



GRAU EN EDIFICACIÓ

**APUNTALAMIENTOS Y APEOS
PROVISIONALES EN EDIFICIOS EXISTENTES**

(MEMORIA)

GREGORIO LÓPEZ VILLALBA

Tutor :Juan Antonio Laín García

Escola Politècnica Superior
Universitat de les Illes Balears

Barcelona , 1 de septiembre de 2016

Índice.....	i
Índice de figuras.....	iii
Índice de tablas.....	vii
Acrónimos.....	ix
Resumen.....	xi
1 Introducción.....	1
2 Conceptos básicos.....	3
2.1 La diferencia entre apeo y apuntalamiento.....	3
2.2 La decisión de apuntalar.....	4
2.3 El concepto de seguridad en los edificios. La asignación de valor de gravedad a los daños.....	4
2.4 Diferentes posiciones desde las que afrontar un apeo desde el punto de vista del ámbito profesional del técnico.....	7
2.4.1 Técnico contratado por la propiedad.....	7
2.4.2 Técnico Municipal o del Cuerpo de Bomberos.....	7
2.4.3 Fuerzas de Intervención Rápida (U.M.E, etc.).....	8
2.5 Apuntalamiento de urgencia.....	10
2.5.1 Apuntalamiento de urgencia frente a apuntalamiento programado.....	10
2.5.2 La gestión de un apuntalamiento urgente en un edificio.....	11
2.6 Como afrontar un apeo.....	14
2.7 La transmisión de las cargas.....	18
2.7.1 Transmisión de cargas en el apeo de un pilar.....	18
2.7.2 Transmisión de cargas en el apeo de un forjado.....	19
2.7.3 Algunas consideraciones sobre apeo de forjados.....	20
2.7.4 Apuntalado de forjados deformables.....	21
2.8 Partes de un apeo. Nomenclatura.....	23
2.9 Normativa sobre apeos.....	24
3 Apeos con madera.....	28
3.1 Propiedades generales de la madera.....	29
3.2 Características de la madera empleada en apeos.....	30
3.3 Resistencia de cálculo de la madera.....	32
3.4 Uniones de la madera mediante elementos metálicos.....	35
3.4.1 Bridas.....	35
3.4.2 Clavos.....	38
3.4.3 Pernos.....	39

3.5	Configuración de elementos simples de apeo con madera	40
3.5.1	Pie derecho.	41
3.5.2	Durmiente.	44
3.5.3	Sopanda.	47
3.5.4	Tornapunta.	50
3.5.5	Codal.	60
3.5.6	Jabalcón	61
3.5.7	Ejión.....	62
3.5.8	Riostra	64
3.5.9	Tirante.	66
3.5.10	Vela.....	68
3.5.11	Cuñas	68
3.6	Configuración de elementos compuestos de apeos con madera.	69
3.6.1	Recercados de huecos en muros.....	70
3.6.2	Puentes de apeo.	71
3.6.3	Apeo de asnillas.	73
4	Apeos con elementos metálicos.	75
4.1	Puntales telescópicos de acero.....	75
4.2	Puntales telescópicos de aluminio.	86
4.3	Puntales industrializados para grandes cargas.	88
4.4	Sistemas de tubos embreados.	94
4.5	Perfiles de acero laminado.....	96
4.6	Torres de carga.	97
4.7	Andamios estructurales.....	99
4.7.1	EL SISTEMA PERI UP ROSSET:.....	101
4.7.2	SISTEMA ALLROUND de LAYHER:.....	103
5	Apuntalamientos especiales usados por el Cuerpo de Bomberos y UME.	105
5.1	Puntales a base de cilindros extensibles industrializados.	105
5.2	Zampeado de madera o apuntalamiento vertical entarimado.....	108
6	Conclusiones	111
A	Anexo.....	113
A.1	Actuaciones urgentes tras los sismos de Lorca en 2011.....	113
A.1.1	Introducción.	113
A.1.2	Los sismos de Lorca y sus consecuencias.	113
A.1.3	La tipología de los daños estructurales sufridos en los edificios.	115
A.1.4	Cumplimiento de la normativa en Lorca.....	115
A.1.5	La actuación de emergencia post-sismo.....	116
A.1.6	Análisis crítico de la actuación de emergencia post-sismo realizada.	121
A.1.7	Mejoras introducidas en el Plan de Emergencia tras los sismos.	123
A.1.8	Los apuntalamientos de urgencia tras los sismos de Lorca.	123
	Bibliografía	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Proceso para afrontar un apeo.	14
Figura 2.2. Criterios para reconocimiento detallado edificio.	15
Figura 2.3. Transmisión de cargas a un pilar en forjado unidireccional y en un reticular.	18
Figura 2.4. Transmisión de cargas en esquema de sección de edificio.	19
Figura 2.5. Transmisión de carga del apuntalamiento a la estructura vertical del propio edificio.	20
Figura 3.1. Anisotropía y dirección de esfuerzos.	29
Figura 3.2. Detalle de brida metálica tipo.	36
Figura 3.3. Detalles de colocación de brida.	37
Figura 3.4. Formación de pies derechos mediante bridas y pernos.	41
Figura 3.5. Detalle de unión de tablonces en pie derecho.	42
Figura 3.6. Detalle de durmiente bajo pie derecho.	44
Figura 3.7. Soluciones para aumentar la superficie de transmisión de carga tablón-terreno.	47
Figura 3.8. Detalles de diferentes soluciones de sopanda.	48
Figura 3.9. Solución para pie derecho sobre la vertical del entrevigado.	48
Figura 3.10. Distancia entre pies derechos con sopanda de tablón plano.	49
Figura 3.11. Fuerzas en cabeza de una tornapunta según sollicitación vertical u horizontal.	51
Figura 3.12. Transición mediante muletilla en tornapunta.	52
Figura 3.13. Solución adecuada con transmisión de esfuerzos mediante componentes ortogonales a las direcciones principales de la edificación.	52
Figura 3.14. Tornapunta embarbillada y el esfuerzo de hienda.	53
Figura 3.15. Solución de tornapunta embarbillada con refuerzo en cabeza.	54
Figura 3.16. Solución correcta evitando el esfuerzo a hienda.	54
Figura 3.17. Pieza de plancha de acero para entrega en cabeza y base.	55
Figura 3.18. Evitar hacer trabajar a flexión un muro de fachada apuntalado con tornapunta.	56
Figura 3.19. Contrarresto de empuje horizontal en base tornapunta mediante codal.	57
Figura 3.20. Apoyo de tornapunta en cimiento de H.A. realizado ex profeso.	58
Figura 3.21. Apoyo de tornapunta en cajeadado en el terreno.	59
Figura 3.22. Apoyo de tornapunta directamente en el terreno.	59
Figura 3.23. Codal a base de tablonces embridados.	61
Figura 3.24. Encuentro incorrecto y correcto en un jabalcón.	61
Figura 3.25. Contrarresto de esfuerzo horizontal en hilera de pies derechos jabalconados.	62

Figura 3.26. Eji3n en diferentes elementos de apeo.	63
Figura 3.27. Tabla de c3lculo r3pido con la capacidad en KN de la uni3n mec3nica del eji3n a base de clavos ($\varnothing 6 \times 120$ mm) sin pre taladro.....	64
Figura 3.28. Arriostramiento de pies derechos en forma de aspa.	65
Figura 3.29. Contenci3n lateral de sopandas.	66
Figura 3.30. Detalle de tirante met3lico sencillo.	67
Figura 3.31. Tirante de madera en apeo jabalconado y en tornapuntas contrapuestas. .	67
Figura 3.32. Vela en apuntalamiento de muro con tornapuntas.	68
Figura 3.33. Acu3ado de pie derecho.	69
Figura 3.34. Recercado de huecos de ventana seg3n el esfuerzo a contrarrestar.	70
Figura 3.35. Recercado de hueco de puerta con jabalcones simples (izda.) y con puente en dintel (dcha.).	71
Figura 3.36. Puente de apeo elemental. Fuente: Espadas3n, J. (2009) en [1]	72
Figura 3.37. Esquema de carga y detalle de nudo de uni3n en puente de apeo con jabalcones y tirante.	72
Figura 3.38. Detalle apeo de asnilla. Fuente: Espadas3n, J. [1]	73
Figura 4.1. Partes de un puntal.	76
Figura 4.2. Axil en puntal inclinado seg3n 3ngulo de inclinaci3n (α).	79
Figura 4.3. Arriostramiento de puntales con triangulaci3n sin disponer de bridas que unan tubos de diferente di3metro.	82
Figura 4.4. Forma de contorno de las placas de asiento de puntal seg3n EN1065.	84
Figura 4.5. Marcaje seg3n EN 1065. Fuente: Cat3logo puntales-cimbras ULMA.	85
Figura 4.6- Cabezal utilizable en el modelo Multiprop de PERI.	87
Figura 4.7. Viga Superslim. Fuente: cat3logo Superslim de RMD KWIKFORM.....	89
Figura 4.8. Base ajustable y cabezal ajustable.	89
Figura 4.9. Conectores de 6 v3as, simple y doble.	90
Figura 4.10. Sistema Rapid Tie. Fuente: http://www.rmdnewzealand.co.nz/	90
Figura 4.11. Detalle de grapa para arriostramiento con tubos.	90
Figura 4.12. Detalle piezas para apoyo viga MKII.	91
Figura 4.13. Detalle montaje de r3tula en viga MKII.....	92
Figura 4.14 Figura. Detalle secci3n viga ST200.	92
Figura 4.15. Detalle secci3n viga ST200R.....	93
Figura 4.16. Peri HD200 detalle mecanismo de ajuste fino para entrada en carga.	93
Figura 4.17. Diferentes accesorios para andamios aplicables a los sistemas de tubos embridados.....	95
Figura 4.18. Detalle de las 5 piezas b3sicas de montaje Peri ST100.	98
Figura 4.19. Detalle del montaje de Torre ST100.....	98
Figura 4.20. Ejemplo de ensayo de carga con configuraci3n de montaje D7 en Torre ST100.....	99
Figura 4.21. Arriba detalle del nuevo cierre por gravedad, abajo detalle de nudo en planta con roseta en sistema Peri Up Rosset.....	101
Figura 4.22. A la izda. detalle de elementos del sistema y configuraci3n de torre de carga sin diagonales. A la derecha modulaje para emparrillado de base.	102
Figura 4.23. Apeo de c3pula con andamio estructural Peri Up Roset.....	103
Figura 4.24. Ejemplo de configuraci3n de 4 tubos por pata para cimbra de gran carga sistema Allround.....	103
Figura 5.1. Componentes b3sicos del sistema HOLMATRO.....	106
Figura 5.2. Capacidad de carga puntal Holmatro en funci3n de la altura.....	107

Figura 5.3. Kit de piezas para apuntalamiento de muro con puntal Longshore de PARATECH.....	108
Figura 5.4. Zampeado alto con listón en lateral para facilitar colocación y avisar de descuadres.....	109
Figura 5.5. Zampeado adaptado a superficie inclinada.....	109
Figura 6.1. Caída de cerramientos a la vía pública en terremotos de Lorca 2011.....	114
Figura 6.2. Ficha para evaluación rápida de daños por sismo en estructuras porticadas (cara).....	119
Figura 6.3. Ficha para evaluación rápida de daños por sismo en estructuras porticadas (reverso).....	120
Figura 6.4. Fases desde inicio hasta la finalización de la intervención técnica en los edificios dañados en Lorca.....	121
Figura 6.5. Apuntalamiento insuficiente.....	124
Figura 6.6. Eficiente apuntalamiento de urgencia realizado con madera.....	124
Figura 6.7. Apuntalamiento de urgencia en fase 2.....	125
Figura 6.8. Apuntalamiento de pilar corto. Fuente: Regalado, F. (2011), [13].....	126
Figura 6.9. Apuntalamiento de pilares cortos en Lorca con puntales telescópicos.....	127
Figura 6.10. Detalle uso de cuñas. Fuente: Regalado, F. (2011), [13].....	128
Figura 6.11. Apeo de madera para derribo controlado.....	128
Figura 6.12. Apuntalamiento incorrecto en pilar.....	129
Figura 6.13. Apuntalamiento correcto de pilar apeado en ménsula.....	130
Figura 6.14 Detalle de la solución de la Figura 6.13.....	131
Figura 6.15. Apuntalamiento incorrecto en pórtico unidireccional.....	131
Figura 6.16. Apuntalamiento incorrecto de forjado unidireccional.....	132
Figura 6.17. Edificio en Calle Jerónimo Sta. Fe nº 5. Daños por pilares cortos.....	132
Figura 6.18. Edificio en Calle Jerónimo Sta. Fe nº 5 después de una revisión y modificación en 2ª fase del apuntalamiento.....	133
Figura 6.19. Apuntalamiento eficiente de pilar con daños leves.....	134
Figura 6.20. Apuntalamiento de pilar con daños en PB.....	134
Figura 6.21. Correcta transmisión de cargas a la planta inferior.....	135
Figura 6.22 Apuntalamiento de muro con madera en ejecución. Fuente: Mora, E. (2015), [12].....	135
Figura 6.23 Apeo de arco incorrecto.....	137
Figura 6.24 Vista general del colapso parcial y el apeo en fase de desmontaje de la iglesia de Santiago.....	137
Figura 6.25 Apeo de arco en la iglesia de Santiago con andamio estructural.....	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Resistencia k madera comparativa según dirección esfuerzos y dirección fibra. Fuente: Elaboración propia.....	30
Tabla 3.2. Escuadrías empleadas en apeos. Fuente: elaboración propia.	31
Tabla 3.3. Valores resistentes de las combinaciones formadas con tablón de 20 x 7 cm. Fuente: Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) [14].	31
Tabla 3.4. Resistencia de cálculo (f_d) de la madera C-18.	33
Tabla 3.5. Clases de servicio madera CTE.	33
Tabla 3.6. Duración de la carga según CTE.....	33
Tabla 3.7. Cuadro de los valores de resistencia característica (k) de la madera C-18.	34
Tabla 3.8 – Tabla K_{mod} . Fuente: CTE-SE-M.....	35
Tabla 3.9. Orden de magnitud de parámetros que influyen en el clavado.	38
Tabla 3.10. Valores de R_d para la unión de dos tablones de 20x7 cm.	40
Tabla 3.11 Capacidad resistente frente a compresión por pandeo Vs. esfuerzo rasante.	43
Tabla 3.12. Dos tablones embridados como pie derecho apoyados sobre un tablón plano.....	45
Tabla 3.13. Tres tablones embridados como pie derecho apoyados sobre un tablón plano.....	46
Tabla 3.14. Resistencia a cortante comparada para diferentes tipos de elementos de unión.....	64
Tabla 4.1. Cargas de uso según la altura de extensión del puntal.....	78
Tabla 4.2. Cargas verticales soportadas por un puntal inclinado según (α).....	80
Tabla 4.3. Abrazaderas o bridas para puntales de la marca ULMA para diferentes \emptyset	81
Tabla 4.4. Clasificación de puntales según EN 1065 en función de su R_{yk} (resistencia característica nominal).	83
Tabla 4.5. Características de modelos de diferentes fabricantes para alturas de 3 y 6 m.	87
Tabla 6.1. Datos numéricos sobre los daños en Lorca. Fuente: Mora, E. (2015), [12]..	114
Tabla 6.2. Códigos de marcaje para evaluación de daños en Lorca.	118

ACRÓNIMOS

U.M.E. Unidad Militar de Emergencia
F.E.M.A. Federal Emergency Management Agency

RESUMEN

Cada caso en el que se requiere un apeo es una situación única.

