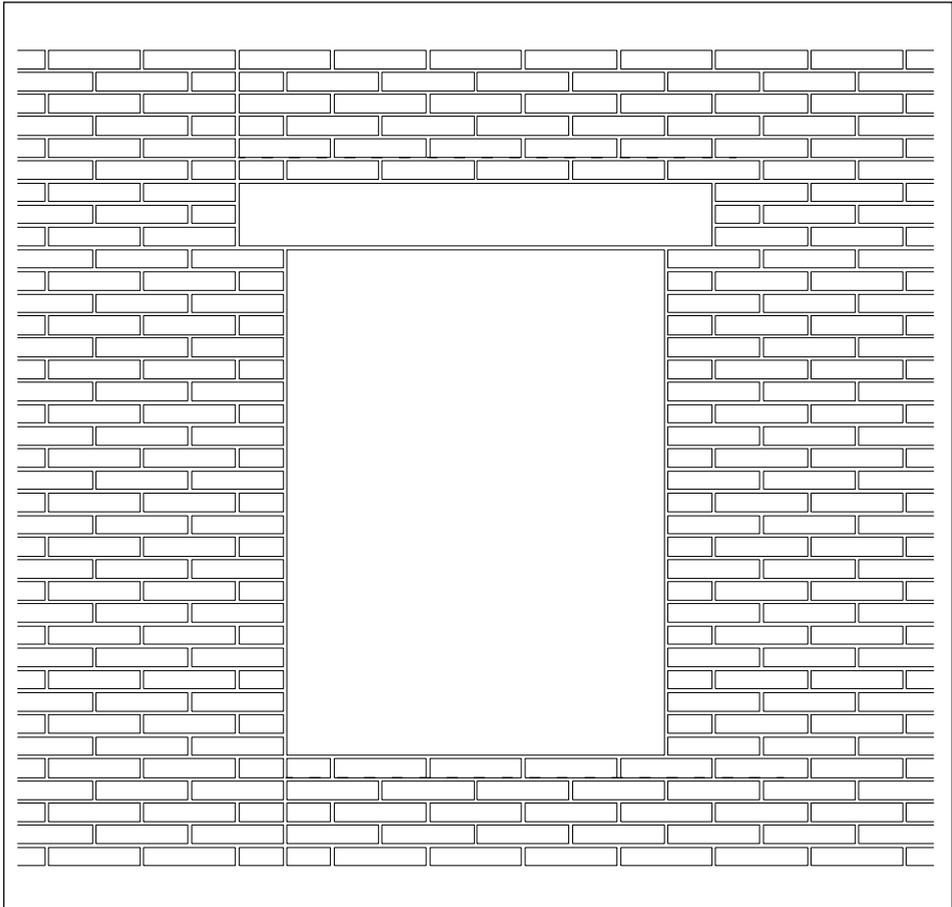


Figura A.34. Juntas de deformaciones.

Las armaduras se interrumpen en el paso por la junta. Estas armaduras se disponen en los tendeles de mortero. Ello obliga a desplazar la junta superior para permitir la entrega del dintel.



Foto A.28. Junta coincidiendo con hueco (Más, 2005).



Foto A.29. Junta en hueco. Junta coincidiendo con hueco (Más, 2005).

- b. Otra disposición de las juntas más acorde con la composición de fachada pero más costosa de ejecutar es mediante juntas dentadas.

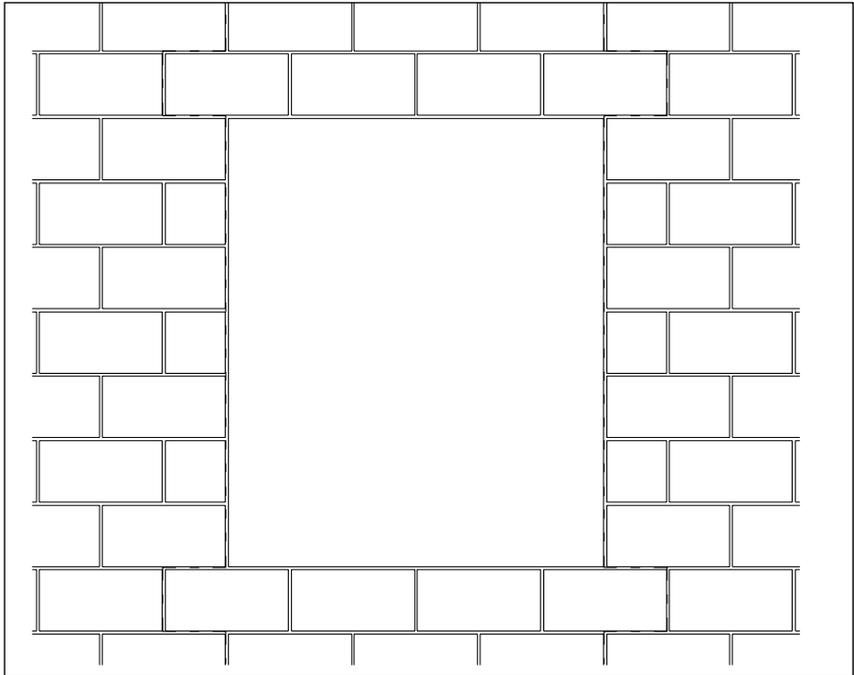


Figura A.35. Junta dentada en fábrica de bloque 40 x 20.



Foto A.30. Junta dentada.

-
- c. Las juntas también pueden disponerse integradas en los huecos y de formas rectas. La interrupción de las armaduras del cargadero del dintel obliga a plantearlo colgado del forjado. Figura A.36, Foto A.31 y Foto A.32.

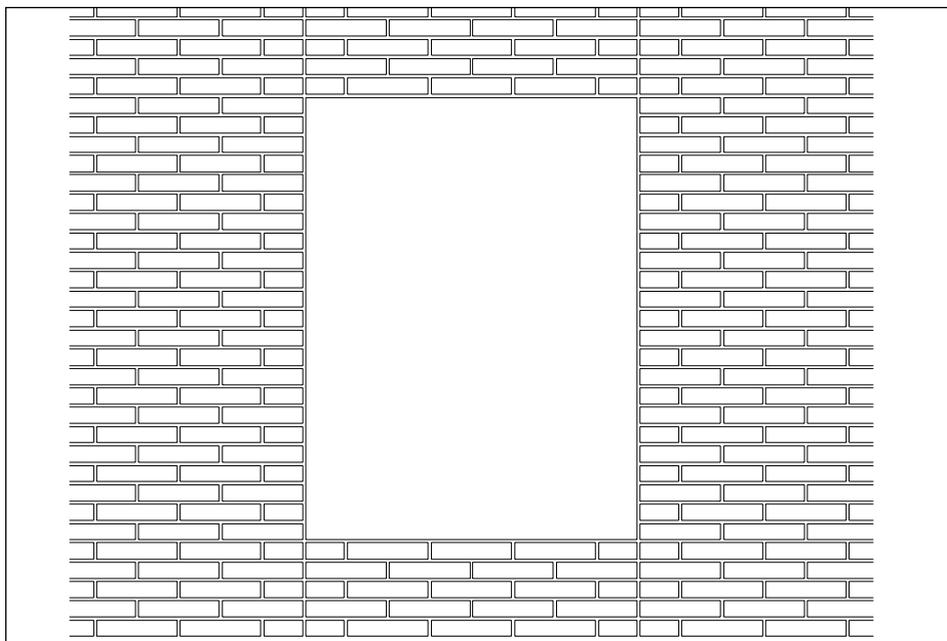


Figura A.36. Juntas de deformaciones rectas.



Foto A.31. Junta de deformaciones en la parte superior del hueco



Foto A.32. Junta de deformaciones en la parte inferior del hueco.

A.3. Grietas y fisuras debidas a la ausencia de juntas

Las juntas de movimiento evitan la posible fisuración producida por variaciones dimensionales de los materiales (retracción de los bloques de hormigón, aumento de volumen de los ladrillos cerámicos...) y por las variaciones higrotérmicas.



Foto A.33. Junta de movimiento.

Además de colocar las juntas de movimiento según la Tabla 2.23, según CTE-SE-F, se deben disponer juntas de movimientos en las zonas donde se sean necesarias para evitar la fisuración. Estos puntos son las esquinas, los quiebros, los cambios de altura del cerramiento, los cambios de carga, etc. En la Foto A.33 se muestra una junta de movimiento en un hueco de gran tamaño.

A.3.1. Fisura vertical en pequeños quiebros

- **Causa.**

La no ejecución de juntas en quiebros pequeños. Figura A.37 y Foto A.34.

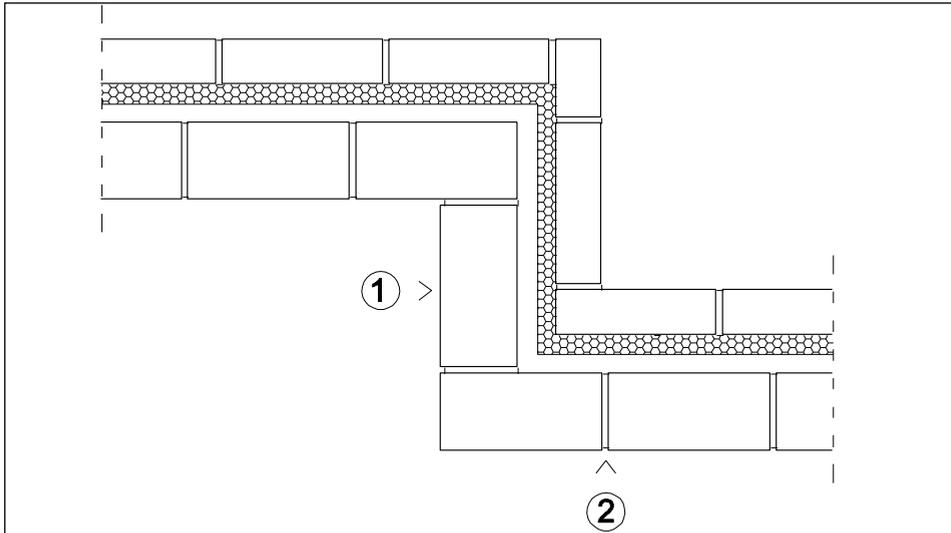


Figura A.37. Localización de las fisuras.



Foto A.34. Fisura en esquina.

- **Causa.**

Solicitación a tracción de la fábrica debida a coacciones de retracción y acciones térmicas. Pueden producirse dos tipos de rotura:

- a. Si la resistencia a tracción de la pieza es escasa y la trabazón de la fábrica es buena, las fisuras afectarán a las piezas partiendo las llagas, como la que se muestra en la Figura A.38 y Foto A.35.

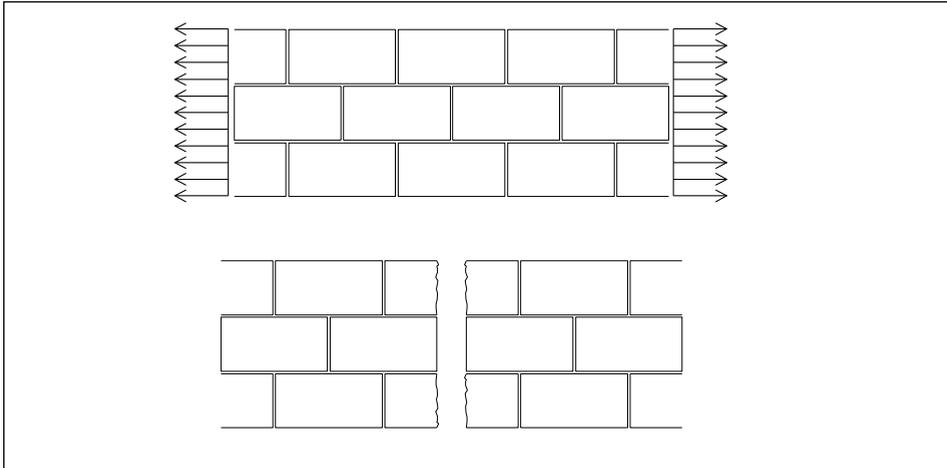


Figura A.38. Rotura a tracción de la fábrica.