En este trabajo se intenta demostrar la importancia de estudiar con detenimiento cada caso concreto y diseñar el apeo buscando una solución óptima. Utilizando nuestro conocimiento técnico y nuestro sentido común. Teniendo en cuenta dos variables principales: coste y tiempo.

Y en él se intentará conocer a fondo las posibilidades de los materiales y sistemas que tenemos a nuestro alcance para el diseño de apeos. Ya sea tanto para actuaciones urgentes como para intervenciones estructurales programadas. Con los materiales tradicionales, con los industrializados, o combinando ambos. Ofreciendo criterios para su elección y diseño.

Las preguntas a las que este documento pretende dar respuesta son: ¿Cuándo es necesario apear? ¿Cómo gestionar una situación de emergencia? ¿Qué preguntas hay que hacerse antes de iniciar su diseño? ¿Cuáles son los materiales y sistemas que nos ofrece el mercado para el diseño de los apeos? ¿Qué criterios existen para escoger entre ellos? ¿Cuáles son los criterios de diseño?...

1 INTRODUCCIÓN

Hacer una intervención en el ámbito de los apeos y apuntalamientos requiere aplicar conocimientos técnicos de diferentes áreas de la edificación: es importantísimo una correcta diagnosis de la patología previa. De nada servirá el apeo que diseñemos si no hemos averiguado anteriormente la causa del problema que lo hace necesario.

En este trabajo partimos justo después de haber encontrado la causa del problema. Ya sabemos cuál es la causa del problema y vamos a sostener provisionalmente la estructura hasta solucionar ese problema.

Se tratarán los apeos ligeros, ya sean simples o compuestos tipo entramado. No se tratarán los apeos pesados como los realizados mediante estructura de fábrica. Que suelen ser muy adecuados cuando el apeo se prevé para un periodo largo de tiempo. O incluso para apeos definitivos. No será tratado el ámbito de entibación de terrenos. Que se rige por los mismos criterios que los aquí expuestos, teniendo como diferencia la manera en que obtenemos los empujes que hemos de sostener (mecánica de suelos). Tampoco se ha incluido en el ámbito de este trabajo la Seguridad y Salud para la elección de los trabajos. Todo ello por un motivo de extensión.

Se darán los criterios para ayudarnos a afrontar un apeo correctamente. Desde que nos encontramos ante la toma de decisión sobre si es necesario apeo o no, hasta su diseño y puesta en obra. Y nos centraremos con detalle en el conocimiento de los materiales y sistemas que tenemos a nuestra disposición hoy día para afrontarlos.

El capítulo 2 es de extraordinaria importancia. En él se intentará abordar todos los conceptos necesarios que hay que valorar en la fase de pre diseño. En definitiva cómo afrontar un apeo. Desde la valoración de la decisión de apeo hasta la indefinición en cuanto a normativa existente específica para apeos. Pasando por cómo se transmiten las cargas.

Los capítulos 3, 4 y 5 forman el grueso de la memoria y se centrarán en conocer los diferentes materiales y sistemas que se usan actualmente en los apeos con sistemas ligeros. Así como los criterios para su elección y diseño. Al inicio de cada sección se detallarán las ventajas e inconvenientes de cada sistema estudiado. También se ofrecerá un orden de magnitud sobre la capacidad resistente de cada elemento. Que, sin adentrarse en el cálculo detallado, serán muy útiles para ayudar a que una primera toma de decisiones rápida vaya bien encaminada.

Se utilizará el capítulo 3, sobre los apeos de madera, para explicar con detalle importantes conceptos generales que son extrapolables a otros materiales y sistemas (los acuerdos de transmisión de carga entre los extremos del elemento de apeo y el terreno o la estructura a apearse, el comportamiento de diferentes elementos de apeo según su posición de trabajo, criterios de cálculo...). De manera que en otros capítulos estos conceptos son referidos pero ya no son tratados. Por este motivo el capítulo sobre la madera tiene una mayor extensión.

En el anexo se abordará la experiencia que se vivió en los sismos de Lorca en 2011. Desde el punto de vista de las actuaciones urgentes, en un caso extremo como una catástrofe por sismo. Se analizarán los protocolos técnicos para la evaluación de los daños en los edificios y las actuaciones urgentes en cuanto a apeos que se derivaron de esas evaluaciones. Para acabar se realiza un análisis de fotografías de apuntalamientos urgentes realizadas en Lorca por diferentes autores que allí intervinieron. Relacionando lo mostrado en la imagen con todos los conceptos tratados en el trabajo.

2 CONCEPTOS BÁSICOS

2.1 La diferencia entre apeo y apuntalamiento.

Para evitar dudas de interpretación se exponen aquí los significados que se han tenido en cuenta para la redacción de este TFG:

APEO

Se denomina apeo al sistema estructural auxiliar destinado a suplir o complementar, con carácter provisional, la estabilidad de una estructura existente.

El carácter de provisionalidad sería lo que lo diferenciaría de un REFUERZO.

Garantizaría la estabilidad en una estructura deficiente hasta que se realice su reparación, refuerzo o derribo. O de una estructura no deficiente sobre la que se debe hacer una modificación estructural.

El mismo concepto aplicado a los terrenos tomaría el nombre de ENTIBACIÓN.

APUNTALAMIENTO

Se trata del mismo concepto.

Únicamente se puede matizar que, su uso denota que el elemento principal integrante del sistema de apeo es el puntal. Ya sea trabajando vertical (como pie derecho), inclinado (como tornapunta) u horizontal (como codal).

Aclaración: Comúnmente también se llama APEO a la intervención consistente en abrir huecos en paredes de carga mediante dinteles de perfiles metálicos. En este caso no se trata de una intervención provisional sino definitiva.

En cualquier caso, con la terminología utilizada en este TFG lo que comúnmente se llama APEO (colocación de dinteles y abertura de hueco) sería aquí una intervención de MODIFICACIÓN ESTRUCTURAL, y la estructura auxiliar temporal necesaria para llevar a cabo dicha intervención (puntales, asnillas...) sería el APEO propiamente dicho.

2.2 La decisión de apuntalar.

Cuando nos encontramos inspeccionando una estructura que presenta una patología que merma su capacidad resistente, antes de entrar en temas de diseño de apeo, hay que decidir si es necesario apuntalar o no es necesario apuntalar.

En realidad deberíamos hablar de la decisión de tomar medidas de seguridad o no. El apuntalamiento sería una medida entre el resto. Otras podrían ser:

- Saneamiento de elementos sueltos que amenazan caer.
- Derribo controlado de elementos peligrosos.
- Instalación de elementos de protección colectiva.
- Señalización para zonificación de acceso restringido.
- Limitaciones de carga sobre un elemento.
- Estudio controlado de fisuras.
- O un caso extremo: desalojo de la vivienda, planta, plantas o incluso edificio o edificios vecinos.

Para tomar esa decisión sería fácil decir que ante la duda hay que ir por el lado de la seguridad y apuntalar, sin más.

Pero se trata de tomar una decisión óptima que, por un lado no ponga en peligro la seguridad de las personas y las cosas, y por otro lado que evite a los ocupantes sufrir las consecuencias del apuntalamiento si no es estrictamente necesario.

Dichas consecuencias serían a nivel económico y a nivel de habitabilidad de su vivienda o edificio. Según el tipo de apuntalamiento necesario la habitabilidad puede verse muy afectada o incluso imposibilitada, obligando a los ocupantes a buscar un domicilio provisional alternativo. Con toda la afectación de ánimo que ello conlleva.

Para tomar esa decisión lamentablemente no hay unos criterios “matemáticos” establecidos a los que podamos aferrarnos.

Cada caso es único y finalmente tenemos que aferrarnos para nuestra decisión a nuestros conocimientos técnicos, nuestra experiencia profesional y nuestro sentido común. Y aun así la decisión que salga de ahí probablemente no será exactamente la misma que la de otro compañero al que pidamos opinión.

Tenemos claro que siempre hay que ir por el lado de la seguridad, pero intentaremos tomar decisiones con “el máximo conocimiento de causa” y sentido común para evitar perjuicios innecesarios a los ocupantes de los edificios.

Este máximo “conocimiento de causa” que aquí anoto está desarrollado en el siguiente apartado.

2.3 El concepto de seguridad en los edificios. La asignación de valor de gravedad a los daños.

Cuando se proyecta un edificio se le asigna un grado de seguridad mediante unos coeficientes de seguridad y se realiza un cálculo de la estructura mediante un modelo semiprobabilista.

En el caso de edificios nuevos en proyecto, estos coeficientes de seguridad están fijados por la normativa. Según Calavera, J. (1985) en [11], “*Nuestras Instrucciones, Normas y Códigos están pensados para establecer la seguridad adecuada en proyectos de estructuras de nueva construcción*”. Se hace una estimación del valor de las variables que intervienen en el cálculo y se hace un cálculo semiprobabilista, todo amparado por una Normativa.

Cuando se trata de evaluar el grado de seguridad de un edificio ya construido hay que realizar una peritación. Asignamos un valor a las variables que intervienen en el cálculo (obtenidos por medio de mediciones y ensayos sobre lo realmente construido) y asignamos las acciones según el uso real. Hacemos el cálculo estructural de comprobación y obtendremos un grado de seguridad de la estructura (cuánto de más aguanta la estructura concreta para esas acciones concretas).

Pero la Normativa no nos dice en rehabilitación cuánto podemos reducir los coeficientes de seguridad de materiales y acciones utilizados en obra nueva, para hacer una comprobación en un edificio existente y poder considerar que la estructura es segura.

Para llegar a conocer los valores de cálculo de la estructura existente con detalle podemos encontrarnos con todos estos contratiempos:

- Los datos documentados sobre la estructura pueden ser inexistentes.
- Los elementos estructurales pueden estar ocultos por elementos de acabado.
- Podemos encontrarnos con zonas de muy difícil acceso.
- El propietario puede no disponer de los medios económicos para costear las pruebas y ensayos necesarios.
- A veces el elemento estructural puede tener un alto valor artístico que imposibilita la realización ensayos destructivos.
- La estructura del edificio pudo no ser calculada en origen, o calculada con normativas ahora obsoletas.

Deberá ser el criterio del técnico en base al nivel de conocimiento que haya podido llegar a conseguir por las mediciones y ensayos en la estructura construida, quien decida cuánto reducir los coeficientes de seguridad utilizados en una peritación para considerar que LA ESTRUCTURA ES SEGURA.

En el caso de un edificio construido y que además resulta que tiene patologías estructurales, a toda la incertidumbre anterior hay que sumar de nuevo el criterio del técnico para establecer cuánto ha mermado la capacidad resistente de la estructura frente a los efectos causados por el proceso patológico.

Para ello habrá que realizar un correcto ESTUDIO PATOLÓGICO Y DIAGNOSIS para averiguar la causa de esa patología y luego valorar el GRADO DE AFECTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

En la valoración de este grado de afectación siempre habrá una variabilidad según el técnico que la realice. Según Ruiz, F (2015) [15] en su tesis doctoral

titulada “*Escala de gravedad de daños en edificios: de la asignación directa a la contrastación estadística*”, expone que no existe una implantación generalizada de una escala de gravedad de daños en edificios eficiente tal como sucede en otros ámbitos técnicos (por ejemplo con la escala para medir la magnitud de un sismo). Y que su implantación reduciría en gran medida la variabilidad entre valoraciones del nivel de gravedad por daños en edificios entre diferentes técnicos.

El autor hace una propuesta de escala en su tesis con un nº de grados optimizado para que la variabilidad sea mínima. Ver nota al pie¹.

Como conclusión, podría decirse que en la peritación de una estructura afectada por una patología estructural, la Normativa no nos especifica cuándo se puede considerar segura, sino que queda a criterio del técnico.

Por un lado tiene que decidir a su criterio cuánto puede reducir los coeficientes de seguridad que se emplean en obra nueva al tratarse de una comprobación. Y por otro lado tiene que decidir a su criterio cuánto debe mermar la capacidad resistente asignada a la estructura debido a la afectación por el proceso patológico.

¹ Nota al pie:

Ruiz, F (20015) [15] en su tesis doctoral titulada “*Escala de gravedad de daños en edificios: de la asignación directa a la contrastación estadística*” propone una escala de gravedad con un optimizado nº de grados para que la variabilidad en la valoración directa entre diferentes técnicos sea mucho más reducida.

En una muestra de 374 técnicos de diferentes titulaciones relacionadas con la edificación (sin necesaria experiencia en patología), se presentaron 33 fotografías sobre diferentes procesos patológicos y se pidió asignar un valor a la gravedad de los daños observados en base a las definiciones genéricas de la escala. Con una Escala General de 11 grados (de 0 a 10).