Foto A.35. Rotura de las piezas en esquina.

- b. Si la resistencia a tracción de las piezas es grande y la trabazón o el rozamiento del mortero de las llagas son malos, fallará la trabazón aunque los ladrillos no lleguen a fisurarse. Figura A.39 y Foto A.36.

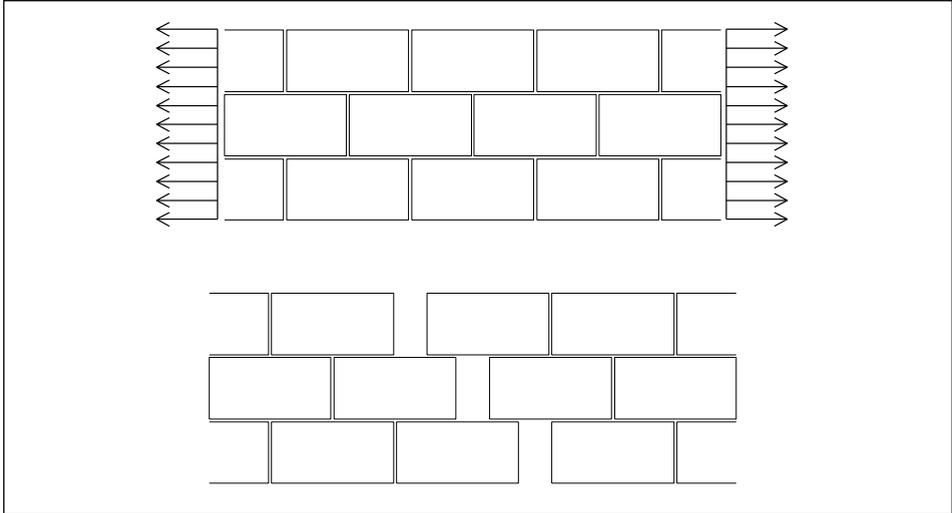


Figura A.39. Rotura a tracción de la fábrica.



Foto A.36. Fallo en la trabazón, los ladrillos no llegan a fisurarse.

A.3.2. Abombamiento y desplome

- **Causa.**

Dilatación y retracción térmica.

- **Explicación.**

Las acciones térmicas y reológicas influyen decisivamente en el comportamiento de los diversos componentes de la edificación, acusándose en distinto grado según el período climático.

La cerámica tiene un coeficiente de dilatación de 6×10^{-6} mm/m°C, con lo que se puede dimensionar el ancho de las juntas de dilatación en función de la longitud del paño. Al ancho obtenido habrá que sumarle el que se obtenga por el grado de expansión de humedad que tuviera el ladrillo.

Los ladrillos de arcilla cocida están ávidos de humedad que absorben del ambiente. La expansión por humedad se da hasta lograr las piezas su equilibrio, Este proceso no es reversible y puede prolongarse años, aunque es más acelerado los primeros días cercanos a la cocción de la fabricación.

Los movimientos del cerramiento cerámico y de la estructura de hormigón, son contrapuestos, de tal manera que a lo largo del tiempo, mientras la envolvente tiende a crecer, el esqueleto tiende a retraer. Figura A.40.

Como en los cerramientos cuya hoja exterior está limitada en sus movimientos y deformaciones por la estructura porticada, que a su vez le obliga a seguir sus propias deformaciones, originándose tensiones capaces de agrietar la fábrica y que incluso pueden obligar a la envolvente cerámica a salirse del armazón que la constriñe. Foto A.37.

Para evitar esta lesión son necesarias juntas de movimiento horizontales, además de juntas de movimiento verticales. Lo recomendable es utilizar estas juntas de movimiento cada 2 o 3 plantas de altura.

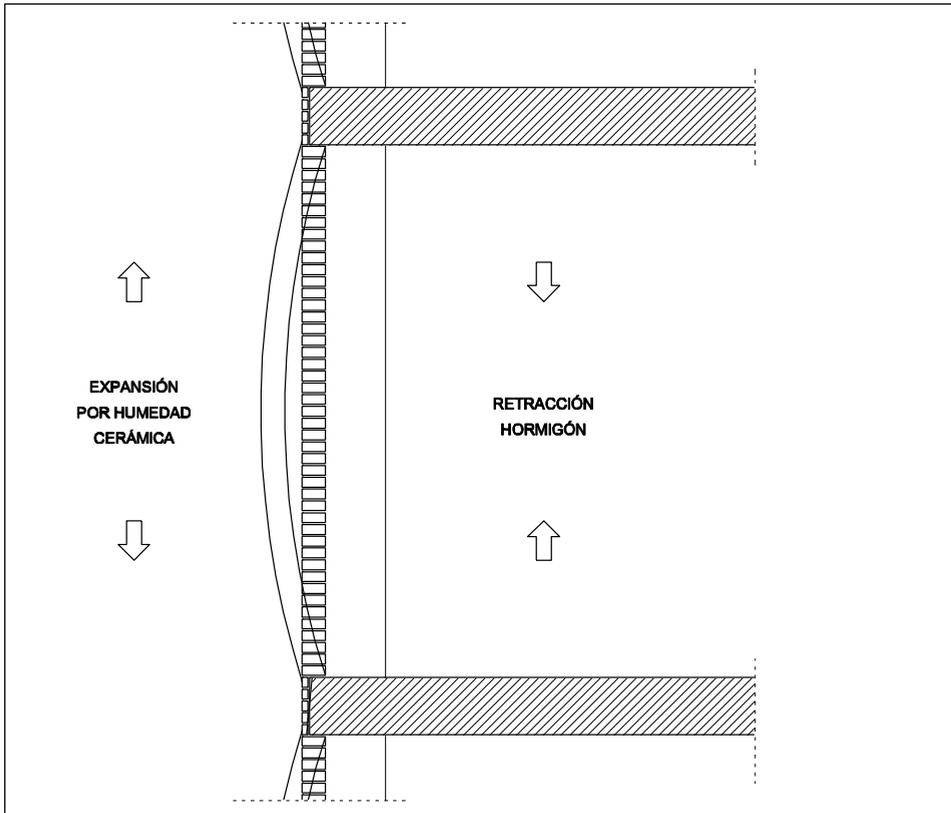


Figura A.40. Expansión por humedad de la cerámica y retracción del hormigón.



Foto A.37. Expulsión de la fachada. (Moriana, 2011).

A.3.3. Agrietamientos en esquinas de ventanas

- **Causa.**

Se produce el agrietamiento debido a dilataciones y retracciones por cambios climáticos, si la fachada tiene coartada su libertad de movimientos por la estructura o por las fachadas ortogonales.

- **Explicación.**

Los cambios de temperatura producen deformaciones positivas y negativas, que se suman a los valores de la expansión por humedad. Estos movimientos son reversibles, en función de la temperatura. Figura A.41.

Por lo general, el hormigón armado, aunque algo protegido de la climatología por el cerramiento, tiene movimientos diferenciales respecto de éste, ya que los coeficientes de dilatación y deformación son muy distintos. Se producen tensiones entre ambos sistemas constructivos contiguos, que tienden a despegar los elementos adheridos, como las plaquetas de ladrillo de los frentes de forjados y pilares.

Si analizamos las deformaciones propias de la cerámica y del hormigón, podemos observar como en la fachada a discontinuidad que generan los huecos de los cerramientos de fábrica, disminuye la acumulación de las deformaciones en determinadas bandas.

Puede apreciarse esto horizontalmente con los petos corridos y verticalmente con los machones continuos.

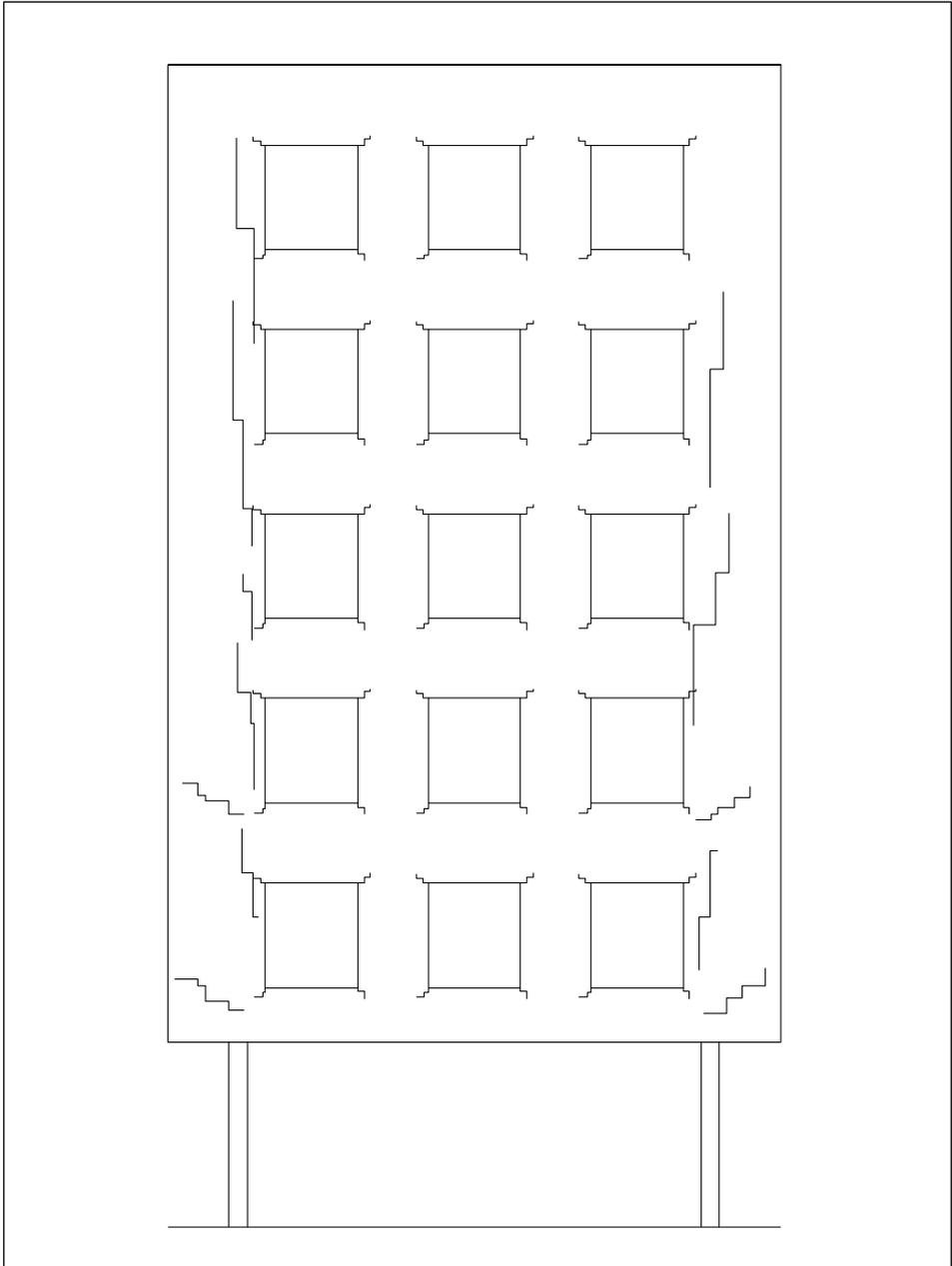


Figura A.41. Agrietamiento vertical en machones continuos.

A.3.4. Grietas en el encuentro entre cerramientos

- **Causa.**

Acumulación de las deformaciones de dilatación de los cerramientos más largos, arrastrando en las esquinas a los paños menores.

- **Explicación.**

Las acciones diferidas en estructuras de hormigón armado son notorias a partir de los tres años. Consisten en retracciones reológicas por pérdida de la humedad del hormigón y deformaciones de fluencia por cansancio ante cargas constantes.

La acumulación de las deformaciones de dilatación de los cerramientos más largos, arrastran en las esquinas a los paños menores. Figura A.42. De los dos paños de la esquina el que ejerce mayor tensión sobre el otro, según su deformación, en la que influye la longitud del paño y la temperatura que adquiere, se producirán las grietas en uno u otro lado del encuentro de los cerramientos.