Se observó una probabilidad estadística de asignación correcta del 32,07%. Una variabilidad realmente alta. Con la apreciación de que se observó un sesgo al lado de la seguridad, es decir, sobreestimación del grado de gravedad, por parte de los técnicos.

El estudio probabilístico de los datos permitió al autor hacer una propuesta de Escala Simplificada con 5 grados, demostrando una probabilidad estadística de asignación correcta del 62,88%. Una optimización de los grados para la asignación que consiguió una reducción importante de la variabilidad entre diferentes técnicos.

Así mismo, en el desarrollo de su investigación queda también probado que con métodos diferentes a la Asignación Directa se consigue todavía menor variabilidad. En su caso, un método propuesto basado en indicadores y expresiones matemáticas.

2.4 Diferentes posiciones desde las que afrontar un apeo desde el punto de vista del ámbito profesional del técnico.

Según el ámbito profesional en el que se desenvuelva el técnico se podrán dar estas circunstancias:

2.4.1 Técnico contratado por la propiedad.

Un técnico puede ser **contratado por la propiedad** en el ejercicio liberal de su profesión

La decisión de apea una estructura puede venir originada por alguna de estas circunstancias:

- El técnico realiza una inspección ya que la Propiedad ha descubierto fisuras o síntomas de patología que él considera de gravedad baja sobre los que pide diagnóstico y asesoramiento a un técnico.
- El técnico descubre la patología en una inspección rutinaria como puede ser la ITE o incluso en una visita al edificio para otro encargo diferente.
- Es necesario un refuerzo de estructura por un cambio de uso.
- Se ha previsto una redistribución de espacios que conlleva una modificación de estructura.

Cabe decir que en este caso la gravedad de las patologías que se encontrarán normalmente será baja o moderada, en caso de tratarse de edificios habitados. Si se tratara de edificios deshabitados el nivel de gravedad podría ser mayor por haber pasado inadvertida la patología por el propietario y haber alcanzado un mayor grado de desarrollo. Se podrá estudiar el edificio con detenimiento y en la mayoría de ocasiones no será necesario apuntalar. Y cuando sea necesario se podrá planificar el apeo con detenimiento.

En el caso de una actuación programada (un refuerzo o una modificación de estructura) se dispondrá del máximo de tiempo para su estudio y planificación.

2.4.2 Técnico Municipal o del Cuerpo de Bomberos.

Un técnico también puede ejercer como **Técnico Municipal o en el Cuerpo de Bomberos**.

Sería el caso en el que los síntomas de la patología estructural son tan evidentes y expresan tanta gravedad que los usuarios del edificio avisan directamente a los bomberos y/o al Ayuntamiento. O bien:

- Se ha producido algún hecho externo que ha producido daños evidentes en el edificio (explosión, incendio, impacto de vehículo...).
- Se ha realizado previamente una inspección por un técnico privado en un inmueble y éste considera que el nivel de gravedad es tal que, además

de un apeo habría que desalojar el inmueble y ha dado aviso a los Servicios Municipales.

- En casos mucho más extremos, se ha producido una catástrofe natural como terremoto, huracán, etc...

En el caso del Cuerpo de Bomberos, suele ser el primero en llegar y encontrarse el primero con el problema, tomando las primeras decisiones de urgencia en cuanto a apuntalamientos y desalojo provisional.

O incluso puede pasar que el nivel de gravedad y riesgo se considere tan alto que se esté poniendo en riesgo la vida de las personas que trabajan en los apuntalamientos de emergencia y se valore la posibilidad de no intervenir por riesgo inminente de colapso.

En todos estos casos el nivel de gravedad y urgencia que se encuentra el técnico será mayor que en el caso anterior. Menor tiempo para estudiar y planificar el apeo. E inmediatez para ejecutarlo.

Además, con los niveles de gravedad que se barajan en estos casos, es muy posible que a la pregunta de si es necesario apuntalar o no, haya que añadirle si es necesario desalojar el edificio o inmueble por seguridad o no, con toda la problemática que ello conlleva para los ocupantes.

Las decisiones de desalojo ante problemas estructurales graves en un edificio las suele ser responsabilidad del Técnico Municipal. O si se ha ordenado un desalojo preventivo por parte del Cuerpo de Bomberos el Técnico Municipal será el encargado de decidir si las personas pueden volver a sus hogares o no.

La situación emocional de los propietarios ante una situación de riesgo inminente de colapso en su domicilio y una posible orden de desalojo es delicada. Lo cual añadirá más presión todavía al técnico que ha de tomar una decisión rápida ante la expectación de un gran número de personas que han salido de sus casas “con lo puesto” y que están esperando que les digan si pueden volver a sus domicilios o tienen que alojarse en otro sitio provisionalmente.

Por todo ello puede decirse con poca probabilidad de equivocarse que es una situación más difícil que la anterior.

Como dato ilustrativo, añadir que en 24 años de experiencia como técnico municipal de Félix Ruiz, *“ha dictaminado desalojar 34 edificios por riesgo de colapso. Es un número relativamente pequeño si se tiene en cuenta que han efectuado 2.520 inspecciones de edificios para diagnosticarlos, debido a que había avisos de que estos edificios estaban supuestamente muy degradados.”* Ruiz, F. (2016) [14]

2.4.3 Fuerzas de Intervención Rápida (U.M.E, etc.)

Por último también tendríamos el caso de un técnico que forme parte de las **Fuerzas de Intervención Rápida ante desastres** (U.M.E Unidad Militar de Emergencias, U.S.A.R Unidades de Rescate Urbano, Protección Civil, o de nuevo Bomberos).

O incluso podría darse el caso que un técnico privado especialista en un campo concreto fuera designado por la Administración para dirigir las actuaciones técnicas de las Fuerzas de Intervención Rápida en una catástrofe concreta, sin ser parte integrante de esos cuerpos.

Sería el caso de actuación ante un desastre natural como podría ser un terremoto, inundaciones, huracán, incendios...

Sería un caso similar al anterior con el agravante de que ahora:

- la situación probablemente es generalizada (no se trata de daños aislados en una vivienda o un edificio sino extendido a un gran área),
- que posiblemente ya se hayan producido colapsos,
- y que posiblemente existan víctimas.

Con toda la complejidad general de la situación, las labores de estabilización de edificios afectados pasa a estar al lado de otras no menos importantes. Como el rescate de víctimas, ayuda a afectados, realojos... Teniendo que priorizar las actuaciones de la manera más eficiente posible.

Si nos centramos en la labor de estabilización de los edificios, es vital hacer una rápida y correcta evaluación de daños. De esta manera podemos tomar:

- decisiones inmediatas como prescribir el correcto apuntalamiento de urgencia.
- y con los datos obtenidos tomar decisiones a medio plazo. Como:
 - evaluación detallada de daños en los edificios que lo requieran,
 - planificar las ayudas y realojamientos en función de los edificios que son temporalmente no habitables,
 - planificar la recuperación de los edificios...

Para hacer esta rápida evaluación de daños de una manera correcta en una situación de desastre, además de los conocimientos técnicos se necesita experiencia en situaciones similares.

Es importante que existan protocolos de Emergencias redactados previamente para que en una situación así quede lo mínimo a la improvisación.

Y también protocolos de actuación técnica para los equipos técnicos.

Por todo ello es, sin duda, el caso más complicado en el que nos podemos encontrar.

2.5 Apuntalamiento de urgencia.

Nota: En el ANEXO 1 se analiza detalladamente el caso de los terremotos acontecidos en Lorca en mayo de 2011 como un caso extremo de actuaciones de urgencia en los edificios ante un desastre natural.

2.5.1 Apuntalamiento de urgencia frente a apuntalamiento programado.

En este apartado se harán unas puntualizaciones sobre aspectos específicos de los apeos de urgencia pero el desarrollo en cuanto a materiales, diseño y ejecución está tratado en el desarrollo general de este trabajo. Señalando qué soluciones son más aptas para uno u otro caso.

Entenderemos por APUNTALAMIENTO DE URGENCIA todo aquel en el que la premura es importante por la gravedad de la patología detectada o el estado avanzado de su deterioro.

Puede ser originado por un hecho concreto desencadenante del fallo estructural, como:

- aumento de sobrecargas no admisibles,
- explosión
- impacto
- modificaciones estructurales inadecuadas
- reformas que en principio no afectarían estructura y sí lo han hecho
- catástrofe natural...

O puede ser un deterioro continuado que ha llevado a ese punto sin ser advertido antes:

- degradación natural y falta de mantenimiento
- ataque de agentes externos (humedad, xilófagos...)
- defectos de construcción o diseño
- defectos de materiales...

Al resto de apuntalamientos los llamaremos APUNTALAMIENTOS PROGRAMADOS. Serán los casos en los que vamos a hacer una intervención estructural sin ser un caso de urgencia y para la ejecución necesitamos un apuntalamiento:

- realizar una modificación de la estructura
- realizar un refuerzo por un cambio de uso
- realizar una reparación o sustitución estructural
- realizar un derribo y/o tras haberlo realizado.

La principal diferencia entre los dos casos va a ser el tiempo del que disponemos para la decisión de apuntalar y para el diseño del apuntalamiento. Que en el caso del apuntalamiento de urgencia va a ser mucho menor, evidentemente.

Para la elección del sistema de apeo tienen importancia las variables tiempo-coste. En los apeos de urgencia la variable tiempo toma más peso que el coste.

Diseño de apuntalamiento de urgencia compatible con el sistema de reparación posterior:

- Es deseable diseñar un apuntalamiento de urgencia que luego sea compatible con los trabajos de reparación o sustitución del elemento dañado. Pero para tener ese nivel de acierto debemos hacer una perfecta diagnosis e incluso prever si los trabajos serán de reparación o sustitución y qué técnica se empleará para ello.

Todo esto ya tiene su complicación por la premura, aunque lo afronte un técnico sabiendo que luego será él el encargado de la reparación.

Puede ser que el técnico que realiza el apuntalamiento de urgencia no sea el mismo que hace la reparación y no coincidan en los criterios para la reparación.

Puede ser que el apuntalamiento de urgencia lo realicen los bomberos en una situación extrema para salvar el edificio, incluso poniendo en riesgo su integridad. Y seguro que su prioridad va a ser esa, proteger a las personas rápidamente y salvar el edificio.

Por lo tanto debe ser una meta a conseguir pero no siempre será posible ya que prima la rapidez y la seguridad de las personas.

En cuanto a materiales para apuntalamientos urgentes.

- Deben ser ligeros y con una entrada en carga rápida. Cumple esta función los puntales telescópicos de acero para asegurar la estructura de inmediato mientras los operarios trabajan en un apeo más elaborado, normalmente de madera.

En cuanto al diseño de los apuntalamientos urgentes.

- Debe ser rápido y lo más simple posible. Ha de tener un “sentido estructural”, se debe evitar la colocación indiscriminada de puntales ante el desconocimiento del funcionamiento real de la estructura esperando que “alguno acierte”.

2.5.2 La gestión de un apuntalamiento urgente en un edificio.

Según Ruiz, F. y Montilla, X. en [14], si durante una inspección a un edificio se detectan graves lesiones estructurales que suponen un riesgo para las personas, pueden plantearse dificultades que están fuera del ámbito estrictamente técnico, pero que hay que saber cómo gestionar y resolver.

Por ejemplo, si es necesario efectuar un apuntalamiento urgente en un edificio en propiedad horizontal, podría pasar que la Comunidad de Vecinos no tenga fondos para realizarlo, o parte de los propietarios no estén de acuerdo en pagarlo, o parte

de los propietarios no están dispuestos a facilitar acceso a su vivienda para los trabajos.

- Si se considera en nuestra inspección que es necesario un apuntalamiento de urgencia por la gravedad de la lesión y, por alguno de los motivos apuntados prevemos que no será posible realizarlo, es conveniente presentar un escrito al ayuntamiento mediante registro de entrada donde se explique lo siguiente: que se ha detectado una situación de grave riesgo en el edificio que se ha inspeccionado y realizar una breve descripción. El escrito puede ser breve.

El proceso normal sería que, en muy breve plazo un técnico municipal realizaría una inspección del edificio y emitiría el informe técnico correspondiente.

Si se confirma que hay lesiones graves, el ayuntamiento emitirá una orden de ejecución a los propietarios del edificio, obligándoles a intervenir de forma inmediata bajo la dirección de un técnico privado

Si el técnico municipal considera que el riesgo es muy elevado y considera que es necesario desalojar el edificio por razones de seguridad, el ayuntamiento puede y debe emitir decreto de desalojo, obligando a desalojar el edificio por razones de seguridad.

Si algunos (o todos) manifiestan que no tienen a donde ir, el ayuntamiento puede poner medios para solucionar la situación (a través de alojamiento en pensión, etc.)

- También puede ocurrir que si el técnico privado considera que el riesgo es tan elevado que se debe desalojar una vivienda o edificio, los ocupantes no estén dispuestos a seguir sus instrucciones. Entre otras cosas porque no tengan a donde ir.

Este sería un motivo todavía con más peso para presentar dicho escrito al ayuntamiento por parte del técnico privado.

La presentación de este escrito con registro de entrada presenta dos beneficios: por un lado acotamos nuestra responsabilidad como técnicos y por otro lado quizás estaremos evitando un colapso si el ayuntamiento actúa correctamente.

- En cuanto a las licencias administrativas ante una necesidad de apuntalamiento de emergencia; existen municipios que tienen prevista esta eventualidad y disponen de medios para solicitar una licencia urgente.

En cualquier caso, si la urgencia lo requiere se realizarán las actuaciones de urgencia y paralelamente se debe entrar un escrito al ayuntamiento comunicando que se han realizado unas actuaciones urgentes con una breve explicación gráfica y escrita descriptiva. El ayuntamiento una vez revise nuestro escrito nos solicitará la documentación que crea oportuna. Para entregar en un plazo de tiempo determinado.