El soleamiento según la orientación del edificio, tiene una influencia local muy distinta en cada fachada. Las grietas por soleamiento son frecuentes en el paño norte, en esquinas de los paños orientados al oeste.

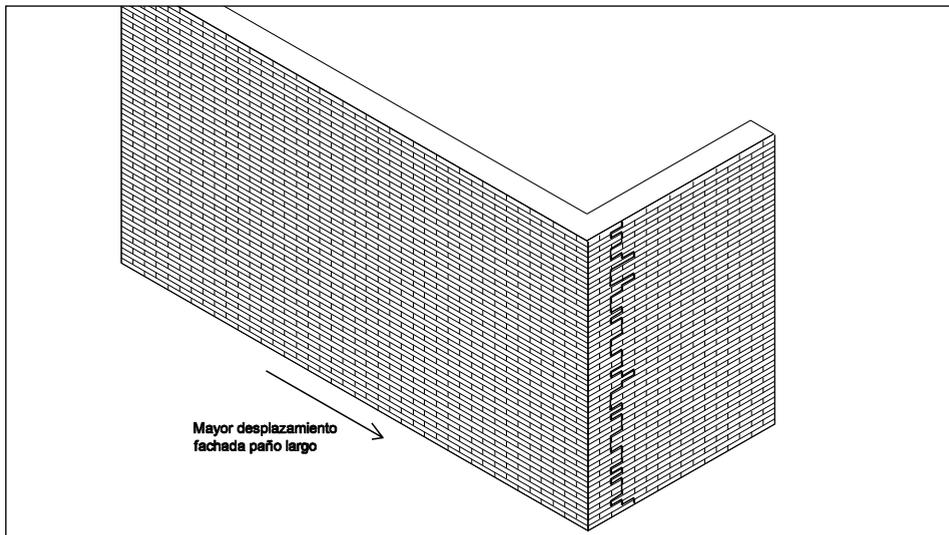


Figura A.42. Agrietamiento debido al mayor desplazamiento en el paño más largo.

A.3.5. Agrietamientos y desplazamientos

Agrietamientos y desplazamientos de los cuerpos de fábrica junto a las esquinas de los petos de cubierta en forma de grieta horizontal siguiendo la dirección de los tendeles, que viene acompañada de otras verticales o siguiendo el escalonado del aparejo en las zonas de las esquinas. Figura A.43.

- **Causa.**

Cualquiera de las siguientes:

1. Falta de aislamiento del forjado de cubierta, lo que hace que el forjado se dilate empujando a la fábrica de la fachada hacia el exterior.
2. Falta de la junta del faldón de cubierta del peto de la fábrica para tener libertad de movimiento sin afectar al cerramiento.

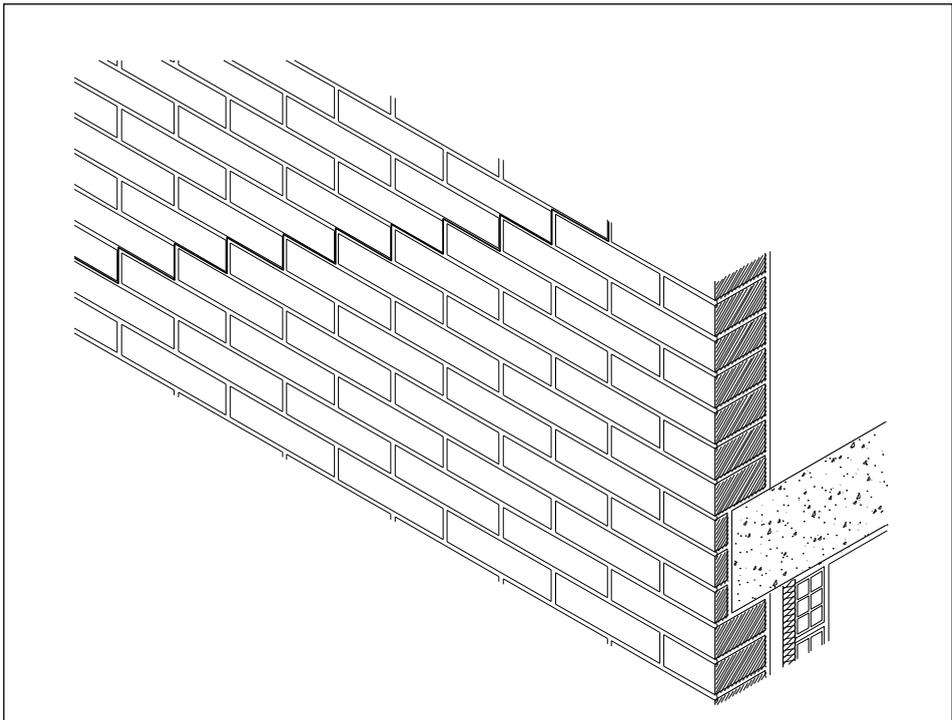


Figura A.43. Fisura en petos de cubierta.

A.3.6. Deficiente ejecución de la junta de dilatación

La Foto A.38 muestra una junta dentada en un edificio de viviendas. Se trata de un cerramiento con cámara de aire interrumpida a nivel de estructura en el que la junta de dilatación se ha realizado quebrada con objeto de disimularla. Si el material de relleno de junta deja de ser compresible pueden romperse los ladrillos alrededor de la junta. En este edificio las juntas de dilatación no se resolvieron correctamente provocando la rotura de los ladrillos. La Foto A.39 muestra la intervención para reparar la junta.



Foto A.38. Junta quebrada en fábrica de ladrillo



Foto A.39. Intervención en junta quebrada

La solución de junta quebrada por sí misma no supone un error de diseño, pero requiere de un mayor cuidado en su ejecución que una junta recta. De lo contrario en lugar de disimular la junta el resultado será que ésta sea más visible.

A.3.7. Ausencia de junta de dilatación en puntos singulares

La fisura se manifiesta continuando la jamba del hueco. En esta zona se produce una concentración de tensiones que provoca la aparición de una fisura vertical. Foto A.40.



Foto A.40. Ausencia de junta en hueco de gran tamaño.

En el mismo edificio, sí se han colocado juntas de dilatación en las zonas donde el paño cambia de altura, dando buen resultado. Foto A.41.



Foto A.41. Junta de dilatación en zona de cambio de alturas.

A.3.8. Ausencia de junta de dilatación la cubierta

La dilatación de la cubierta debido a los cambios de temperatura puede alcanzar unos valores que empujen los antepechos fisurándolos. Esta lesión es muy conocida y su solución es sencilla. Consiste en ejecutar correctamente la cubierta intercalando una junta perimetral entre el hormigón de pendientes y los antepechos. A pesar de ser un problema muy conocido continúan apareciendo lesiones relacionadas con este problema. Foto A.42 y Foto A.43.



Foto A.42. Fisura en antepecho.

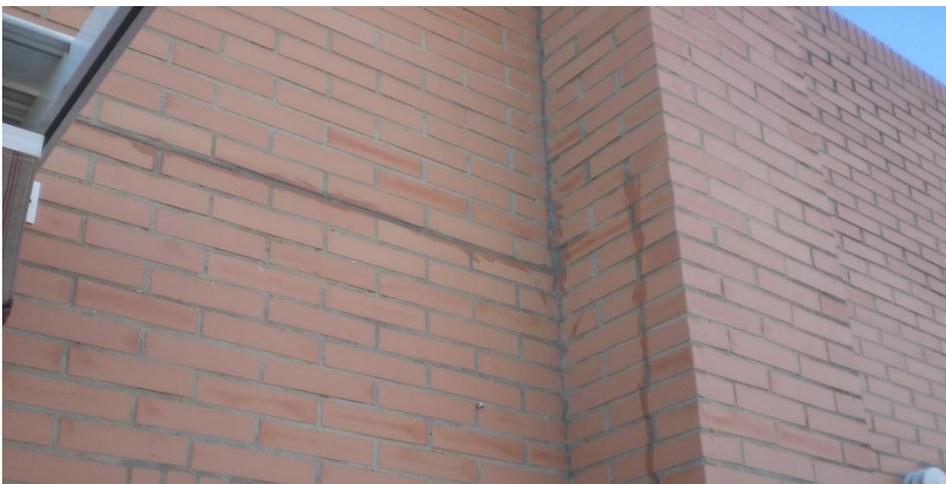


Foto A.43. Fisura en antepecho ático.

A.4. Intervención sobre la estabilidad de una fábrica de ladrillo

Las lesiones de carácter mecánico conllevan costosos procesos de reparación. Para devolver la estabilidad al cerramiento de fábrica se puede actuar de distintas maneras, desde mejorar el apoyo en el forjado hasta el rehacer la fábrica. En este punto se recogen varias intervenciones sobre cerramientos de ladrillo que habían perdido su estabilidad.

A.4.1. Aumento de la longitud del apoyo en cada planta

Los problemas de estabilidad muchas veces su origen en el deficiente apoyo en los forjados. Para alturas libres entre plantas mayores de las habituales en edificación de viviendas es necesario un mayor apoyo. Las fachadas de la Universidad de Valencia en la Av. Los Naranjos, Foto A.44, sufrieron desplazamientos abombamiento de los paños y desprendimiento de las piezas, Foto A.45. El origen de la patología fue la expansión por humedad de los ladrillos unido al poco apoyo en los forjados de la hoja exterior. La solución pasó por la retirada de las plaquetas, y la colocación de un perfil metálico discontinuo, Foto A.46.



Foto A.44. Universidad de Valencia



Foto A.45. Desplazamientos en la hoja exterior.



Foto A.46. Perfil para mejorar el apoyo de la hoja exterior.

Solución similar se realizó en el centro del CSIC en la UPV. En este edificio los paños tenían fisuras y se produjeron desprendimientos en los frentes de los forjados. La solución consistió en retirar las plaquetas que forraban los forjados y colocar unos anclajes. Foto A.47 y Foto A.48.



Foto A.47. Edificio CSIC en la UPV.



Foto A.48. Detalle de la reparación.

En edificios de viviendas también es frecuente ver la expulsión de las placas que forran los frentes de forjado. La Foto A.49 y la Foto A.50 muestran un edificio residencial en Gijón donde las plaquetas de los frentes de forjado estaban fisuradas y desprendidas en algunas zonas. La solución consistió en eliminar las plaquetas sustituyéndolas por paneles sándwich. Para mejorar el apoyo de la hoja exterior se utilizó un perfil metálico discontinuo.



Foto A.49. Lesión en frente de forjado (ITE Asturias, 2012).



Foto A.50. Eliminación de plaquetas, colocación perfil discontinuo y forrado con paneles (ITE Asturias, 2012).

A.4.2. Reducción de la esbeltez o longitud de los paños

En este caso el cerramiento sufre también desplazamientos importantes. Para evitar que el cerramiento siga desplazándose se incorporan perfiles metálicos anclados a la estructura portante. La solución se considera una solución de emergencia ya que cambia el aspecto estético de la fachada. Los perfiles metálicos pueden colocarse entre los pilares para reducir la luz libre del cerramiento, mejorando su estabilidad frente a acciones horizontales. La Figura A.44 muestra un esquema de esta solución. Los edificios mostrados desde la Foto A.51 hasta la Foto A.57 son ejemplos de edificios que han sufrido esta reparación.