- Otra de las eventualidades que nos podríamos encontrar durante una inspección es que el nivel de daños fuese tan elevado que, para acometer

las medidas urgentes, se pusiera en peligro la integridad de los trabajadores. Desde el punto de vista de la seguridad y salud en el trabajo. En un caso con daños de extrema gravedad la seguridad de las personas prima sobre todo lo demás.

Habrá que contar con todas las medidas de seguridad necesarias (trabajo desde el exterior con medios auxiliares, orden de trabajos asegurando la estructura desde el acceso hacia el interior creando zonas seguras, etc.) y valorar cada situaci3n concreta.

Estos casos son bastante impensables en edificios habitados que han sufrido una patología, pero podrá darse el caso en edificios no habitados, donde se ha producido una patología y no se ha detectado hasta alcanzar un nivel de deterioro extremo.

Durante la inspecci3n, sobre todo si hay que realizar catas, pruebas destructivas, etc., y ante la incertidumbre, puede solicitarse un apeo de primer orden mientras se realiza la inspecci3n y/o catas. Que posteriormente se completar  en una segunda fase o se retirar , si al finalizar la inspecci3n así se considera oportuno.

2.6 Como afrontar un apeo

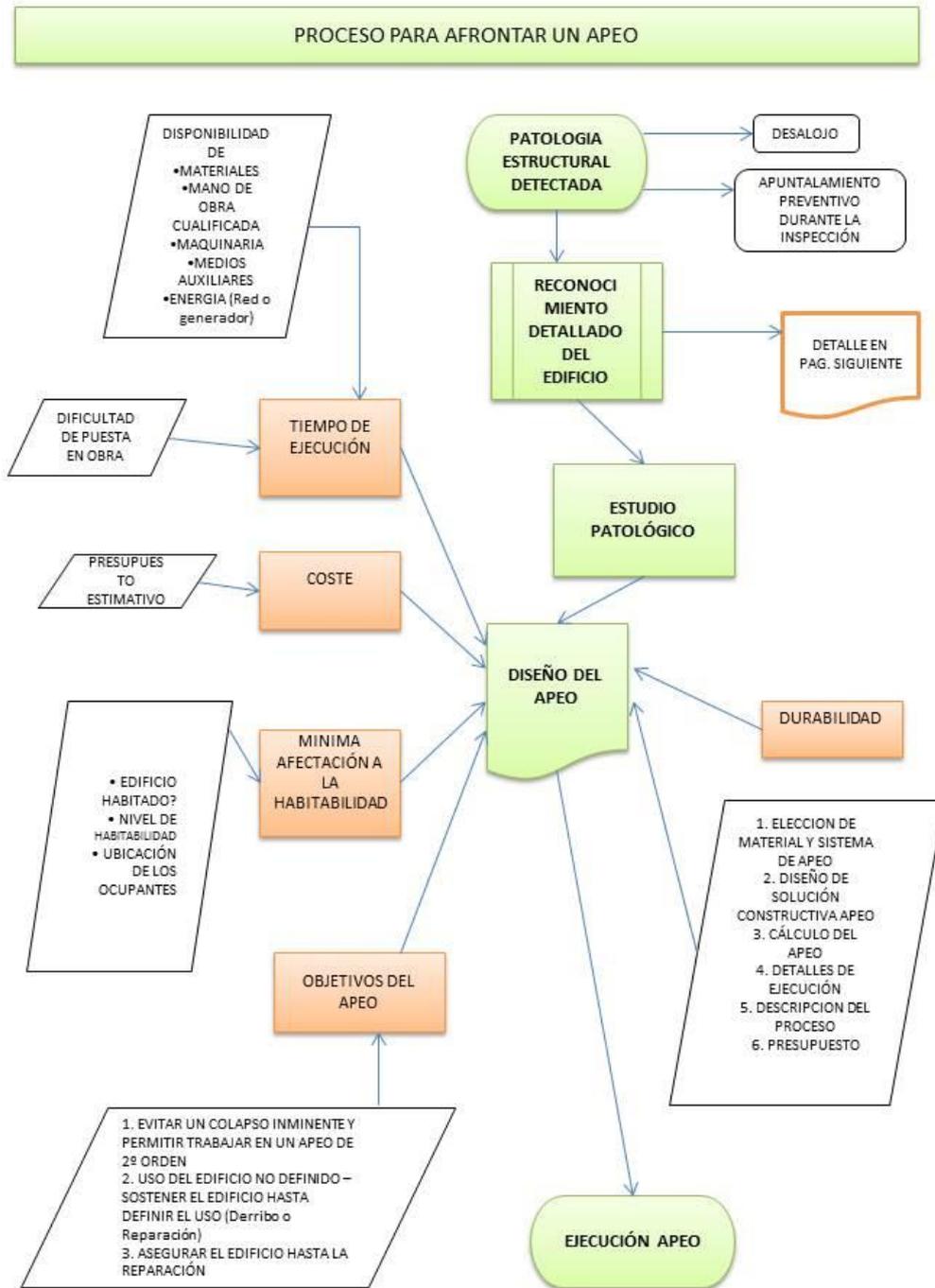


Figura 2.1. Proceso para afrontar un apeo.

Fuente: elaboración propia sobre contenido de Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1]

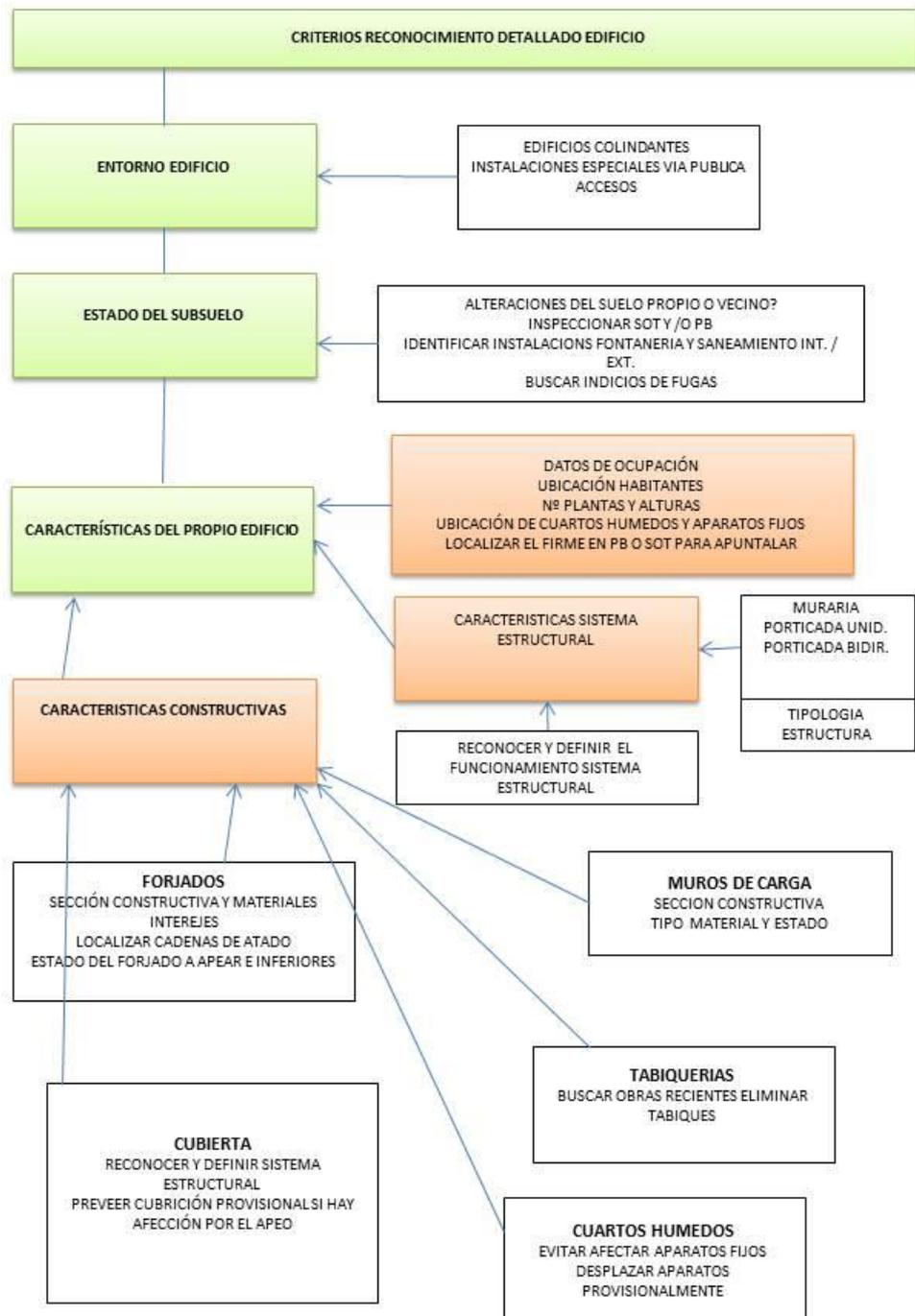


Figura 2.2. Criterios para reconocimiento detallado edificio.

Fuente: elaboración propia sobre contenido de Espadasín, J. y García J.I. (2009) [1]

En la Figura 2.1. se ha realizado un esquema con una propuesta del proceso a seguir para afrontar un apeo.

El camino a seguir sería:

- Detección de una patología estructural en un edificio.
- Reconocimiento detallado del edificio
- Estudio patológico
- Diseño del apeo
- Ejecución del apeo.

En el esquema quedan relacionados una serie de factores que influyen directamente en el diseño del apeo.

¿Qué deberíamos preguntarnos para afrontar un apeo?:

Relacionado con las VARIABLES TIEMPO-COSTE.

- ¿Qué peso tienen las variables tiempo-coste?
- ¿Se trata de una actuación urgente?
- ¿Qué disponibilidad de materiales y mano de obra cualificada tenemos?
- ¿Es fácil el desmontaje del apeo?

Relacionado con la HABITABILIDAD.

- ¿Está habitado el edificio?
- ¿Hasta qué grado puede afectarse a la habitabilidad con nuestro diseño de apeo?
- ¿Cómo están ubicados los habitantes?
- ¿Podemos entrar a todas las estancias del edificio?
- ¿Podemos actuar en todas las estancias del edificio?
- ¿Podemos llegar con la transmisión de las cargas del apeo hasta el terreno a través de la planta baja?
- ¿Hay local comercial en planta baja?

Relacionado con la DURABILIDAD.

- ¿Cuál es la duración prevista para el apeo?
- ¿Es viable hacer una reparación definitiva?
- ¿Existen dudas razonables de que pueda alargarse la vida del apeo?
- ¿Hay expectativas de que pueda hacerse una correcta revisión periódica del ajuste del apeo?

Relacionado con el OBJETIVO DEL APEO.

- ¿Cuál es el objetivo del apeo?
- ¿Sostener el edificio hasta que la propiedad decida su uso (reparación-derribo)? ¿Sostener el edificio hasta una reparación inminente?
- ¿Evitar un derribo inminente para acto seguido hacer un apeo de 2º orden?
- ¿Necesitamos solo sostener o también debemos devolver el elemento a su sitio?

Relacionado con la INSPECCION EDIFICIO.

- ¿Cuál es la causa de los daños?
- ¿Cómo se relaciona con los daños observados?
- ¿Cómo se transmiten las cargas en el edificio desde la cubierta hasta la cimentación?
- ¿Cómo funciona la estructura del edificio?
- ¿Cuál será el posible método de reparación de la estructura?

En cuanto al cuadro de la Figura 2.2 se ha realizado un esquema con los criterios para realizar la inspección detallada del edificio. Para no duplicar la información se harán solo unas puntualizaciones:

- **Importancia de una correcta diagnosis:**
Es importante remarcar la importancia del estudio patológico y la diagnosis. Sólo con un correcto estudio patológico y diagnosis podremos diseñar un apeo eficiente y una correcta reparación posterior.
Por el contrario si la diagnosis no es correcta el apeo es posible que sea inútil o incluso que agrave el problema existente.

Muy esquemáticamente podríamos decir que para realizar una buena diagnosis debemos:

1. Buscar las causas y relacionarlas con los efectos. (lectura de la sintomatología).
2. Elaboración de una hipótesis.
3. Verificación de la hipótesis deducida.

Y para que ello ocurra es necesaria una observación muy detallada, con detenimiento, de todos los síntomas. En un apuntalamiento urgente disponemos de poco tiempo y esto es un inconveniente.

- **Importancia de entender el funcionamiento del sistema estructural del edificio.**
Es básico para el diseño del apeo. El esquema estructural de nuestro apeo ha de ser claro y sencillo, con un sentido estructural claro. Si no lo es y además vemos que hay elementos redundantes y sin sentido, es causa evidente de que se desconoce el funcionamiento de la estructura objeto del apeo.
- **Es conveniente durante la inspección pensar ya en un pre diseño del apeo.**
Esto nos ayudará a fijarnos en los datos y aspectos constructivos específicos que necesitaremos para su diseño y puesta en obra durante la misma inspección. Evitando que se nos pasen por alto.
Paralelamente seguiremos el proceso y si esa pre hipótesis no resulta correcta la descartaremos.
- **Inspección del estado del forjado a apear e inferiores.**
Si vamos a apear un forjado deberemos llevar las cargas hasta el terreno firme (ya sea el nivel de PB o el de sótano si lo hay).
Por ello es necesario saber el estado de los forjados inferiores también.
Y saber si a nivel operativo nos permiten pasar el apuntalamiento a través de los pisos inferiores. En caso contrario el diseño del apeo deberá contemplar pasar las cargas del forjado a la estructura vertical del propio edificio para que baje hasta el terreno.
- **Importancia de los cuartos húmedos.**
En edificios antiguos los forjados de esa zona suelen estar especialmente degradados por el ataque de la humedad en el tiempo.
Son espacios pequeños y con aparatos sanitarios fijos. Si el diseño del apeo condena esos aparatos puede ser causa para que los habitantes tengan que desalojar la vivienda.