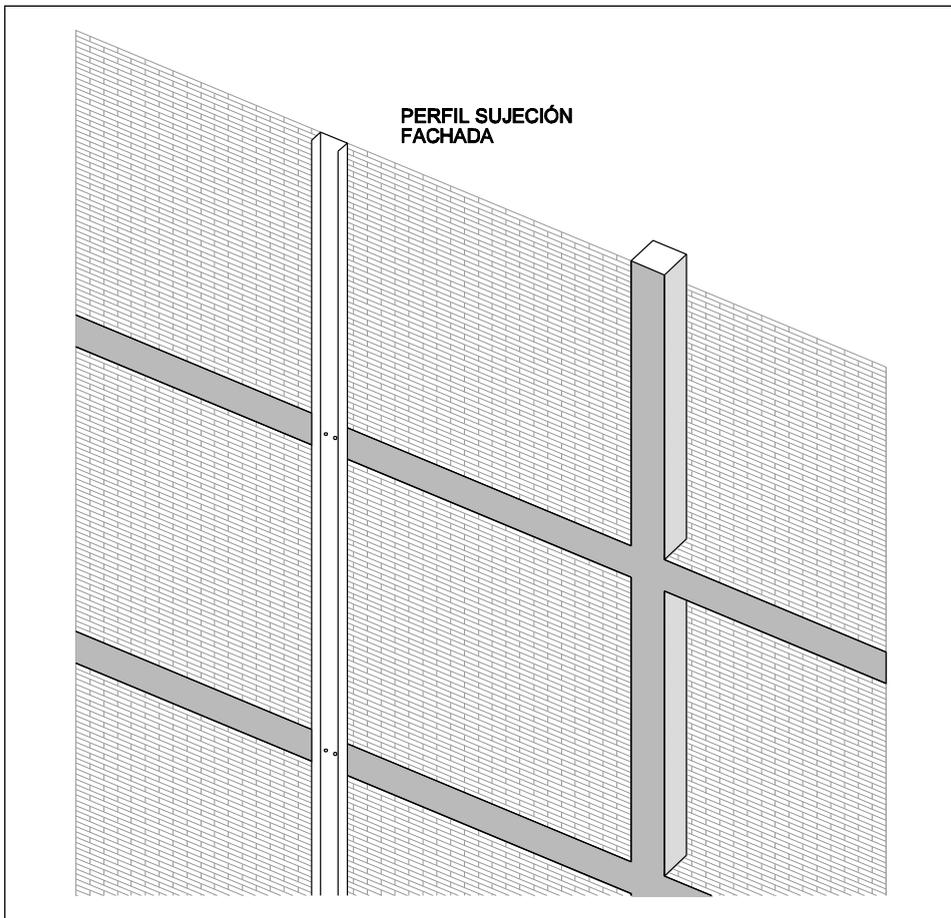


Figura A.44. Perfiles metálicos para mejorar la estabilidad

El edificio mostrado en la Foto A.51, centro de salud en Valencia construido en 1992, tenía problemas de estabilidad de la hoja exterior. La Foto A.52 muestra el desplazamiento que había sufrido. Las causas de la lesión fueron la falta de apoyo de la hoja exterior y la expansión por humedad de la cerámica, que provocan la expulsión de la hoja exterior. En la Foto A.54 se observa el anclaje de los perfiles metálicos a la estructura portante, a los forjados de hormigón. La solución cambia completamente la imagen del edificio, por lo que se considera una solución de emergencia. Foto A.53.



Foto A.51. Centro de Salud en Valencia



Foto A.52 Desplazamiento de la hoja exterior



Foto A.53. Imagen del edificio reparado



Foto A.54. Detalle del anclaje a la estructura portante.



Foto A.55. Detalle de la esquina.

Los edificios de vivienda social ubicados en Elda, sufrieron problemas similares en la hoja exterior. La solución fue adosar perfiles metálicos al paño en proceso de desprendimiento. Los perfiles arrancan de cimentación y se atornillan a los cantos de los forjados.



Foto A.56. Grupo de viviendas en Elda.

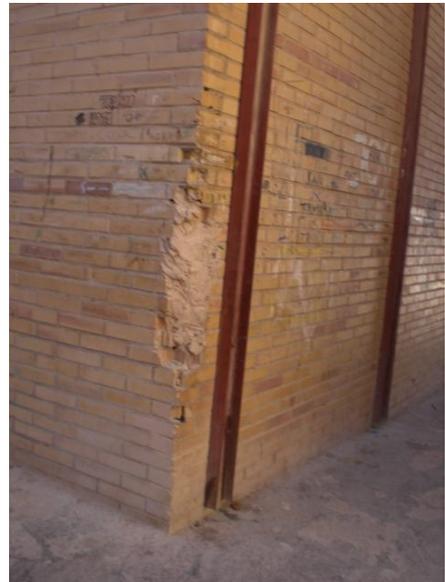


Foto A.57. Grupo de viviendas en Elda.

A.4.3. Reposición de la hoja exterior

En ocasiones la única reparación posible es la retirada de la hoja exterior y su posterior reposición. Los problemas de estabilidad en el edificio de viviendas provocaron el desprendimiento de la hoja exterior. La solución fue la demolición de la hoja exterior, Foto A.58, y su posterior reposición, Foto A.59. En la reposición de la fachada se aumentó también la longitud del apoyo en cada planta, Foto A.60.



Foto A.58. Edificio sin hoja exterior.

Durante la reparación, el aislante térmico y la hoja interior quedaron vistas. La reparación debe realizarse rápidamente para que las lluvias no afecten al interior de las viviendas.



Foto A.59. Detalle del edificio sin hoja exterior.

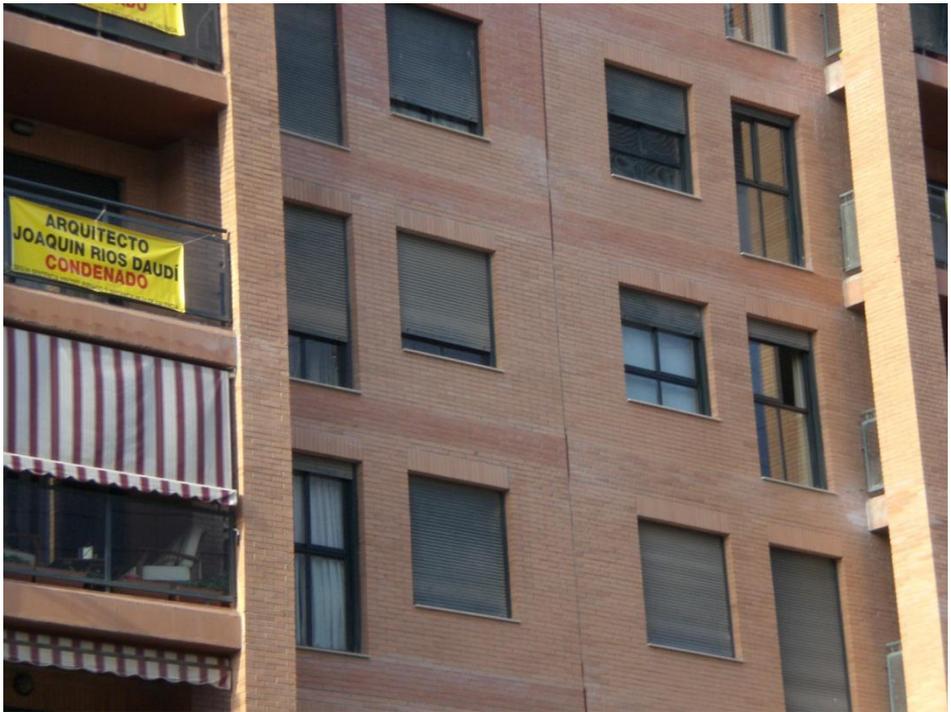


Foto A.60. Reposición de la hoja exterior.

BIBLIOGRAFÍA

ADDLESON, L:

Fallos en los edificios. Consejo General C.O.A.A.T. 1982

ADELL, J.M.:

La fábrica armada y la fachada contemporánea. NA, 4, pp. 53-80. 1996

ADELL, J.M.:

Arquitectura sin fisuras. Ed. Munilla. 2000.

ADELL, J.M.; DEL AGUILA, A; OTROS:

Patología y técnicas de intervención. Fachadas y cubiertas. Munilla Lería. 1999

AENOR:

Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-3 Reglas generales para edificios. Reglas detalladas para acciones laterales. Eurocódigo 6. Madrid. España. 1999.

ALI, S.; PAGE, A.:

Cracking analysis of solid concrete masonry subjected to concentrated loads. ACI Struct J; pp. 367-375. 1989.

ANAND, S.C. ; YALAMANCHILI, K.K.:

Three-Dimensional Failure Analysis of Composite Masonry Walls. Journal of Structural Engineering, 122, pp.1031-1039. 1996.

ANTHOINE, A.:

Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory, Journal of Solids Structures, No 32, 137-163. 1995.

ANTHOINE, A.:

Homogenization of periodic masonry: plane stress, generalized plane strain or 3D modelling. Numérical Methods in Engineering, Vol. 13, 319-326. 1995.

ATHANASIOS D.

Finite element modelling of cracks and joints in discontinuous structural systems. In: Proceedings of 16th ASCE engineering mechanics conference. 2003.

ASESORÍA JURÍDICA. ASEMAS. :

Fichas de prevención Departamento de Patología y Estadística.

AVELLANEDA, J.:

Fábricas de ladrillo. Tectónica. Monografías de arquitectura, tecnología y construcción. Vol. 15. ATC Ediciones, S.L. Madrid. 1995.

BAZANT, Z.:

Instability, ductility, and size effect in strain softening concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 102, pp. 331-344. 1976.

BAZANT, Z.; OH, B.:

Crack band theory for fracture of concrete, Mat. Construct, Vol. 16, pp. 155-177. 1983.

BERNSTEIN, D.; CHAMPETIER, J. P.; PEIFFER, F.:

Nuevas Técnicas en la obra de fábrica. El muro de dos hojas en la arquitectura de hoy. Editorial Gustavo Gili. 1985.

BERNSTEIN, D.; CHAMPETIER, J. P.; PEIFFER, F.:

El muro de dos hojas en la arquitectura de hoy. Editorial Gustavo Gili, Barcelona. 1985.

BLAAUWENDRAAD, J.:

Plantes and FEM. Surprises and Pitfalls. Solid Mechanics and Its Applications 171. Springer. Netherlands. 2010.

BRENCIC, A.; FELICE G.:

Brickwork under eccentric compression: experimental result and macroscopic models. Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 1935-1946. 2009

BETTEN, J.:

Creep theory of anisotropic solids, Journal of Reology, Vol. 25, pp. 565-581. 1981.

CARNICERO, A.:

Introducción al Método de los Elementos Finitos, Escuela Técnica Superior de Ingeniería ICAI., Madrid. 2001.

CELIGÜETA LIZARZA, J. T. :

Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural TECNUN. ISBN 84-921970-2-1. 2000.

CHAIMON, K.; ATTARD, M.:

Experimental and numerical investigation of masonry under three-point bending (in-plane). *Engineering Structures*, Vol. 31. pp 103-112. 2009.

COZ DÍAZ, J.J.; LOZANO MARTÍNEZ-LUENGAS, A.; ADAM J.M.; MARTÍN RODRÍGUEZ, A:

Non-linear hygrothermal failure analysis of an external clay brick wall by FEM – A case study. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 4454-4464. 2011.

CUBEL, F.; VERCHER, J.; MAS, A.; GIL, E.:

Design and construction recommendations for brick enclosures with continuous air chamber. *Construction & Building Materials*, Vol. 36. 2012.

DA SILVA VICENTE, R.; MENDES DA SILVA, J.A.R.:

Defects of non-loadbearing masonry due to partial basal supports. *Construction and Building Materials*, Vol. 21, pp. 1977-1990

DE ISIDRO, F.:

Manual para el uso del bloque termoarcilla Ed. Consorcio Termoarcilla 1999.

DE MIGUEL, J.L.:

Estabilidad de Fábricas. Dimensionado. Departamento de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid. 2009-2010.

DEL RÍO, C.:

Fachadas autoportantes de ladrillo caravista. Conarquitectura, Vol. 44, 2012.

DEL RÍO, C.:

Fachadas de ladrillo caravista. La sombra creativa. 2010.

DEL RÍO, C.:

Sistema Estructura para fachadas de ladrillo cara vista. Conarquitectura, Vol. 25, pp. 81-91. 2008.

DEL RÍO, C.:

Métodos de análisis para verificar la estabilidad y resistencia de los cerramientos de ladrillo. Conarquitectura, Vol. 10, pp.65-88. 2004.

DILRUKSHI, K.; DIAS, W.; RAJAPAKSE, R.:

Numerical modelling of cracks in masonry walls due to thermal movements in overlying slab. Engineering Structures, Vol. 32,pp. 1411-1422. 2010.