Es importante situar los cuartos húmedos y los equipos sanitarios fijos en los croquis de toma de datos para intentar evitar condenarlos. O en su defecto quizás prever un desplazamiento a otra zona de la vivienda con una canalización provisional.

2.7 La transmisión de las cargas.

Es esencial para actuar en apeos comprender el funcionamiento de la estructura, cómo se transmiten las cargas según la tipología estructural en cada caso concreto.

2.7.1 Transmisión de cargas en el apeo de un pilar:

En el anexo de este trabajo se analizan los apuntalamientos de urgencia que hubo de realizarse tras el sismo de Lorca en 2011. Los daños más generalizados en las estructuras de hormigón fueron los daños en cabeza y base de pilares de PB. Y las actuaciones urgentes más solicitadas fueron los apeos de esos pilares. Vamos a analizar cómo se transmiten los esfuerzos en ese caso.

Para ello vamos a tomar dos tipologías de estructura: una estructura a base de pórticos unidireccionales de hormigón armado y una estructura de forjado reticular. Los esquemas de transmisión de esfuerzos al pilar serían esquemáticamente lo dibujado:

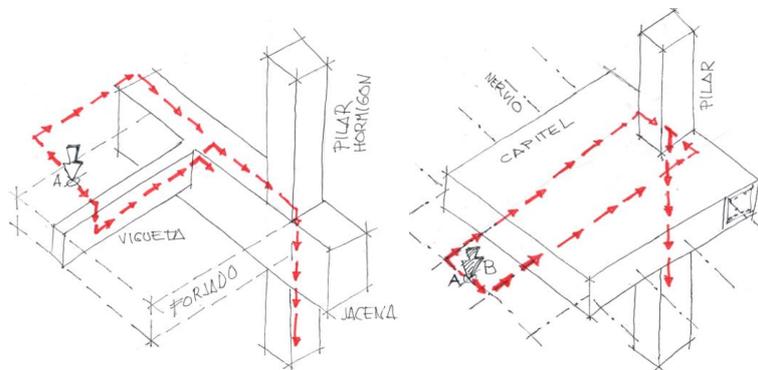


Figura 2.3. Transmisión de cargas a un pilar en forjado unidireccional y en un reticular.

Fuente: elaboración propia.

Para apear el forjado deberíamos apear el área tributaria del forjado que incide en ese pilar.

En el caso de la estructura porticada unidireccional se debería apear la jácena que transmite las cargas al pilar.

Y en el caso del forjado reticular se debería apear el capitel.

Pero, ¿Qué pasa si dispongo puntales solo en PB? Veámoslo en la siguiente figura.

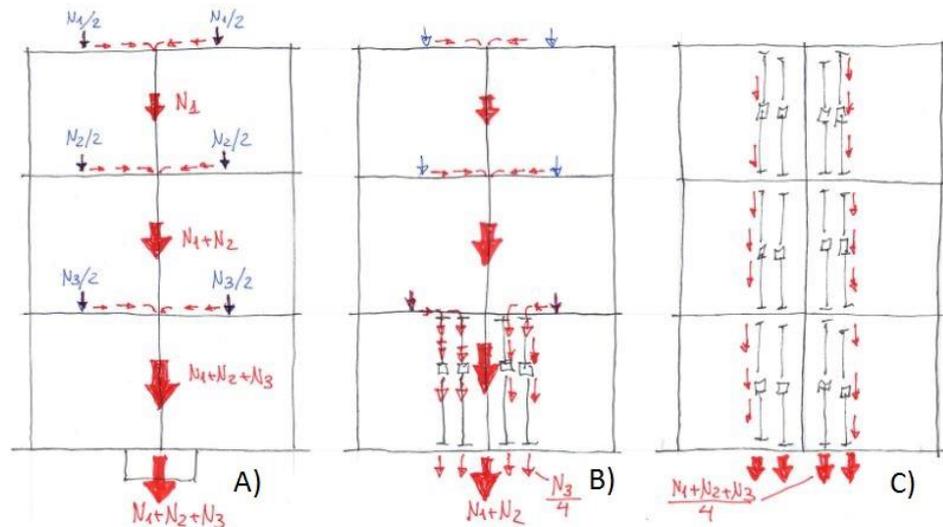


Figura 2.4. Transmisión de cargas en esquema de sección de edificio.

Fuente: elaboración propia.

En la figura 2.4.A se puede observar la transmisión esquemática de cargas en un pilar de un edificio visto en sección vertical. Se supone dañado el pilar en PB.

En la figura 2.4.B tenemos el caso de poner puntales solo en PB. Incorrecto.

En ese caso estaré aligerando el pilar de las cargas del techo de PB, pero no estoy liberando el pilar de las cargas que bajan por él desde las plantas superiores.

Si prescindimos de la capacidad resistente del pilar en PB por los daños sufridos, las cargas del pilar que bajan desde los pisos superiores no podrían pasar al apuntalamiento trabajando a cortante en la jácena o capitel. Se produciría un colapso del pilar.

En la figura 2.4.C tenemos la opción correcta.

La solución correcta sería continuar el apuntalamiento de la zona tributaria hacia las plantas superiores. Liberar al pilar de cargas en toda su altura y que las cargas bajen por el apuntalamiento.

2.7.2 Transmisión de cargas en el apeo de un forjado.

Transmisión de cargas de un forjado a un elemento vertical del propio edificio:

En un caso de apuntalamiento en un forjado de planta piso, deberemos hacer llegar el apuntalamiento hasta el terreno. Ya esté el mismo en PB o a nivel de sótano si existiera.

Dando continuidad al apeo a través de las diferentes plantas intermedias hasta el terreno.

Pero puede pasar que por condicionantes de habitabilidad no podamos trabajar en alguna de las plantas inferiores y nos sea imposible lograr esa continuidad. Suele ser habitual si en PB hay un local comercial. En ese caso (Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) [14]), deberemos lograr desplazar las cargas a algún elemento resistente vertical de la propia estructura del edificio que esté cualificado para poder bajarlas

al terreno. Normalmente una pared de carga. Con las previas comprobaciones de cálculo para asegurarnos que el elemento está capacitado para ello.

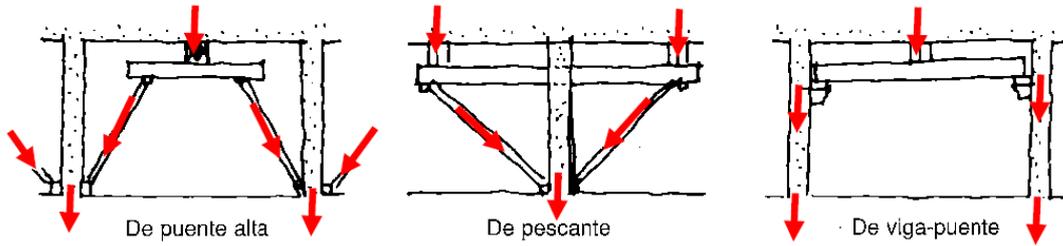


Figura 2.5. Transmisión de carga del apuntalamiento a la estructura vertical del propio edificio.

Fuente: Abásolo, A. (1998) [7] / Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) [14].

Sobre el sistema de distribución de viga-puente: Puede ser muy útil colocar un perfil metálico elevado unos centímetros del pavimento y apoyado en las paredes de carga. Es decir, en lugar de cercano al forjado que queremos apear (como en la figura), cercano al suelo inferior. Este elemento hará de durmiente para el apoyo de los puntales.

2.7.3 Algunas consideraciones sobre apeo de forjados.

- El apuntalamiento de plantas de forjado se debe iniciar desde el terreno hacia las plantas superiores hasta llegar al forjado dañado. Si se hiciera desde el forjado dañado hacia el terreno estaríamos haciendo trabajar los forjados a flexión con las cargas adicionales del apuntalamiento, a pesar de que estuvieran apuntalados.
- Deberemos tener en cuenta en el apeo de un forjado su tipología constructiva. Básicamente su monolitismo. Si trabaja como viguetas sueltas (un caso extremo sería un forjado antiguo de viguetas de madera apoyadas, sin capa de compresión y sin cadena de atado) o trabaja de manera monolítica (el otro caso extremo sería un forjado reticular).
- Así como su estado de degradación. Si presenta zonas degradadas débiles localizadas pueden hacer que la vigueta se “parta” entre dos sopandas de nuestro apuntalamiento. Las sopandas, como se verá a continuación, son los elementos horizontales que recogen las cargas del forjado a apear y la llevan a los puntales.
- Dos indicaciones que parecen obvias pero que son muy importantes: la necesidad de comprobar que no haya un cambio de dirección de las viguetas entre una planta y la otra, cosa que condiciona el modo de transmisión de las cargas y por lo tanto, la dirección de los elementos de transmisión de carga (sopandas y durmientes). Y de respetar perfectamente la plomada en los puntales de una planta a la otra. Tal como dice Robert Brufau (2013) [3], para no solicitar a cortante las viguetas.

- Una vez hemos bajado las cargas al “terreno”, hemos de asegurarnos de que realmente estamos en firme (que no hay recrecidos débiles, tarimas sobre rastreles, galerías de instalaciones...).
- En forjados de hormigón armado debemos alterar lo mínimo la ley de momentos flectores con nuestro apuntalamiento. Buscando colocar los apoyos del apeo separados de los extremos a 1/5 de la luz. Donde el momento es aproximadamente cero. Para no invertir los momentos y hacer trabajar al hormigón a tracción en zonas donde no tiene armadura prevista para ello. En forjados de madera o metálicos no se da esa circunstancia.

2.7.4 Apuntalado de forjados deformables.

En este apartado se quiere dar respuesta a la siguiente pregunta:

En un edificio donde tenemos que apea un forjado con daños en la planta n, (n niveles sobre la PB), ¿Podríamos calcular el nº de forjados necesarios a involucrar en el apuntalamiento para no ser necesario llegar con el apuntalamiento hasta el terreno? Para responder se contrastará diferente bibliografía, se hará un análisis y se llegará a una conclusión.

La mayoría de la bibliografía existente indica que cuando se realice un apeo de un forjado se deberán llevar las cargas hasta el terreno. O en caso de no ser ello posible, se transmitirán las cargas a la estructura vertical del edificio (Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) “Apuntalamientos y apeos...” [14])

Sin embargo pueden encontrarse estas referencias en la bibliografía:

Según J. Espadasín y García, J.I. (2009) “Apeos y refuerzos alternativos” [1], al hablar del apeo de elementos estructurales horizontales, dentro de las recomendaciones para el proceso de intervención dice “Igualmente se calculará el número de plantas sobre las que ha de descargarse el apeo, o, en su defecto, la forma de transmitir las cargas de éste a muros u otros elementos resistentes.”

De lo anterior podría entenderse que podemos calcular el número de plantas a apuntalar sin necesidad de llegar a terreno firme, de manera que las cargas del forjado dañado queden repartidas en un número determinado de forjados sanos que las hagan admisibles para la estructura general.

Por otro lado, según Brufau, R. (2010) “Intervenciones provisionales...” [3], al incidir en la manera de actuar en el caso que el forjado inferior de recepción de los puntales no está capacitado para soportar su propio peso más el del forjado superior (que le llegará a través de los puntales), cita lo siguiente como una de las maneras para resolver la situación:

“Apuntalando también, si es posible, la planta inferior a la que se trabaja, para repartir entre dos forjados el peso del forjado superior. En esta situación es conveniente que la línea de durmiente de la planta superior coincida con la línea de sopandas de la línea inferior, para evitar problemas de esfuerzo cortante en las viguetas. “La primera referencia citada hace mención a calcular el número de plantas inferiores sobre las que deberemos descargar nuestro apeo.

La segunda ofrece una regla global consistente en repartir las cargas con la planta inferior. Aunque por el espíritu de la obra se entiende que previa comprobación.

En ninguna de las dos referencias bibliográficas citadas, ni en ninguna otra de las referenciadas en este trabajo, se hace referencia a la manera de realizar ese posible cálculo del reparto de cargas en forjados deformables dañados.

Sobre esto puede hacerse la siguiente reflexión:

Intuitivamente puede entenderse que la idea se basa en que los forjados que construimos son deformables, no son infinitamente rígidos. Al bajar las cargas por los puntales de una planta a la otra, van transmitiendo parte de su carga a cada uno de esos forjados. De manera que cuando descienden hasta el primer forjado que encuentran sin apuntalar, las cargas ya son lo suficientemente pequeñas como para poder ser absorbidas por ese forjado.

Existen estudios empíricos que explican la transmisión de cargas en apuntalamientos sucesivos de forjados en construcción. Mediante unos coeficientes de reparto (estudio original de Grundy, P y Kabaila, A (1963) "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings").

Pero esto no sería de aplicación en el caso de apuntalado de forjados existentes dañados. No he logrado encontrar ninguna referencia bibliográfica que aborde el tema.

Hacer un cálculo detallado sobre ese reparto de cargas requeriría un modelado de la estructura para cálculo por ordenador. Con la complicación de que son forjados existentes y además pueden tener patologías. Una complicación tal que hace el cálculo inviable en la práctica.

Y por otro lado un método empírico o simplificado sería tan inexacto para nuestro caso concreto que lo haría inútil.

Como conclusión:

A la pregunta ¿podrían calcularse el nº de forjados necesarios a apuntalar sin llegar al terreno, con tal de que las cargas que lleguen al forjado inferior sean admisibles debido a que ha habido un reparto de cargas entre los diferentes forjados involucrados en el apuntalamiento?

La respuesta sería que posiblemente sí. Pero en cualquier caso su cálculo sería tan laborioso que lo hace inviable.

Por lo tanto debería optarse por las indicaciones del inicio del apartado: llegar con las cargas del apuntalamiento hasta al terreno. O en su defecto traspasarlas a la estructura vertical del edificio.