EICHLER, F.:

Patología de la construcción. Editorial Blume. 1974

FATHY A.M.; PLANAS J.; SANCHO J.M. :

A numerical study of masonry cracks. Engineering Failure Analysis, Vol. 16, pp 675-689. 2009.

FATHY A.M.; PLANAS J.; SANCHO J.M. :

Determination of masonry crack evolution due to differential displacements: a numerical study. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures. 2009.

GALVAÑ LLOPIS, V.:

Apuntes de Materiales de Construcción E.T.S.A.V. U.P.V. 2011.

GONZÁLEZ PÉREZ, G.:

Sistemas murales: Obras de fábrica Apuntes de la asignatura de Construcción I de arquitectura de la E.T.S.A.V. U.P.V. 2012.

HAMID R., SHING P.:

Interface model applied to fracture of masonry structures. ASCE J Struct Eng, Vol. 120, pp. 63-80. 1994.

HANDISYDE, C.:

Detalles cotidianos , Ed. Blume, 1981.

HYPALYT:

El muro de ladrillo Ed. Hispalyt. Asociación Española de Fabricantes de Ladrillos y Tejas de Arcilla cocida. Madrid 1992.

HYSPALYT:

Manual: Ejecución de fachadas de ladrillo caravista Ed. Hispalyt. Madrid, 1998.

ISIDRO, F:

Determinación de la expansión por humedad en los productos cerámicos de uso estructural. Conarquitectura. Vol. 11, pp 373-88. 2004.

LENCZNER, D.:

Creep in brickwork with and without damp proof courses, Proceedings of the British Ceraniic Society, Vol. 21, 39-49. 1973.

LÓPEZ.J.A.:

Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos. Tesis doctoral. ETSIA Albacete. Noviembre 2003.

LÓPEZ, J.; OLLER, S.; OÑATE, E.:

Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos Monografía CIMNE, Vol. 46. Barcelona 1998.

LOURENÇO, P. B.:

Computational Strategies for Masonry Structures, Tesis doctoral. Universidad Tecnológica de Delf. Delf University Press. 1996.

LOURENÇO, P.B.:

A user/programmer guide for the micro-modelling of masonry structures, Report 03.21.1.31.35, Delft University of Technology, Delft. 1996.

LOURENCO P.B., BORST DE R., ROTS JG.:

A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. Int J Numer Methods, Vol. 40, pp. 33-57. 1997.

LOURENÇO. P.B.; PINA, J.:

Masonry compression: a numerical investigation at the meso-level. Engineering Computations Volume, Vol. 22. pp 382-406. 2005.

LOURENÇO. P.B.; PINA, J.:

Validation of analytical and continuum numerical methodsfor estimating the compressive strength of masonry. Computers & Structures, Vol 84., pp 1977-1989. 2006.

LOURENÇO, P.B.; ROTS, J.G.:

A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 123 No. 7, pp. 660-668. 1997.

LUCCIONI, B.:

Formulación de un Modelo Constitutivo para Materiales Ortótropos, Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Tucuman. Argentina. 1993.

LUCCIONI, B., MARTÍN, P. E., DANESI, R.:

Modelo elastoplástico general para materiales ortótropos. Mecánica Computacional Vol. 17, 373-382. Tucuman. Argentina. 1996.

LUZÓN CÁNOVAS, J. M.:

Juntas de dilatación en cerramientos de fachadas de ladrillo. Distancias, detalles constructivos y ejecución Ed. INTEMAC nº 8-4º, 1992.

MALDONADO, R.; CASTILLA, F.:

Aplicación de nuevos materiales para la consolidación de muros de tapia. Informes de la construcción. 1997.

MAS, A.; GALVAÑ, V.; GIL, E.:

Environmental conditions in the deterioration of brick façades. American Society of Civil Engineers, Vol. 23, pp.144-150. 2009. DOI 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000001

MAS, A.:

Huecos en cerramientos de obra de fábrica. SPUPV-2007.953. ISBN: 978-84-8363-098-3

MAS, A.; CUBEL, F.:

Cerramientos de obra de fábrica SPUPV 2005.4187. ISBN: 84-9705-752-X.

MAS, A.; GUTIÉRREZ, J.; GIL, E.; GIL, A.; GALVAÑ, V.:

Design and construction recommendations to improve impermeability in rainscreen walls built with natural stone coverings. Construction and building materials, Vol. 25, pp. 1753-1761. 2011.

MAS, A., VALLEJO HERNÁNDEZ, A. GONZÁLEZ PÉREZ, G. :

Fábricas de bloques de hormigón UPV. 1996.

MAZARS, J.:A

Description of micro and macroscale damage of concrete structures, Engineering in FracturalMechanics, Vol. 25, 729-737. 1986

MOLINS, C.:

Un Model per a l'Análisi del Comportament Resistent de Construccions de Maçoneria, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona. 1996.

MONJO CARRIÓ, J.:

Patología de Cerramientos y acabados arquitectónicos Ed. Munilla-Lería. 1994.

MONJO CARRIÓ, J.:

Patología y técnicas de intervención. Fachadas y cubiertas. Ed. Munilla-Lería. 1999.

MONJO CARRIÓ, J.:

El detalle constructivo en arquitectura. Ed. Munilla-Lería. 2007.

MOHAMMED, A; HUGHES, T.G.; MUSTAPHA A.:

The effect of scale on the structural behaviour of masonry under compression. Construction and Building Materials, Vol. 25, pp 303-307. 2011.

M.O.P.T.:

*Norma NBE FL-90. Muros resistentes de fábricas de ladrillo.*1991.

M.O.P.U.:

NTE-EFL-1997 Norma Tecnológica de la Edificación. Estructura de fábrica de ladrillo Publicaciones MOPU, Madrid 1977.

MORET, A.; AELENEI, L.:

Thermal performance of a naturally ventilated cavity wall. Interneteional Journal of Energy Research, Vol. 34, pp 357-372. 2009.

MORIANA, J.:

Patología en Edificación. El informe de conservación de edificios. Módulo 7 Patología de revestimientos, fachadas y muros. Curso CTAV. 2011.

MINISTERIO DE FOMENTO:

Código Técnico de la Edificación Ed. Dirección General de la Vivienda, la Arquitectura y el Urbanismo, Madrid, 2006.

NEILA, F.; BEDOYA, S.:

El comportamiento térmico y la inercia térmica de las fábricas con bloques de termoarcilla Revista NA, Vol. 5, pp. 63-76. 1997.

NGO. D., SCORDELIS. A. C.:

Finite element analysis of reinforced concrete beams. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 64, pp. 152-163. 1967.

ODEN, J.C.:

Some aspects of recent contributions to the mathematical theory of finite elements. *Advances in Computational Methods in Structural Mechanics and Design*, University of Alabama Press, Huntsville. 1972.

OLLER, S.; OLLVER, J.; LUBLINER. J.; OÑATE. E.:

Un modelo constitutivo de daño plástico para materiales friccionales. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 4. 397-431. 1988.

OLLER. S.:

Nuevos Materiales Estructurales Cerámicos en Ingeniería, Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona. 1989

OLLER. S.:

Modelización Numérica de Materiales Friccionales, Monografía No. 3, Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona. 1991

OLLER, S.; OÑATE, E.; MIQUEL, J.; BOTELLO, S.:

A Finite Element Model for Analysis of Multiphase Composite Materials, Computer Methods In Applied Mechanics and Engineering. 1993.

OLLER, S.; BOTELLO, S.; MIQUEL, J.; OÑATE, E.:

An isotropic elastoplastic model based on an isotropic formulation". *Engineering Computations*. Vol. 12, pp. 245-262. 1995.

OÑATE, E.; OLIER, S.; BOTELLO, S.; MIQUEL, J.:

Métodos Avanzados de Cálculo de Estructuras de Materiales Compuestos. Publicación CIMNE, Vol. 11, Barcelona. España. 1991.

OÑATE, E.:

Cálculo de Estructuras por el Método de los Elementos Finitos Análisis Estático Lineal. Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona. 1992.

ORTIZ, M.; POPOV, E. P.:

Plan Concrete as Composite Material, Mechanics of Materials. North Holland Publishing Company, Vol 1, pp. 139-150. 1982.

OTTOSEN, N. S.:

Thermodynamic consequences of strain softening in tensión. Journal of the Structural División, ASCE, Vol. 112, pp. 1152-1164. 1986.

ORTEGA ANDRADE, I.:

Humedades en la edificación Ed. Editan. 1993.

PAGE, A. W.:

Structural brickwork-A Literature review, Engineering Bulletin No.CE4. Department of Civil Engineering. Universidad de Newcastle, Australia. 1973.

PAGE, A. W.:

Finite element model for masonry. Journal of the Structural División, ASCE, Vol. 104, pp 1267-1285. 1978.

PAGE, A. W.:

The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry, ICE Proceedings, Vol. 71, pp. 893-906. 1981.

PAGE, A. W.:

An experimental investigation of the biaxial strength of masonry. Proceedings of the sixth international brick masonry conference. 1980.

PANDE, G. N.; LLANG, J. X.; MLDDLELON. J.:

Equivalent elastic modull for brick masonry. Computation and Geothecnic, Vol. 8, pp. 243-265. 1989.

PARICIO, I.:

La fachada de ladrillo Ed. Bisagra, Barcelona 2000.

PARICIO, I.:

La fachada ventilada de ladrillo caravista . NA, Vol. 2, pp. 37-70. Faenza Editrice Ibérica S.L., Hispalys. 1995

PASTOR MORENO, V.:

Cerramientos exteriores. Apuntes de la asignatura Construcción I de Arquitectura, E.T.S.A.V. U.P.V. Curso 91-92 .

PASTOR, V.; VALLEJO, A.; MÁS, A. :

Curso Estudio tipológico integral de fachadas. Patologías. Nuevas Tecnologías Ed. Editan, 1994.

PIETRUSZCAK, S.; MROZ, Z.:

Finite element análisis of deformation of strain softening material, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, pp. 327-334. 1981.

PIETRUSZCAK, S.; NIU. X.:

A mathematical description of macroscopic behaviour of brick masonry, Journal of Solids Structures. Vol. 29, pp. 531-546. 1992

PRZEMIENIECKI, J.S.:

Theory of Matrix Structural Analysis, Mc Graw-Hill, New York. 1968.

REYES, E.; CASATI, M.J.; GÁLVEZ, J.C.:

Estudio experimental de la fisuración de la fábrica de ladrillo bajo solicitaciones de tracción y cortante en modelos reducidos. Mater. Construcc., Vol. 58, pp. 69-83, 2008.

REYES, E.; CASATI, M.J.; GÁLVEZ, J.C.:

Cohesive crack model for mixed mode fracture of brick masonry. International Journal of Fracture, Vol. 151, pp. 29-55. 2008.

REYES, E.; CASATI, M.J.; GÁLVEZ, J.C.:

Study of the brickwork masonry cracking with a cohesive fracture model. Materiales de Construcción, Vol. 61, pp 431-449. 2011.

ROUSSEAU, M.Z.:

Facts and fictions of rain-screen walls. Construction Canada, Vol. 32, pp. 40-16. 1990.

SCHMIDT, R.J.; SIDEBOTTOM, O.M.:

Advanced Mechanics of Materials. John Wiley & Sons, Inc., 5ª Ed. 1993.

SHOCKEY D.A.; CURRAN D.R.; SEAMAN L.; ROSENBERG J.T.:

Fragmentation of rock under dynamic loads. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol. 11, pp. 303-317. 1974.

SOUZA, P.:

Tecnología de Argila Vol.1 Fundamentos, Ed. Edgard Blücher, 1975.

THAMBIRATION, D.:

Journal Of Structural Engineering, Vol. 24, pp.270-277. 1998.

TRUESDELL, C, TOURPLN. R.:

The Classical Field Theories. Flugge-Handbuch der Physics III/I, Springer Verlag. Berlín. 1960

TURNER, M.J.; CLOUGH, R.W. MARTIN, H.C.; TOPP, L.J.:

Stiffness and deflection analysis of complex structures. Journal of Aeronautical Sciences, 23, 805-824. 1956.

VEGA, S.; LEON, F.J.; CAMINO, S.; Y OTROS:

Patología de fachadas urbanas. Departamento ETSA Valladolid. Caja de ahorros y M.P. de Salamanca.1987.

VARIOS AUTORES:

Manual de aislamiento en los edificios Ed. Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España 2002.

VARIOS AUTORES:

La humedad como patología frecuente en la edificación. Ed. Colegio Oficial de Arquitectos Técnicos de Madrid, 1993.

VARIOS AUTORES:

Patología y técnicas de intervención. Fachadas y cubiertas Ed. Munille Lería Madrid, 1999.

VARIOS AUTORES:

Eurocode No 6. Common Unified Rules for Masonry Structures, Report EUR 9888 EN. 1992

VARIOS AUTORES:

FL-90 Muros Resistentes de Fábrica de Ladrillo, Norma básica de la edificación. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, España. 1990

VARIOS AUTORES:

Patología de fachadas urbanas Ed. Universidad de Valladolid. Valladolid, 1987.

YOKEL. F. Y.; FALLAL. S. G.:

Fallure hypothesis for masonry shear walls. Journal of the Structural División. ASCE. Vol. 102. No. ST3. Proc. Paper 11992, 515-532. 1796

WANG, M.; HAO, H.; DING, YA.; LI, Z:

Prediction of fragment size and ejection distance of masonry wall under blast load using homogenized masonry material properties International Journal of Impact Engineering, Vol. 36, pp 808–820. 2009.

ZIENKIEWICZ, O.C.; HOLISTER, G.:

Stress Analysis, John Wiley, London. 1966

ZIENKIEWICZ, O.C.; CHEUNG, Y.K.:

The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, Mc Graw-Hill, London. 1967

ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR, R.L.:

El método de los Elementos Finitos. Mc Graw-Hill. CIMNE. Barcelona .1994

ZHU,K.; ZHU, E; YANG, W:

Finite element Analysis of Reinforced Brick Wall with Opening Hole. Advanced Material Research 243-249, pp 5506-5511. 2011

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Transmisión de cargas en una fábrica de ladrillo.	23
Figura 1.2. Opus testaceum romano.	25
Figura 1.3. Sílice. Composición química. (Souza, 1975).....	29
Figura 1.4. Alúmina. Composición química. (Souza, 1975).....	29
Figura 1.5. Tensión límite de la arcilla en función del contenido de agua.....	30
Figura 1.6. Horno de vagonetas. La fuente de calor se encuentra fija y es el material quien se mueve.	33
Figura 1.7. Nomenclatura ladrillo.....	36
Figura 1.8. Modulación de un edificio. Hispalyt.	37
Figura 1.9. Ladrillos macizos.	38
Figura 1.10. Ladrillos perforados.	38
Figura 1.11. Ladrillo aligerado.....	39
Figura 1.12. Ladrillos huecos.	39
Figura 1.13. Tipología de juntas respecto al agua.	44
Figura 1.14. Sistema portante, materiales.	47
Figura 1.15. Huecos en muros de carga.	48
Figura 1.16. Sistema portante y materiales.	50
Figura 1.17. Muro de carga.	53
Figura 1.18. Axonometría <i>cavity wall</i>	54
Figura 1.19. Axonometría tabique pluvial.	55
Figura 1.20. Axonometría cerramiento inserto en la estructura.	56
Figura 1.21. Fachada forrando la estructura porticada.	60
Figura 1.22. Posición de la hoja exterior respecto de la estructura.	64
Figura 1.23. Ejecución de la hoja exterior encastrada en los pilares y forjados.	65
Figura 1.24. Cerramiento con hoja exterior interrumpida en la estructura.	66
Figura 1.25. Apoyo horizontal mínimo de la hoja exterior para condiciones usuales.	67
Figura 1.26. Aumento del apoyo mediante angular metálico.	68
Figura 1.27. Apoyo en pilar sin puente térmico.	72
Figura 1.28. Soluciones al puente térmico del forjado.....	73
Figura 1.29. Puente térmico en dintel y solución.	73
Figura 1.30. Puente térmico en alfeizar y solución.	74
Figura 1.31. Puente térmico jamba.....	74
Figura 1.32. Acción de la lluvia sobre el cerramiento.....	75
Figura 1.33. Lámina impermeable en la interrupción de la cámara de aire.	76
Figura 1.34. Posición de la hoja exterior respecto de la estructura.	78
Figura 1.35. Llaves entre estructura y la hoja exterior.	79
Figura 1.36. Preparación de la estructura.	80
Figura 1.37. Construcción de la hoja exterior. No se ha dibujado el aislante ni las llaves entre hojas.	81
Figura 1.38. Material poroso para permitir la evacuación de la cámara de aire.	82
Figura 1.39. Utilización de tabla para evitar puentes de mortero.	83
Figura 1.40. Cargas que recibe el paño del cerramiento.	84
Figura 1.41. El aislante térmico recubre impide los puentes térmicos en frentes de forjados y contorno de huecos.	86
Figura 1.42. Perfil metálico interrumpiendo la cámara de aire.	87
Figura 1.43. Cámara de aire ventilada.	88
Figura 2.1. Mapa zonas eólicas. CTE-HS.	97
Figura 2.2. Zonas pluviométricas según CTE. CTE-HS.	98
Figura 2.3. Condiciones de los sin revestimiento exterior según grado de impermeabilidad.	104
Figura 2.4. Altura de los antepechos.....	105
Figura 2.5. Distancia entre ventanas de dos sectores. CTE-SI.	106
Figura 2.6. Distancia vertical entre huecos. CTE-SI.....	107
Figura 2.7. Tamaño de huecos para la accesibilidad de los bomberos. CTE-SI.	107
Figura 2.8. Zonas eólicas. CTE-SE-AE.	113
Figura 2.9. Flexión paralela a los tendeles (A) y flexión perpendicular a los tendeles (B)	117
Figura 2.10. Comportamiento del arco estribado. CTE-SE-F.	124

Figura 2.11. Sellado de la junta de dilatación.....	127
Figura 2.12. Sellado con fondo de junta.....	127
Figura 2.13. Junta de dilatación en fachada caravista.....	128
Figura 2.14. Junta de dilatación en fachada con revestimiento continuo.....	128
Figura 2.15. Junta metálica.....	129
Figura 2.16. Junta de dilatación para cerramientos con hoja exterior continua. (Mas, 2005).....	130
Figura 2.17. Junta de dilatación. Cerramiento inserto en la estructura. (Mas, 2005).....	131
Figura 2.18. Junta de dilatación. (Mas, 2005).....	131
Figura 2.19. Juntas de movimiento horizontales.....	132
Figura 2.20. Antepecho anclado a la estructura.....	134
Figura 2.21. Coeficiente de flexión α BS-5628.....	135
Figura 2.22. Coeficiente de flexión en Eurocódigo 6.....	136
Figura 3.1. Acciones y reacciones en los cerramientos.....	138
Figura 3.2. Pared de ladrillo libre en cabeza.....	140
Figura 3.3. Pared de ladrillo libre sometida a peso propio y carga horizontal.....	141
Figura 3.4. Pared de ladrillo anclada en cabeza mediante llave metálica.....	143
Figura 3.5. Pared de ladrillo anclada en su perímetro.....	145
Figura 3.6. Aumento de carga vertical y comprobación de tensiones.....	147
Figura 3.7. Pared de ladrillo entre forjados.....	149
Figura 3.8. Efecto arco.....	151
Figura 3.9. Modelo de comportamiento en placa.....	153
Figura 3.10. Efecto placa - efecto viga.....	154
Figura 3.11. Flexión de la placa.....	155
Figura 3.12. Viga-viga comprimida.....	156
Figura 3.13. Dominios de comportamiento (Sastre, 2006).....	157
Figura 3.14. Gráfica tensiones en los dominios de comportamiento.....	166
Figura 3.15. Pared de ladrillo esbelta.....	167
Figura 3.16. Fachada totalmente apoyada en los forjados.....	170
Figura 3.17. Fachada parcialmente apoyada en los forjados.....	172
Figura 3.18. Diseño teórico del encuentro del forjado y situación real en obra. (Puertas, 2003).....	175
Figura 3.19. Caso límite de desvío de forjado. (Puertas, 2003).....	176
Figura 3.20. Esquema resistente en segundo orden. (Del Río, 2004).....	177
Figura 3.21. Anclaje para mejorar las condiciones de entrega.....	180
Figura 3.22. Cerramiento con junta de movimiento horizontal en cabeza.....	183
Figura 3.23. Junta horizontal en cabeza.....	186
Figura 3.24. Anclajes para junta horizontal.....	187
Figura 3.25. Axonometría junta horizontal.....	187
Figura 3.26. Arranque del cerramiento con lámina impermeable.....	188
Figura 3.27. Comportamiento en viga biapoyada y viga continua horizontal.....	189
Figura 3.28. Fachada continua por delante de la estructura.....	191
Figura 3.29. Geometría del paño y disposición de los anclajes.....	192
Figura 3.30. Paño de cerramiento con armadura en los tendeles.....	197
Figura 3.31. Huecos rectangular vertical. (DAV, 2007).....	204
Figura 3.32. Huecos rasgados en vertical. (DAV, 2007).....	205
Figura 3.33. Huecos rasgados en horizontal. (DAV, 2007).....	205
Figura 3.34. Soluciones para aumentar el peso del paño de última planta. (De Miguel, 2009).....	209
Figura 4.1. Modelo fisura cohesiva. (Reyes, 2011).....	213
Figura 4.2. Geometría del modelo (Fathy, 2009).....	214
Figura 4.3. Fisuración debida a la flecha excesiva de una viga. (Fathy, 2009).....	215
Figura 4.4. Fisuración debida al descenso de un pilar. (Fathy, 2009).....	215
Figura 4.5. Proceso de ejecución. (Fathy, 2009).....	216
Figura 4.6. Desplazamiento total en los forjados (Fathy 2009).....	217
Figura 4.7. Patrón de fisuración en el edificio actuando las cargas en servicio. (Fathy, 2009).....	218
Figura 4.8. Evolución de la fisuración del paño de primera planta (Fathy, 2009).....	219
Figura 4.9. Distintas fisuraciones inducidas por movimientos estructurales.....	220
Figura 4.10. Geometría ensayo (Reyes, 2008).....	222