2.8 Partes de un apeo. Nomenclatura.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

1. **Asnilla o caballete.**
Elemento de apeo compuesto por 4 tornapuntas y una viga a la que sostienen.
2. **Brida.**
Elemento metálico empleado como auxiliar en un sistema de apeo, utilizado para unir y ajustar dos o más piezas iguales.
3. **Calzo.**
Pieza con la que se calza un elemento para ajustarlo.
4. **Camón.**
Tipo de cercha, en una cimbra, que sujeta un entablado o enlistonado, con la traza curva coincidente con la cintra del arco o bóveda que se quiere ejecutar o apear.
5. **Cimbra.**
Sistema de apeo de arcos y bóvedas. Por extensión, también de forjados.
6. **Codal.**
Elemento horizontal de apeo o refuerzo que trabaja compresión entre los elementos que sostiene.
7. **Cruz de San Andrés.**
En un sistema de apeo, elemento compuesto por dos piezas longitudinales en aspa, con objeto de mejorar la indeformabilidad del hueco en que se instalan o de los elementos de apeo a los que se fija.
8. **Cuña.**
Pieza de ajuste embutida entre dos elementos estructurales para garantizar su transmisión de cargas.
9. **Durmiente.**
Tendido sobre el plano horizontal, sobre él apoyan los otros elementos del sistema de apeo para transmitir las cargas del elemento apeado al terreno o forjado inferior.
10. **Ejión.**
Tope para absorber la componente horizontal del empuje (p.e. en el encuentro entre tornapunta y terreno).
11. **Embarbillado.**
Corte que se hace en la madera para que encaje con otra pieza.
12. **Jabalcón.**
Elemento de apeo de traza inclinada, trabajando a compresión que conduce la carga que recibe en su extremo superior a un punto intermedio de otro elemento de apeo.
13. **Marrano.**
Elemento horizontal que se apoya en dos o más puntos (generalmente sobre el terreno) y le transmite las cargas exclusivamente a flexión.
14. **Muletilla.**

En los sistemas de apeo se denomina así a la pieza de madera encajada en un mechal con objeto de transmitir las cargas de construcción al elemento de apeo que las acomete.

15. Oreja.

Piezas simétricas y complementarias encargadas de confinar el movimiento lateral o giro en un punto de apoyo o nudo de encuentro entre otros elementos principales del sistema.

16. Puente.

Elemento horizontal, elevado del terreno, trabajando a flexión y apoyado en dos pies derechos o dos parejas de tornapuntas a modo de asnillas.

17. Puntal.

Elemento principal de cualquier sistema de apeo, en cualquiera de sus formas y materiales, TRABAJANDO A COMPRESIÓN.

18. Riostra.

Pieza encargada de mantener en posición los elementos principales para evitar su desplazamiento, conformando con los elementos principales una triangulación indeformable.

19. Sopanda.

Pieza encargada de recoger las cargas de los elementos constructivos horizontales, conduciéndolos a los pies derechos, jabalcones o tornapuntas que lo soportan.

20. Tirante.

Pieza en un sistema de apeo o refuerzo a la que se confía los esfuerzos de tracción.

21. Tornapunta.

Elemento de dirección inclinada cuya función es trasladar las cargas recibidas en su cabeza superior (sedan verticales, horizontales o inclinadas) a la cabeza inferior apoyada en un plano sustentante horizontal o inclinado.

22. Vela.

Pieza longitudinal y vertical que recoge las cargas de elementos constructivos verticales o inclinados y las transmite a los codales o tornapuntas.

23. Virotillo.

Pieza corta trabajando a compresión, normalmente en posición vertical.

2.9 Normativa sobre apeos.

A los efectos de aplicación de normativa, consideraremos los apeos y apuntalamientos como unas construcciones estructurales auxiliares para la estabilización temporal de una construcción.

No existe en España una normativa específica para apeos y apuntalamientos.

Diferentes autores dicen lo siguiente:

Abasolo, A. (1998), en “Recalces, apeos y demoliciones” [7]: *“La normativa aplicable es la misma que la vigente para estructuras de los distintos materiales que se emplean en los trabajos de apeos”.*

“Los trabajos de apeo no deja de ser un sistema constructivo como otro (...). Así pues las labores de montaje, diseño y vigilancia deberán cumplir con los requisitos exigidos para cualquier estructura ya que su objetivo en definitiva es el mismo (...).”

Brufau, R. en “Rehabilitar con acero” [3]: *“Las sucesivas normas de edificación vigentes en nuestro país se han referido a los criterios de cálculo en procesos de apuntalamientos en procesos de rehabilitación de manera muy marginal y sin dar pautas concretas de análisis.*

Ante la ausencia de una reglamentación específica para el diseño de cada uno de los elementos de estabilización provisional, cada proyectista adoptará criterios específicos al respecto, basados en la buena práctica profesional, contando, si lo considera conveniente, con la colaboración de los expertos de las empresas especializadas en temas de cimbrado y apuntalamientos”.

Así que, al margen de posibles discusiones sobre el ámbito de aplicación de normativa como CTE y EAE para estructuras temporales de quizás horas o días, lo cierto es que a los apeos se les encarga la función de garantizar la seguridad estructural del edificio. Y en lo que coinciden todos los autores es que: el proyectista debe apoyarse en la normativa de obligado cumplimiento para seguridad estructural. Y si algún aspecto concreto en el ámbito de los apeos no está claro, deberá usar su criterio para encontrar la mejor solución.

Normativa concurrente en los apeos de madera:

- CTE-SE-M Abril 2009. Seguridad estructural madera.
- NORMATIVA AENOR.

El Comité AEN/CTN 56 ha trabajado en el siguiente campo- MADERA Y CORCHO.

UNE-EN 338:2010 + UNE-EN 338:2010 ERRATUM: 2011

Madera estructural. Clases resistentes.

UNE 56535:1977

Características físico-mecánicas de la madera. Determinación de la resistencia a la compresión axial.

UNE 56537:1979

Características físico-mecánicas de la madera. Determinación de la resistencia a la flexión estática.

UNE 56538:1978

Características físico-mecánicas de la madera. Determinación de la resistencia a la tracción perpendicular a las fibras.

UNE 56539:1978

Determinación de la resistencia a la hienda. Características físico-mecánicas de la madera.

UNE 56539:1978

Determinación de la resistencia a la hienda. Características físico-mecánicas de la madera.

UNE-EN 26891:1992

Estructuras de madera. Uniones realizadas con elementos de fijación mecánicos. Principios generales para la determinación de las características de resistencia y deslizamiento. (Versión oficial EN 26891:1991). (ISO 6891:1983)

Normativa concurrente en los apeos de acero:

- EAE INSTRUCCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL. Real Decreto 751/2011 de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE).
- CTE – DB SE-A. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008)
- AENOR: Sistemas ligeros con tubos de acero. Equipamientos para trabajos temporales en obra (comité AEN/CTN 180).

UNE-EN 1065:2001 ERRATUM

Puntales telescópicos regulables de acero. Especificaciones del producto, diseño y evaluación por cálculo y ensayos.

UNE-EN 1065:1999

Puntales telescópicos regulables de acero. Especificaciones del producto, diseño y evaluación por cálculo y ensayos.

UNE-EN 16031:2013

Puntales telescópicos regulables de aluminio. Especificaciones de producto, diseño y evaluación mediante cálculo y ensayos.

NE-EN 74-1:2008

Acoplamiento, espigas ajustables y placas base para andamios y cimbras. Parte 1: Acoplamiento para tubos. Requisitos y procedimientos de ensayo.

UNE-EN 74-2:2010

Acoplamiento, espigas ajustables y placas base para andamios y cimbras. Parte 2: Acoplamiento especiales. Requisitos y procedimientos de ensayo.

UNE-EN 74-3:2008

Acoplamiento, espigas ajustables y placas base para andamios y cimbras. Parte 3: Placas base ordinarias y espigas ajustables. Requisitos y procedimientos de ensayo.

UNE-EN 12810-1:2005

Andamios de fachada de componentes prefabricados. Parte 1: Especificaciones de los productos.

UNE-EN 12810-2:2005

Andamios de fachada de componentes prefabricados. Parte 2: Métodos particulares de diseño estructural.

UNE-EN 12813:2008

Equipamiento para trabajos temporales de obra. Torres de cimbra fabricadas con componentes prefabricados. Métodos particulares de diseño estructural.

UNE-EN 12811-1:2005

Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 1: Andamios. Requisitos de comportamiento y diseño

UNE-EN 12811-2:2005

Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 2: Información sobre los materiales.

UNE-EN 12811-3:2003

Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 3: Ensayo de carga.

UNE-EN 12811-4:2015

Equipamiento para trabajos temporales de obra. Parte 4: Viseras de protección para andamios. Requisitos de comportamiento y diseño del producto.

UNE-EN 1298:1996

Torres de acceso y torres de trabajo móviles. Reglas y directrices para la preparación de un manual de instrucciones.

UNE-EN 1004:2006

Torres de acceso y torres de trabajo móviles construidas con elementos prefabricados. Materiales, dimensiones, cargas de diseño y requisitos de seguridad y comportamiento.

UNE-EN 12812:2008

Cimbras. Requisitos de comportamiento y diseño general.

UNE-CEN/TR 15563:2009 IN

Equipamiento para trabajos temporales de obra. Recomendaciones de seguridad y salud.

UNE 76501:1987

Estructuras auxiliares y desmontables. Clasificación y definición.

3 APEOS CON MADERA.

VENTAJAS:

- Facilidad de trabajo. Puede trabajarse en obra.
- Rapidez de manejo.
- Disponibilidad de material y mano de obra.
- Adaptabilidad a los elementos a apear.
- Económico.
- Material tradicional.
- Apto para apeos de urgencia.

INCONVENIENTES:

- Para piezas muy largas (muchos empalmes) son más adecuados sistemas industrializados.
- Para apeos de más de una semana requiere de mantenimiento, se han de reparar las uniones embridadas, cuñas, etc. Al menos una vez cada semana.
- A la intemperie es afectada por la humedad.
- Unión por brida ampliamente utilizada no amparada por el CTE. Pero utilizada tradicionalmente con buenos resultados.
- No reutilizable.

La madera es el material tradicionalmente más utilizado en apeos. Su conocimiento técnico como material y la manera de confeccionar uniones eficaces ya se conocía desde tiempos de los romanos. Su técnica de uniones por ensamble ha permanecido invariable hasta el siglo pasado.

Actualmente ha sido desplazada por sistemas industrializados pero sigue utilizándose todavía.

El diseño y cálculo están condicionados por las especiales características del material.

3.1 Propiedades generales de la madera.

- Anisotropía
- Higroscopicidad

La madera es un material natural de carácter anisótropo debido a la orientación de las fibras en la dirección longitudinal del tronco. Es por ello que las diferentes propiedades del material se deben definir en cada una de las direcciones, paralela y perpendicular a la de las fibras.

Las especies comerciales de la madera se pueden dividir en dos grupos las coníferas y las frondosas.

En España las especies de madera que se comercializan para apeos suele ser pino de calidad estética baja.

Las características más relevantes en cuanto a su uso como material de construcción son la anisotropía, la higroscopicidad. También en menor medida su carácter orgánico (características variables entre diferentes piezas, atacable por hongos y xilófagos...).

Anisotropía.

Esta cualidad condiciona que sus características mecánicas dependan de la dirección del esfuerzo actuante con relación a la dirección de las fibras.

Deben considerarse tres direcciones principales para las cuales presenta diferente comportamiento físico y mecánico:

La axial, la radial y la tangencial a la dirección de las fibras de madera, es decir, a la dirección longitudinal del tronco.

- Dirección Axial.
- Dirección Radial.
- Dirección Tangencial.

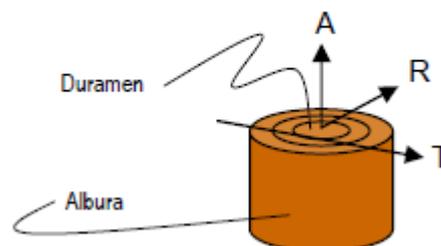


Figura 3.1. Anisotropía y dirección de esfuerzos.

Fuente: Apuntes de construcción en madera. Universidad de Valladolid. En

<http://www.uva.es/maderas>

Para los apeos es muy relevante la gran diferencia de resistencia para un mismo esfuerzo según sea su dirección paralela o perpendicular a la dirección de las fibras. Por lo tanto toma mucha relevancia la posición que ocupe la pieza de madera dentro del apeo

La peor forma de trabajo para la madera es la hienda (el mismo efecto que aprovecha un hacha para partir la madera separando sus fibras). Se debe evitar a

toda costa esta forma de trabajo con los detalles constructivos necesarios. Ver los efectos de los esfuerzos en hienda en la Pag.53.

A continuación se adjunta una tabla con un comparativo visual de la variabilidad de la resistencia característica según la dirección del esfuerzo y dirección de las fibras.

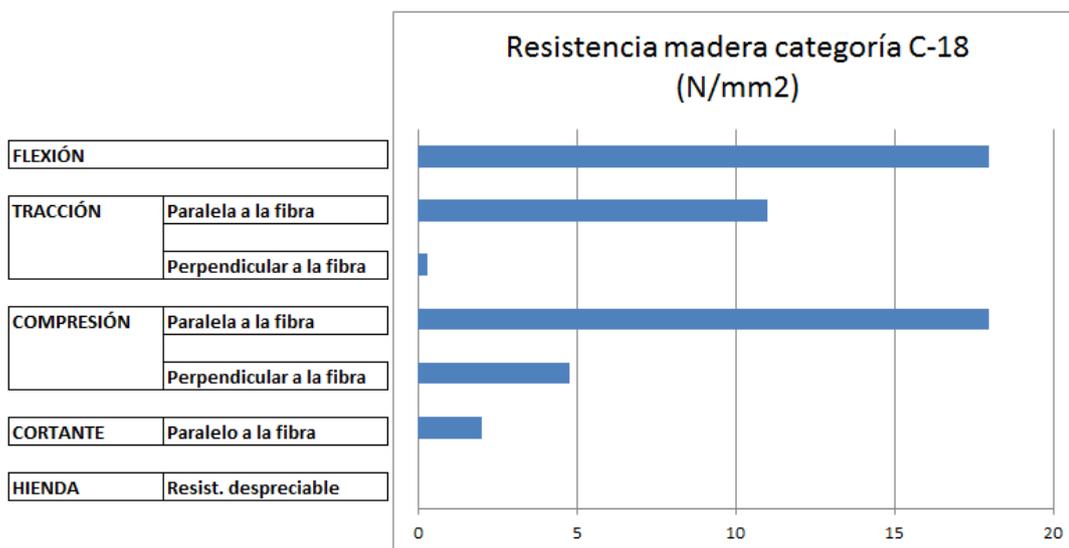


Tabla 3.1. Resistencia κ madera comparativa según dirección esfuerzos y dirección fibra.