Figura 4.11. Movimientos térmicos en un panel ciego (Dilrukshi, 2010)	226
Figura 4.12. Movimientos térmicos en un panel con huecos (Dilrukshi, 2010)	226
Figura 4.13. Juntas de movimiento para evitar fisuración debida a movimientos térmicos.	227
Figura 4.14. Tipos de curvas expansión/tiempo encontradas.	231
Figura 4.15. Curvas medias expansión/tiempo y velocidad/tiempo en condiciones de intemperie.	232
Figura 4.16. Comparativa resultado ensayos expansión por humedad del ladrillo y del murete ensayado.	234
Figura 4.17. Distribución de velocidades y tamaño de fragmentos. (Ming Wang, 2008).	236
Figura 4.18. Evolución del patrón de daño. (Ming Wang, 2008)	237
Figura 5.1. Modelización muro ciego.	239
Figura 5.2. Estructura discreta / estructura continua.....	242
Figura 5.3. Tipos de modelización. Fábrica real, micromodelización y macromodelización.	245
Figura 5.4. Mecanismo de fallo de la mampostería: (a) Fisuración por tracción, (b) Deslizamiento por junta;(c) Fisuración del ladrillo por tracción directa; (d) Fisuración diagonal del ladrillo por tracción; (e) Fisuración por masonry crushing.....	246
Figura 5.5. Modelo adoptado por Lourenço	247
Figura 5.6. Discretización de la mampostería. (Page, 1978).....	248
Figura 5.7. Geometría del panel ensayado.....	249
Figura 5.8. Resultados modelo Page. (Page, 1978).	250
Figura 5.9. Modelo de Pietuszcak. (Pietuszcak, 1992).....	251
Figura 5.10. Modelo de Anthoine. (Anthoine, 1995).....	253
Figura 5.11. Elemento base modelo de Anthoine. (Anthoine, 1995)	254
Figura 5.12. Modelo de Lourenço. (Lourenço, 1996).	255
Figura 5.13. Celda básica del modelo de López, Oller y Oñate. (López y otros, 1998)	256
Figura 5.14. Compresión biaxial. (López y otros, 1998).....	257
Figura 5.15. Esquema geométrico del ensayo de Page.	258
Figura 5.16. Tensiones Y en el panel. Resultados López, Oller y Oñate. (López y otros, 1998)	259
Figura 6.1. Acciones sobre la hoja exterior.	261
Figura 6.2. Composición del cerramiento	262
Figura 6.3. Geometría.	263
Figura 6.4. Estados de carga subestados y Time. (López J., 2003).....	266
Figura 6.5. Criterio de convergencia. (López J., 2003).....	267
Figura 6.6. Diagramas tensión deformación. CTE.....	269
Figura 6.7. Diagrama tensión deformación utilizado.	269
Figura 6.8. Velocidad del viento en Valencia 2010-2011.	270
Figura 6.9. Modelización de la geometría del ensayo de Page.....	271
Figura 6.10. Estado tensional eje Y y fisuración para 20 kN.	272
Figura 6.11. Comparativa tensión para carga de 20kN.	272
Figura 6.12. Comparativa tensión para carga de 40kN.	273
Figura 6.13. Comparativa tensión para carga de 40kN.	273
Figura 6.14. Comparativa tensión para carga de 60kN.	274
Figura 6.15. Comparativa tensión para carga de 60kN.	274
Figura 6.16. Resultado de la modelización y puesta en carga del paño.	276
Figura 6.17. Geometría a modelizar.....	277
Figura 6.18. Tensiones en X y en Z en cerramiento con hoja exterior inserta en la estructura.	279
Figura 6.19. Desplazamiento perpendicular al plano de fachada.....	280
Figura 6.20. Grafica carga de viento desplazamiento. Fachada convencional.	281
Figura 6.21. Desplazamiento en el eje Z (altura).....	282
Figura 6.22 Evolución de la fisuración.....	283
Figura 6.23. Efecto del peso propio.	284
Figura 6.24. Modelización y tamaño elemento.....	285
Figura 6.25. Geometría.	286
Figura 6.26. Tensiones en X y en Z en cerramiento con hoja exterior continua por delante de la estructura.....	288
Figura 6.27. Desplazamientos de la hoja exterior.	289
Figura 6.28. Curvas viento / desplazamiento	290
Figura 6.29. Evolución de la fisuración en función de la carga de viento.	291
Figura 6.30. Tipologías de cerramiento.....	292

Figura 6.31. Tensiones en flexión perpendicular a tendeles con una presión de viento de 800 N/m ²	294
Figura 6.32. Tensiones en flexión paralela a tendeles con una presión de viento de 800 N/m ²	295
Figura 6.33. Desplazamiento perpendicular a fachada a la presión de viento de cálculo. Comparativa cerramiento con H.E. inserta en la estructura y H.E. continua por delante de la estructura.	296
Figura 6.34. Comparativa desplazamientos punto A.....	297
Figura 6.35. Comparativa desplazamientos punto A.....	297
Figura 6.36. Fisuras con una carga de viento de 1000 N/m ²	298
Figura 6.37. Fisuras con una carga de viento de 2000 N/m ²	299
Figura 6.38. Fisuras con una carga de viento de 3000 N/m ²	299
Figura 6.39. Propuesta de armado para mejorar el comportamiento.	300
Figura 6.40. Desplazamientos del punto en A en el cerramiento sin mejoras y con mejoras.	301
Figura 6.41. Comparación de la fisuración entre el cerramiento con mejoras y sin mejoras.	302
Figura 6.42. Tipos de anclajes.	303
Figura 6.43. Anclajes en zig-zag.	304
Figura 6.44. Geometría y variación de los anclajes.	305
Figura 6.45. Anclajes en el perímetro de los huecos. (Mas, 2007)	306
Figura 6.46. Desplazamientos en dirección perpendicular al cerramiento cargado con una carga de viento de 800 N/mm ²	307
Figura 6.47. Comparativa de los desplazamientos del punto A en las cuatro solución de anclajes.	308
Figura 6.48. Fisuración actuando la carga en servicio.	310
Figura 6.49. Fisuración en rotura.	311
Figura 6.50. Influencia de un hueco en el paño respecto a cargas horizontales	312
Figura 6.51. Cuatro modelos con distinta distribución de huecos.	314
Figura 6.52. Tensiones en X y Z el modelo sin huecos.....	317
Figura 6.53. Tensiones en X y Z el modelo con huecos rectangulares.....	318
Figura 6.54. Tensiones en X y Z el modelo con huecos horizontales.....	319
Figura 6.55. Tensiones en X y Z el modelo con huecos verticales.	320
Figura 6.56. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm ² . Modelo 1, sin huecos.	322
Figura 6.57. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm ² . Modelo 2, huecos rectangulares.....	322
Figura 6.58. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm ² . Modelo 3, huecos horizontales.	323
Figura 6.59. Desplazamiento perpendicular a fachada bajo una carga de 4000 n/mm ² . Modelo 3, huecos verticales	323
Figura 6.60. Axonometría de la deformada de los cuatro modelos con huecos.	324
Figura 6.61. Gráfica desplazamientos en función de la carga de viento. Comparativa entre cuatro modelos con huecos.....	325
Figura 6.62. Fisuración del modelo sin huecos.	327
Figura 6.63. Fisuración del modelo con huecos rectangulares.....	328
Figura 6.64. Fisuración del modelo con huecos horizontales.....	329
Figura 6.65. Fisuración del modelo con huecos verticales.	330
Figura 6.66. Modelo con dos huecos en cada paño.	332
Figura 6.67. Desplazamientos modelo dos huecos.	332
Figura 6.68. Tensiones en X y Z el modelo con dos huecos.....	333
Figura 6.69. Fisuración en el modelo con dos huecos.	334
Figura 6.70. Carga/desplazamiento. Efecto de la carga vertical.....	336
Figura 6.71. Llaves entre las hojas.	337
Figura 6.72. Llaves de unión entre hojas (Mas, A. 2005).....	338
Figura 6.73. Sujeción del aislante mediante llave entre hojas. (Mas, A. 2005).....	339
Figura 6.74. Llaves entre hojas. Modelos estudiados.....	340
Figura 6.75. Comparativa desplazamientos en función de la carga horizontal.	341
Figura 6.76. Tensiones en eje X. Modelos con llaves entre hojas.	342
Figura 6.77. Tensiones en eje Z. Modelos con llaves entre hojas.....	343
Figura 6.78. Modelos con llaves entre hojas. Desplazamientos.....	344
Figura 6.79. Fisuración modelos con llaves entre hojas.Figura 6.79	345

Figura 7.1. Refuerzo del cerramiento.....	347
Figura 7.2. Arranque de la fachada. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) panel hidrófugo, (4) aislamiento térmico, (5) yeso laminado, (6) lámina impermeable, (7) junta sin mortero.....	348
Figura 7.3. Arranque de la fachada. Lámina impermeable a 30 cm del suelo. (1) armaduras de refuerzo, (2) llave metálica, (3) lámina impermeable, (4) junta sin mortero.....	349
Figura 7.4. Arranque con ménsula.....	350
Figura 7.5. Hueco en fachada. (1) armaduras de refuerzo, (2) llave de unión a estructura, (3) aislamiento térmico, (4) forjado, (5) dintel, (6) carpintería con rotura de puente térmico, (7) vierteaguas metálico.....	351
Figura 7.6. Antepecho en último paño.....	352
Figura 7.7. Antepecho cubierta y coronación del cerramiento. (1) Lámina impermeable, (2) vierteaguas metálico, (3) llave, (4) armadura de refuerzo.....	353
Figura 7.8. Arranque de cimentación. Caso 1. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) aislamiento térmico, (4) llave entre hojas, (5) hoja interior ladrillo hueco a sogas, (6) yeso, (7) lámina impermeable, (8) junta sin mortero.....	354
Figura 7.9. Arranque de cimentación. Caso 2. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) aislamiento térmico, (4) llave entre hojas, (5) hoja interior ladrillo hueco a sogas, (6) yeso, (7) lámina impermeable, (8) junta sin mortero.....	355
Figura 7.10. Hueco en el paño. (1) Armaduras de refuerzo, (2) llave a estructura, (3) aislamiento térmico, (4) forjado, (5) llave entre hojas, (6) dintel, (7) carpintería con rotura de puente térmico, (8) vierteaguas.....	356
Figura 7.11. Último paño y antepecho. Antepecho. (1) Lámina impermeable, (2) vierteaguas metálico, (3) llave, (4) armadura de refuerzo.....	357
Figura 7.12. Arranque cimentación cerramiento inserto en la estructura. (1) Ladrillo caravista, (2) cámara de aire, (3) aislamiento térmico, (4) ladrillo doble hueco, (5).....	359
Figura 7.13. Contorno de huecos. Cerramiento inserto en la estructura. (1) Ladrillo caravista, (2) lámina impermeable, (3) junta sin mortero, (4) perfil metálico, (5) forjado, (6) llave entre hojas regulable, (7) dintel, (8) carpintería con rotura de puente térmico, (9) vierteaguas metálico.....	361
Figura 7.14. Último paño y cubierta. Cerramiento inserto en estructura. (1) Lámina impermeable, (2) vierteaguas metálico, (3) llave, (4) armadura de refuerzo.....	362
Figura 7.15. Cerramiento inserto en estructura con junta horizontal en cabeza. (1) Lámina impermeable, (2) vierteaguas metálico, (3) llave, (4) armadura de refuerzo, (5) llave de conexión.....	363
Figura A.1. Deformación del ladrillo cerámico.....	375
Figura A.2. Deformación de forjados de igual rigidez.....	380
Figura A.3. Deformación de forjados de igual rigidez.....	381
Figura A.4. Deformación de forjados de igual rigidez.....	381
Figura A.5. Deformación de forjados siendo el inferior de menor rigidez.....	383
Figura A.6. Deformación de forjados siendo el inferior de menor rigidez.....	384
Figura A.7. Deformación de la estructura de apoyo.....	386
Figura A.0.8. Fisura provocada por el descenso del apoyo del cerramiento.....	387
Figura A.9. Alargamiento del paño.....	388
Figura A.10. Perspectiva deformación del voladizo.....	389
Figura A.11. Deformación del voladizo.....	390
Figura A.12. Abombamiento cerramiento sobre elemento rígido.....	392
Figura A.13. Deformación del forjado con desprendimiento de plaquetas.....	395
Figura A.14. Detalle refuerzo con barra de acero.....	397
Figura A.15. Deformación del primer forjado.....	399
Figura A.16. Esquina de la estructura, pilar enrasado o retranqueado respecto al forjado.....	400
Figura A.17. Grietas por retracción hidráulica.....	402
Figura A.18. Fisuración siguiendo los tendeles.....	404
Figura A.19. Fisuración afectando a las piezas.....	405
Figura A.20. Rotura del cerramiento por cortante.....	405
Figura A.21. Fisuración por acción del viento.....	406
Figura A.22. Rotura de las juntas.....	407
Figura A.23. Anclajes.....	410
Figura A.24. Refuerzo del revestimiento continuo con armaduras.....	410
Figura A.25. Distribución del bulbo de tensiones en los machones de fábrica.....	414
Figura A.26. Fisuras en apoyos.....	415

Figura A.27. Fisuras en apoyos.....	416
Figura A.28. Fisuras en antepecho.	417
Figura A.29. Fisuras provocadas por la deformación del forjado inferior.	418
Figura A.30. Condiciones cargaderos colgados del forjado.....	419
Figura A.31. Huecos con luces menores de 2 metros.....	420
Figura A.32. Huecos con luces mayores de 2 metros.	420
Figura A.33. Armaduras de refuerzo.	422
Figura A.34. Juntas de deformaciones.	423
Figura A.35. Junta dentada en fábrica de bloque 40 x 20.	425
Figura A.36. Juntas de deformaciones rectas.....	426
Figura A.37. Localización de las fisuras.	429
Figura A.38. Rotura a tracción de la fábrica.	430
Figura A.39. Rotura a tracción de la fábrica.	431
Figura A.40. Expansión por humedad de la cerámica y retracción del hormigón.	433
Figura A.41. Agrietamiento vertical en machones continuos.....	435
Figura A.42. Agrietamiento debido al mayor desplazamiento en el paño más largo.	436
Figura A.43. Fisura en petos de cubierta.....	437
Figura A.44. Perfiles metálicos para mejorar la estabilidad.....	445

INDICE DE FOTOGRAFÍAS

Foto 1.1. Muro de tapial.....	27
Foto 1.2. Puesta en obra del ladrillo en una fachada cara vista.....	35
Foto 1.3. Concordancia dimensional entre la soga y el grueso.	36
Foto 1.4. Ampliación del Museo del Prado. Moneo utiliza el material y el aparejo a tizones típico de los edificios de viviendas de su entorno del S. XIX.	43
Foto 1.5. Rejuntado de las piezas utilizando un llaguero. (Mas, 2005).....	45
Foto 1.6. Muro de carga de tapial (Maldonado, 1997).....	46
Foto 1.7. Promoción de viviendas adosadas con muro de bloque de hormigón terminadas en 2.009.	49
Foto 1.8. Ejecución de cerramiento no portante en vivienda unifamiliar aislada.	51
Foto 1.9. Edificio con fachada inserta en estructura porticada metálica.	57
Foto 1.10. Edificio de viviendas con cerramiento no portante de un pie de espesor, con aparejo flamenco. .59	
Foto 1.11. Edificio de viviendas de los años 80 con hoja exterior a sardinel.	61
Foto 1.12. Cerramiento caravista en edificio de viviendas. Año 2004.....	62
Foto 1.13. Edificio de vivienda con desprendimientos en los frentes de forjado. Ha quedado vista la barra de acero utilizada como anclaje de estas piezas.	63
Foto 1.14. Humedades por falta de aislamiento térmico en un edificio de viviendas en Sagunto, Valencia....	71
Foto 1.15. Los pilares y forjados son visibles al tener más humedad que el resto de los paños.	77
Foto 1.16. Anclaje hoja exterior a estructura. Catálogo Hispalyt.	79
Foto 2.1. Junta sin sellado. (Mas, 2005).....	126
Foto 2.2. Tapajuntas metálico en junta de dilatación estructural.....	129
Foto 4.1. Fisuración en frente de forjado.....	211
Foto 4.2. Prensa hidráulica con probeta de fábrica de ladrillo. (Reyes, 2008).	221
Foto 4.3. Fisuras en las cuatro probetas. (Reyes, 2008).....	223
Foto 4.4. Fisuras en cerramiento de ladrillo con huecos.....	224
Foto 4.5. Fisura debida a movimientos térmicos (Dilrukshi, 2010).	225
Foto 4.6. Ensayos realizados por Gordejuela.	233
Foto 6.1. Edificio en con fisuras en su fachada.	275
Foto 6.2. Llave de unión formada por armadura en celosía. (Mas, A. 2005).....	339
Foto A.1. Fisuras en cerramiento por incompatibilidad de deformaciones.	374
Foto A.2. Desprendimientos en muro de ladrillo.	377
Foto A.3. Desprendimiento en lajas del ladrillo cerámico.....	378
Foto A.4. Erosión del paramento.	379
Foto A.5 Fisura provocada por el descenso de la cimentación.	382
Foto A.6 Fisura provocada por el descenso de la cimentación. Detalle.	382

Foto A.7. Fisura debida a voladizo en cerramiento con revestimiento continuo.....	391
Foto A.8. Fisura debida a voladizo en cerramiento caravista.....	391
Foto A.9. Plaquetas desprendidas de los frentes de forjados. (ITE Asturias, 2012).....	395
Foto A.10. Edificio con las plaquetas del frente de forjado desprendidas	396
Foto A.11. Ladrillos desprendidos.....	397
Foto A.12. Abombamiento en frente de forjado.....	398
Foto A.13. Pilar retranqueado respecto del forjado para el apoyo del cerramiento.....	401
Foto A.14. Fisuras en el entorno del pilar de esquina	403
Foto A.15. Fisuras en el entorno del pilar central	403
Foto A.16. Estado de cerramiento de ladrillo tras el terremoto de Lorca de 2011 (Lerma, C.)	408
Foto A.17. Estado de cerramiento de ladrillo tras el terremoto de Lorca de 2011 (Lerma, C.)	408
Foto A.18. Cerramiento de dos hojas.....	409
Foto A.19. Cerramiento con piezas de menor espesor forrando el pilar. Se dispone una armadura que garantice la estabilidad de estas piezas.....	411
Foto A.20. Grieta aparecida en esquina.....	412
Foto A.21. Desprendimiento de las piezas por falta de cargadero.....	413
Foto A.22. Fisuras en apoyos.....	415
Foto A.23. Fisuras sobre dintel.....	416
Foto A.24. Fisuras en antepecho.....	417
Foto A.25. Fisuras en huecos.....	418
Foto A.26. Plaqueta desprendida del cargadero.....	421
Foto A.27. Desprendimientos en dintel colgado.....	421
Foto A.28. Junta coincidiendo con hueco. (Más.....	424
Foto A.29. Junta en hueco. Junta coincidiendo con hueco.....	424
Foto A.30. Junta dentada.....	425
Foto A.31. Junta de deformaciones en la parte superior del hueco.....	426
Foto A.32. Junta de deformaciones en la parte inferior del hueco.....	427
Foto A.33. Junta de dilatación.....	428
Foto A.34. Fisura en esquina.....	429
Foto A.35. Rotura de las piezas en esquina.....	430
Foto A.36. Fallo en la trabazón, los ladrillos no llegan a fisurarse.....	431
Foto A.37. Expulsión de la fachada. (Morian, 2011).....	433
Foto A.38. Junta quebrada en fábrica de ladrillo	438
Foto A.39. Intervención en junta quebrada	438
Foto A.40. Ausencia de junta en hueco de gran tamaño.....	439
Foto A.41. Junta de dilatación en zona de cambio de alturas.....	439
Foto A.42. Fisura en antepecho.....	440
Foto A.43. Fisura en antepecho ático.....	440
Foto A.44. Universidad de Valencia	441
Foto A.45. Desplazamientos en la hoja exterior.....	442
Foto A.46. Perfil para mejorar el apoyo de la hoja exterior.....	442
Foto A.47. Edificio CSIC en la UPV.....	443
Foto A.48. Detalle de la reparación.....	443
Foto A.49. Lesión en frente de forjado (ITE Asturias, 2012).....	444
Foto A.50. Eliminación de plaquetas, colocación perfil discontinuo y forrado con paneles (ITE Asturias, 2012).....	444
Foto A.51. Centro de Salud en Valencia	446
Foto A.52. Desplazamiento de la hoja exterior	447
Foto A.53. Imagen del edificio reparado	447
Foto A.54. Detalle del anclaje a la estructura portante.....	448
Foto A.55. Detalle de la esquina.....	448
Foto A.56. Grupo de viviendas en Elda.....	449
Foto A.57. Grupo de viviendas en Elda.....	449
Foto A.58. Edificio sin hoja exterior.....	450
Foto A.59. Detalle del edificio sin hoja exterior.....	451
Foto A.60. Reposición de la hoja exterior.....	451

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Clasificación de las arcillas en función de la plasticidad.	31
Tabla 1.2. Moldeo de los materiales cerámicos.	32
Tabla 1.3. Comportamiento de la arcilla frente a la temperatura.	34
Tabla 1.4. Tipos de ladrillo según CTE.	39
Tabla 1.5. Tipos de morteros usuales.	42
Tabla 2.1. Tipos de mortero.	93
Tabla 2.2. Tipos de terreno según CTE.	96
Tabla 2.3. Clase de exposición al viento. CTE-HS.	97
Tabla 2.4. Grado de impermeabilidad del cerramiento.	98
Tabla 2.5. Condiciones de las soluciones de fachada. CTE-HS.	99
Tabla 2.6. Fuerza horizontal aplicada en los antepechos.	105
Tabla 2.7. Niveles máximos permitidos. CTE-HR.	108
Tabla 2.8. $R_{a, tr}$ de los componentes del cerramiento. CTE-HR.	109
Tabla 2.9. Valores del coeficiente de exposición c_e . CTE-SE-AE.	111
Tabla 2.10. Presión dinámica del viento. CTE-SE-AE.	112
Tabla 2.11. Categorías de ejecución.	114
Tabla 2.12. Coeficientes parciales de seguridad γ_m . CTE-SE-F.	115
Tabla 2.13. Valor del coeficiente k . CTE-SE-F.	116
Tabla 2.14. Resistencia característica a compresión de fábricas usuales (N/mm^2). CTE-SE-F.	116
Tabla 2.15. Resistencia a flexión de la fábrica (N/mm^2). CTE-SE-F.	117
Tabla 2.16. Capacidad portante a compresión.	118
Tabla 2.17. Valores de hd/h para paños arriostrados en al menos los dos bordes horizontales. CTE-SE-F.	119
Tabla 2.18. Momentos sollicitación.	120
Tabla 2.19. Coeficiente de flexión α . CTE-SE-F.	121
Tabla 2.20. Coeficiente de flexión α . CTE-SE-F.	122
Tabla 2.21. Momento resistente.	123
Tabla 2.22. Distancia entre juntas de movimiento (versión antigua).	125
Tabla 2.23. Distancia entre juntas de movimiento. CTE-SE-F.	125
Tabla 2.24. Subdivisión de paños.	133
Tabla 3.1. Pared cargada. Ejemplos.	146
Tabla 3.2. Dominios de comportamiento (Sastre, 2006).	165
Tabla 3.3. Dominio de comportamiento. Ejemplo.	165
Tabla 3.4. Comprobación de un cerramiento totalmente apoyado en el forjado.	171
Tabla 3.5. Comprobación de un cerramiento parcialmente apoyado en el forjado.	173
Tabla 3.6. Desviaciones verticales admisibles.	174
Tabla 3.7. Tolerancias para elementos de fábrica.	174
Tabla 3.8. Análisis de segundo orden cerramiento con 8 cm de entrega.	178
Tabla 3.9. Análisis de segundo orden cerramiento con 6 cm de entrega.	179
Tabla 3.10. Separación entre anclajes.	181
Tabla 3.11. Comprobación paño con junta horizontal de movimiento.	184
Tabla 3.12. Comprobación paño con junta horizontal de movimiento ($L=2,50m$).	185
Tabla 3.13. Comprobación paño con junta horizontal de movimiento y lámina impermeable en base.	190
Tabla 3.14. Comprobación paño última planta cerramiento hoja exterior continua.	193
Tabla 3.15. Comprobación paño PB cerramiento hoja exterior continua.	194
Tabla 3.16. Comprobación paño planta baja, como viga.	194
Tabla 3.17. Incorporación de pilastras.	195
Tabla 3.18. Dimensionado de pilastras.	196
Tabla 3.19. Influencia de la armadura en la flexión horizontal.	196
Tabla 3.20. Reparto de carga en los bordes de la placa.	198

Tabla 3.21. Cargas en los anclajes	198
Tabla 3.22. Comprobación a pandeo de cerramiento autoportante.....	200
Tabla 3.23. Condiciones de sustentación en paños de cerramiento. (DAV, 2007)	203
Tabla 3.24. Influencia de los huecos en la resistencia a flexión de un paño de cerramiento apoyado en la estructura.	206
Tabla 3.25. Antepecho cerramiento apoyado en la estructura.....	208
Tabla 4.1. Clasificación por expansividad.....	229
Tabla 4.2. Clasificación por expansividad y condiciones ambientales.	230
Tabla 4.3. Relación expansión por humedad en muretes / ladrillo	235
Tabla 6.1. Características de la fábrica de ladrillo.	268

Las figuras, fotografías y tablas incluidas son obra del autor. Salvo en los casos donde se indica el original en el que están basadas o procedencia.