Fuente: Elaboración propia.

Higroscopicidad.

Se refiere a la característica de absorber o ceder agua según las condiciones ambientales del lugar donde se encuentre (humedad relativa del aire y temperatura). A cada estado ambiental le corresponde un determinado grado de humedad de la madera, llamado humedad de equilibrio higroscópico.

La tensión admisible de la madera del apeo va a depender en cada momento de las condiciones del ambiente donde se encuentra.

Por ejemplo la resistencia a compresión puede descender a la mitad cuando se aumenta su humedad normal (12%) hasta la del punto de saturación de sus fibras (30%).

3.2 Características de la madera empleada en apeos.

La madera empleada tradicionalmente en apeos en España es:

- madera de pino de baja calidad (Pino Silvestre, Pino Pinaster o Pino Insignis).
- Clase Resistente preferentemente C-18 (o C-14): Las más bajas de la categoría resistente. No compensa utilizar maderas de mayor resistencia ya

que los beneficios por disminución real de la sección de los apeos no compensa su sobrecoste. Pero debe evitarse el uso de madera no sometida a los criterios del CTE-SE-M (esa madera suele tener resistencias muy inferiores a la categoría C-14).

- Calidad ME-2. En apeos no hay requerimientos estéticos.

Escuadrías empleadas en apeos.

DENOMINACIÓN	ANCHO cm	GRUESO cm
TABLÓN	20	7
	25	7
TABLONCILLO	20	5
	150	5
TABLA	10-20	2-3
RIOSTRA	10	5
CUADRADILLOS	10 / 12 / 15	10 / 12 / 15

Tabla 3.2. Escuadrías empleadas en apeos. Fuente: elaboración propia.

Son combinaciones usuales el embridado de 2,3 o 4 tablones. La combinación de 3 tablones es muy eficaz ya que forma una sección casi cuadrada con un momento de inercia casi igual para ambas direcciones.

Nº PIEZAS	POSICIÓN	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	W _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _y (cm ³)
1		140	4667	5.77	467	572	2.02	163
2		280	9333	5.77	933	4573	4.04	653
3		420	14000	5.77	1400	15435	6.06	1470
4		560	18667	5.77	1867	36587	8.08	2613

VALORES PARA LAS DIFERENTES SECCIONES QUE SE PUEDEN FORMAR CON TABLON DE 200x70mm

Tabla 3.3. Valores resistentes de las combinaciones formadas con tablón de 20 x 7 cm. Fuente: Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) [14].

Nota: los bomberos en Madrid y otras zonas suelen usar unas medidas diferentes para confeccionar los apeos. Se trata de la sección 15 x 15 cm. Conseguida ya sea con el embridado de dos elementos de 15 x 7,5 cm o con una sección maciza. Existe una guía de apuntalamientos editada por el FEMA americano (Federal Emergency Management Agency) confeccionada conjuntamente con el ejército. Contiene un completo detalle de configuraciones de elementos de apeo. Y muestra unas resistencias del elemento acabado que se obtendrán si el montaje se hace en base a sus instrucciones. Sin necesidad de cálculo. Toda la guía está resuelta con secciones de madera de 15 x 15 y 10 x 10, que es la usual en EEUU. Las uniones se realizan con tableros contrachapados de 30x30 clavados a las piezas. Los bomberos al utilizar esa sección pueden seguir los detalles constructivos de esa práctica guía.

Posibles defectos de la madera:

- Nudos: el defecto de mayor importancia. Originado por el crecimiento de las ramas del árbol. Si son pequeños y espaciados pueden despreciarse.
- Desviación de la fibra: pendiente de la dirección de la fibra respecto al eje de la pieza. Se hace patente en el aserrado.
- Fendas: agrietamientos longitudinales que cortan los anillos de crecimiento. Las fendas cuya anchura no supere 1 mm pueden despreciarse.
- Acebolladuras: Hendiduras longitudinales que se extienden paralelas a los anillos produciendo su separación. Se produce durante su secado.
- Gemas: falta de madera en las aristas. Se produce durante el aserrado.

3.3 Resistencia de cálculo de la madera.

Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1] ha creado la siguiente tabla resumen para obtener los valores de la resistencia de cálculo de la madera para apeos de la clase resistente C-18. A continuación de la figura se detallan todos los factores y conceptos relacionados con la tabla:

RESISTENCIA DE CÁLCULO	CLASE DE SERVICIO	RESISTENCIAS DE CÁLCULO APLICABLES A LA CLASE RESISTENTE C18 en N/mm ² (*)				
		Para una clase de duración de la carga:				
		permanente	larga	media	corta	instantánea
Flexión $f_{m,d}$	1 y 2	8,31	9,69	11,08	12,46	15,23
	3	6,92	7,62	9,00	9,69	12,46
Tracción paralela $f_{t,0,d}$	1 y 2	5,08	5,92	6,77	7,62	9,31
	3	4,23	4,65	5,50	5,92	7,62
Tracción perpendicular $f_{t,90,d}$	1 y 2	0,14	0,16	0,18	0,21	0,25
	3	0,12	0,13	0,15	0,16	0,21
Compresión paralela $f_{c,0,d}$	1 y 2	8,31	9,69	11,08	12,46	15,23
	3	6,92	7,62	9,00	9,69	12,46
Compresión perpendicular $f_{c,90,d}$	1 y 2	2,22	2,58	2,95	3,32	4,46
	3	1,85	2,03	2,40	2,58	3,32
Cortante $f_{v,d}$	1 y 2	0,92	1,08	1,23	1,38	1,69
	3	0,77	0,85	1,00	1,08	1,38

Tabla 3.4. Resistencia de cálculo (f_d) de la madera C-18.

Fuente: Espadasín, J. y García J.I. (2009) [1]

A continuación se detallan todos los factores y conceptos que intervienen en la confección de dicho cuadro resumen.

Factores condicionantes de la resistencia de la madera:

- Contenido de humedad:

Clase de servicio	Condiciones
CS 1	Cubierto y cerrado. 20 ± 2°C y > 65% de humedad no frecuente.
CS 2	Cubierto y abierto (i. piscinas cubiertas). 20 ± 2°C y > 85% de humedad excepcionalmente.
CS 3	Abierto a la intemperie. Humedades superiores a la clase CS 2.

Tabla 3.5. Clases de servicio madera CTE.

Fuente: Apuntes de construcción en madera. Universidad de Valladolid. En

<http://www.uva.es/maderas>

- Duración de la carga:

Clase de duración	Duración	Ejemplos
Permanente	> 10 años	Peso propio, tabiquería
Larga duración	6 meses – 10 años	Nieve (s. casos)
Media duración	1 semana – 6 meses	Sobrecarga uso
Corta duración	< 1 semana	Nieve, viento
Instantánea		Sismo

Tabla 3.6. Duración de la carga según CTE.

Fuente: Apuntes de construcción en madera. Universidad de Valladolid. En

<http://www.uva.es/maderas>

La resistencia de cálculo de la madera (f_d) para apeos* se obtiene en función de la expresión:

$$f_d = f_k \frac{1}{\gamma_M} k_{mod}$$

Nota *: no se ha tenido en cuenta en la expresión la corrección por rasgos físicos de la madera K_h y K_{is} porque para apeos no tiene relevancia.

Siendo:

- f_k Resistencia característica K obtenida en tabla de UNE EN-338.

A.1. Madera aserrada. Clases resistentes UNE-EN 338

		Especies coníferas y chopo				
		C14	C16	C18	C22	C24
Propiedades resistentes (N/mm ²)						
Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	22	24
Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14
Tracción perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5
Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21
Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,4	2,5
Cortante	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,4	2,5
Propiedades de rigidez (KN/mm ²)						
Mod. Elast. paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	10	11
Mod. Elast. paralelo caract.	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,7	7,4
Mod. Elast. Perpend. medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,33	0,37
Mod. cortante medio	G	0,44	0,50	0,56	0,63	0,69
Densidad						
Densidad característica	ρ_k	290	310	320	340	350
Densidad media	ρ_{media}	350	370	380	410	420

Tabla 3.7. Cuadro de los valores de resistencia característica (k) de la madera C-18.

Fuente: Apuntes de construcción en madera. Universidad de Valladolid. En

<http://www.uva.es/maderas>

- Coeficiente de seguridad del material madera (γ_M) = 1,3 para madera aserrada según CTE-SE-M.
- k_{mod} según tabla del CTE-SE-M

Tabla 2.4 Valores del factor k_{mod}

Material	Norma	Clase de servicio	Clase de duración de la carga				
			Permanente	Larga	Media	Corta	Instantánea
Madera maciza	UNE-EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Tabla 3.8 – Tabla K_{mod} . Fuente: CTE-SE-M

Calculo de Acciones según CTE-SE-M.

El coeficiente de seguridad γ_F para las acciones es el siguiente:

- Acciones permanentes - $\gamma_F = 1,35$
- Acciones variables - $\gamma_F = 1,50$

3.4 Uniones de la madera mediante elementos metálicos.

Se dan los siguientes tipos (Espadasín, J, y García, J.I. (2009) [1]:

- Bridas
- Clavos
- Pernos
- Tirafondos

En este apartado se presentan las tablas Tabla 3.9 y Tabla 3.10 para orden de magnitud sobre la resistencia de uniones a cortante en madera.

3.4.1 Bridas

Es el elemento de unión tradicionalmente más usado en apeos para la unión de varios tablonos para constituir un solo elemento.

Bridas. Consideraciones previas sobre su cálculo:

El cálculo de madera estructural está regido por el CTE-DB-SE-M (con anterioridad a ello no había normativa oficial en España).

La unión altamente extendida en apeos de varios tablonos a base de bridas no está recogida en la normativa, pero está altamente probado experimentalmente su uso en la tradición con buenos resultados. Es la unión más usada en apeos por su sencillez.

Las uniones mecánicas contempladas en el DB-SE-M para la madera estructural son las siguientes:

- de tipo clavija: clavos de fuste liso o con resaltos, grapas, tirafondos (tornillos rosca madera), pernos o pasadores.
- Conectores: de anillo, de placa o dentados.

La unión embridada tiene estos puntos críticos:

- Es necesario su cálculo a esfuerzo rasante. El cálculo adjudica valores demasiado optimistas.
- No debe emplearse en pies derechos de carga crítica.
- Para apeos de duración media trabajando a compresión por pandeo se requiere una revisión del apriete de las bridas al menos 1 vez semanal.

No obstante tradicionalmente está demostrado su correcto funcionamiento en apeos. Se piensa que debido a que:

- Los apeos suelen estar sobredimensionados (o porque no se calcularon o porque no hay mucho margen para jugar con las secciones configuradas a partir de la unión de tablones).
- Suelen ser apeos de duración corta para reparación de elementos estructurales.
- Se diseñan para resistir la carga total del elemento apeado y en la práctica suele haber un reparto entre ambos.

En la práctica, hoy día, podemos hacer un cálculo fuera de normativa del esfuerzo rasante que interviene para averiguar el nº de bridas necesarias. O bien diseñar la pieza respetando unas reglas empíricas, sin sobrepasar unas separaciones máximas entre bridas.

Para el cálculo se asimila la colocación de bridas a los conectores. Sistema éste sí incluido en la normativa. Y se considera que el error es aceptable siempre que se garantice la eficacia del apriete durante la vida del apeo.

Bridas. Puesta en obra

Se trata de dos pletinas de acero con sendos taladros que aprisionarán entre ellos los tablones de madera con dos varillas roscadas. Uniéndolos por el rozamiento entre sus caras por el apriete de sus tornillos.

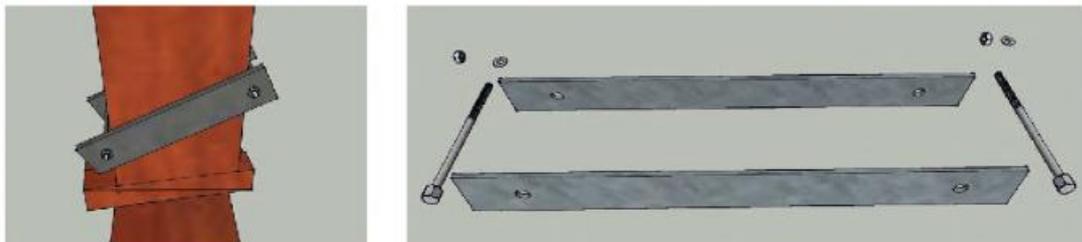


Figura 3.2. Detalle de brida metálica tipo.

Fuente: Sánchez, J. (2015) "Técnicas de..." [2]

Restricciones para su uso:

- En apeos de medio o largo plazo deben ser evitadas. En este caso se deben emplear pernos embutidos trabajando a cortadura.
- En apeos inmediatos o corto plazo sí son adecuadas. Siempre que se revise su apriete al menos una vez a la semana en apeos por compresión con pandeo con carga crítica.

- Es recomendable el apriete con una llave dinamométrica para controlar el apriete hasta valores próximos a la resistencia a compresión en dirección perpendicular a la fibra.

Usos de la brida.

La distancia entre bridas en piezas que trabajan a compresión con pandeo es determinante en la resistencia alcanzada por la pieza.

Por ejemplo si en una pieza a compresión con pandeo la separación de sus bridas se reduce de 1m a la mitad, su resistencia puede aumentar hasta cuatro veces. Efecto de la reducción del pandeo.

Una norma empírica para la colocación de las bridas, según Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1], es la siguiente:

Colocar una brida en cada extremo de la pieza a 10 cm de los extremos.

Repartir el resto de bridas con una separación deseable menor de 50 cm. En ningún caso mayor de 1m.

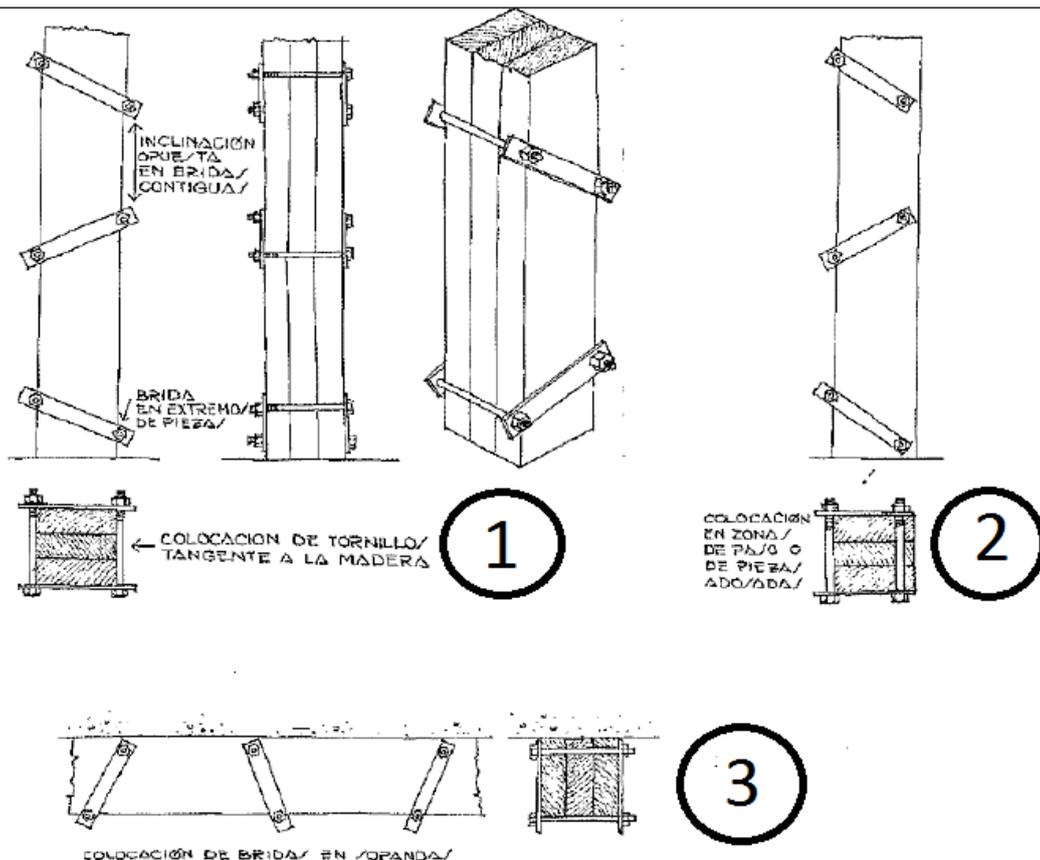


Figura 3.3. Detalles de colocación de brida.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1].

En la figura anterior, referencia 1, puede observarse cómo la colocación de los tornillos debe hacerse tangencial a los tablones para permitir el máximo apriete con

deformación mínima de la pletina. Deben contrapearse las inclinaciones de bridas continuas.

En la referencia 2 puede observarse cómo en las zonas de paso es necesario hacer un taladro para evitar que la brida sobresalga dentro de la zona de paso y pueda provocar accidentes.

En la referencia 3 puede observarse cómo se aplica el mismo detalle anterior pero este caso para solucionar el contacto entre un elemento sopanda y la superficie del techo.

3.4.2 Clavos

La unión por clavos permite rapidez de ejecución y tiene una gran eficacia si se ejecuta con calidad.

- Diámetro calculado
- Distancia mínima entre clavos
- Distancia mínima entre clavo y borde de la pieza
- Penetraciones mínimas aseguradas

El clavo tipo más usado en apeos es:

- el de \varnothing 6mm y longitud 120mm para clavado de tablonces 20x7 cm.
- el de \varnothing 6mm y longitud 100mm para clavado de tabloncillos de 15x5 cm.

El clavo al penetrar en la madera separa las fibras de la madera, por lo que pueden formarse fisuras de hienda. Para evitar esto se pueden realizar pre taladros en la madera con un diámetro de $2/3$ correspondiente al clavo.

El clavo debe penetrar un mínimo de 8 diámetros en clavos lisos. Y su dirección debe ser perpendicular a la dirección de las fibras.

	Medidas en cm *	
	Sin pretaladro	Con pretaladro
Min. separación entre clavos	entre 3 y 8	entre 3 y 5
Min. separación entre clavo y borde pieza	entre 4 y 9	entre 3 y 5
Penetración mínima	4,8	4,8

Tabla 3.9. Orden de magnitud de parámetros que influyen en el clavado.

Fuente: elaboración propia sobre datos de Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1]

(*) Los datos de la tabla corresponden al uso de clavos \varnothing 6 x 120 mm sobre tablón 20x7 cm, y la variabilidad se debe a la dirección de las fibras de las maderas a unir respecto la línea de clavos. Así como la dirección de los esfuerzos en relación a las fibras. Para un cálculo ajustado de capacidad y separaciones debe acudir al apartado 8.3 del CTE-SE-M - uniones del tipo clavija-clavos.

3.4.3 Pernos

La forma de trabajo del perno es la presión del fuste sobre la madera. Por ello los taladros deben ser del mismo diámetro que el perno.

Debido al uso de diámetros robustos es más usual el fallo por aplastamiento de las fibras de la madera que por deformación del elemento metálico.

El perno tipo usado en apeo es de cabeza hexagonal y diámetro 12 mm. Junto con tuerca y dos arandelas.

Para un cálculo ajustado de capacidad y separaciones debe acudir al apartado 8.3.4 del CTE-SE-M - uniones del tipo clavija-pernos.

Tirafondos

Este elemento tiene el fuste formado por una parte lisa (llamada caña) y una parte roscada acabada en punta

Su colocación se realiza mediante pre taladros.

El uso es muy apropiado para contrarrestar cargas axiales a la unión.

En apeos es recomendable la sustitución de clavos por tirafondos cuando sea desaconsejable para la estructura recibir golpes del clavado.

Los tirafondos tipo más utilizados en apeos son:

- Tirafondos de Ø8mm y 120 mm de longitud, para uniones de tablón 20x7 cm.
- Tirafondos de Ø8mm y 100 mm de longitud, para uniones de tabloncillo 15x5 cm

Para un cálculo ajustado de capacidad y separaciones debe acudir al apartado 8.3.6 del CTE-SE-M - uniones del tipo clavija-tirafondos.

Resistencia comparada de los diferentes elementos de unión amparados por la normativa (clavo, tirafondo y perno) para una unión tipo en apeos:

Espadasín, J. Y García, J.I. (2009) en [1] resume en una tabla de cálculo rápido los valores de resistencia de cálculo R_d para un elemento mecánico de unión en diferentes tipos de uniones y para cortadura simple y doble.

Aquí se va a reproducir únicamente los valores correspondientes a la unión de dos tablones 20x7 cm a simple cortadura. Para tener un orden de magnitud de las capacidades resistentes de cada uno de los diferentes elementos de unión.

VALORES DE R_d PARA UN ELEMENTO MECÁNICO DE UNIÓN EN UNIONES A SIMPLE CORTADURA						
TIPO DE UNIÓN					R_d en N	
PIEZAS UNIDAS	CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO DE FIJACIÓN				PARA CLASE DE SERVICIO 1 Y 2	
	TIPO DE ELEMENTO	SISTEMA DE COLOCACIÓN	d en mm	LONG. en mm	DURACIÓN DE CARGA	
					Permanente	Media
2 TABLONES DE 70 x 200	Clavo	Sin pretaladro	6	120	1080	1388
		Con pretaladro	6	120	1607	1950
	Tirafondo	-	8	120	2268	2918
	Perno	Tablones con sus fibras paralelas	12	-	3708	4944
		Tablones con sus fibras perpendiculares	12	-	2424	3232

Tabla 3.10. Valores de R_d para la unión de dos tablones de 20x7 cm.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1]

Puede constatarse que el clavo es el elemento que tiene menor capacidad resistente y el perno el que más. Quedando el tirafondo en medio. Así como las diferencias según si se realizan pre taladros o no, o incluso si los dos tablones a unir tienen sus fibras paralelas o perpendiculares entre ambos.

3.5 Configuración de elementos simples de apeo con madera

A continuación se analizarán las principales configuraciones de elementos simples de apeo con madera.

- Pie derecho
- Durmiente
- Sopanda
- Tornapunta
- Codal
- Jabalcón
- Ejión
- Riostra
- Tirante
- Vela
- Cuñas

Así mismo se incluyen los conceptos característicos de su forma de trabajo según su posición, acuerdos para transmisión de carga entre el elemento a apeo y el terreno, etc. Todo ello se explicará con detalle puesto que es extrapolable a cualquiera sistema de apeo con elemento simple de otros materiales. Y ya no será repetido en los apartados de los otros materiales.

3.5.1 Pie derecho.

Elemento vertical que trabaja a compresión recogiendo cargas en su parte superior y entregándolas en su parte inferior. Sobre los elementos que facilitan estas entregas (sopanda y durmiente) se habla posteriormente en este mismo apartado.

Está constituido por dos o más tablones unidos mediante bridas o pernos.

Si se trata de un solo tablón, por cuestiones de pandeo se restringe su uso a alturas muy pequeñas, llamándose entonces enano.

▪ **Condiciones constructivas:**

La posición vertical del pie derecho debe quedar garantizada por los arriostramientos necesarios y su ajuste por medio de cuñas inferiores que permitan su templado periódico para compensar las mermas que sufre la madera.

Los cortes en las caras extremas deben ser perfectamente planos y perpendiculares al eje longitudinal (en caso contrario al apretar la cuña se sacaría el tablón de su sitio). Y deben formar en el corte un único plano entre todos, para que todos trabajen por igual.

En todo caso las diferencias se compensarán con un correcto acuñaado.

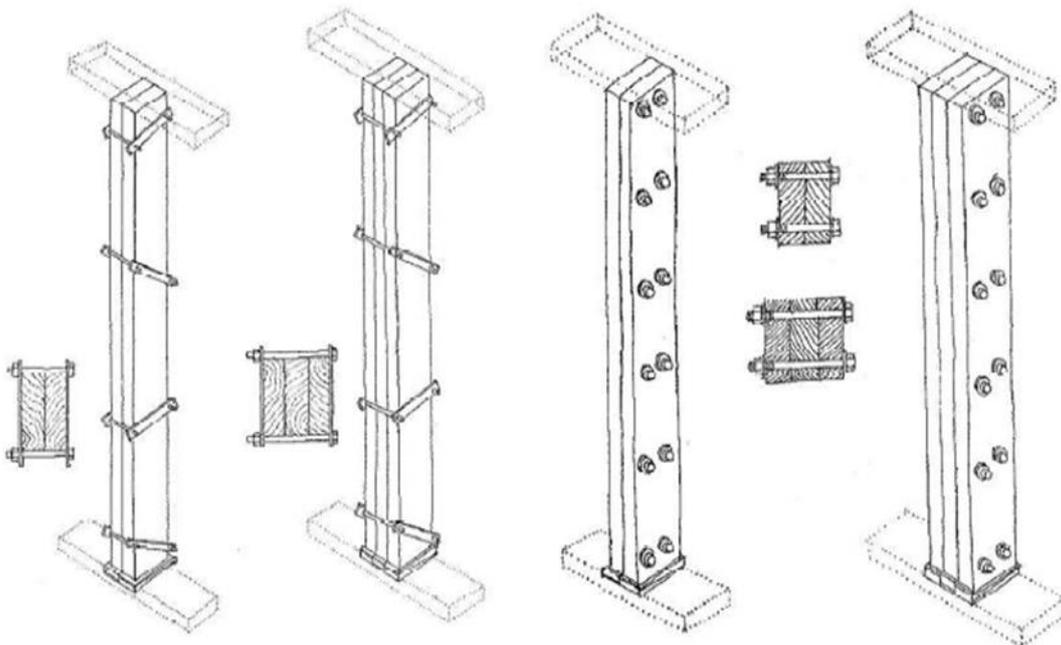


Figura 3.4. Formación de pies derechos mediante bridas y pernos.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. [1]

En la figura se muestra la configuración de pies derechos (de izda. a dcha.):

- con dos tablones embridados
- con tres tablones embridados
- con dos tablones unidos mediante pernos
- con tres tablones unidos mediante pernos

- **Empalmes entre tablonos para elementos largos.**

El empalme se consigue respetando lo siguiente:

- Se hace que en una misma sección no coincidan más de un empalme.
- Se refuerza la zona de empalme con un trozo de tablón embridado a ambos lados de la junta (con tal de prescindir de las penalizaciones por efecto de pandeo que deberían tenerse en cuenta).



Figura 3.5. Detalle de unión de tablonos en pie derecho.

Fuente: Sánchez, J. "Técnicas de..." [2]

- **Dimensionado:**

- El dimensionado del pie derecho se hará por comprobación a compresión con pandeo y por comprobación de esfuerzo rasante en las uniones de los tablonos.
- Sobre el cálculo de la unión de tablonos, ver el apartado 3.4 Uniones de la madera mediante elementos metálicos. en página 35.
- Es muy importante no caer en el error de asignar la resistencia del pie derecho en base a la resistencia del fuste y no pensar en la resistencia de su eslabón más débil. En el caso de un pie derecho suele ser la sopanda y el durmiente.

A continuación en la Tabla 3.11, (Fuente: Vivo, J.F. "Apeos y apuntalamientos de emergencia" (2013) [10]), se presenta una comparativa entre la capacidad resistente de un pie derecho frente a compresión con pandeo y la misma frente a esfuerzo rasante entre la unión de los tablonos.

En las abscisas tenemos dos variables: diferentes longitudes de pie derecho junto con diferente nº de uniones entre tablonos.

En las ordenadas tenemos la capacidad resistente en KN.

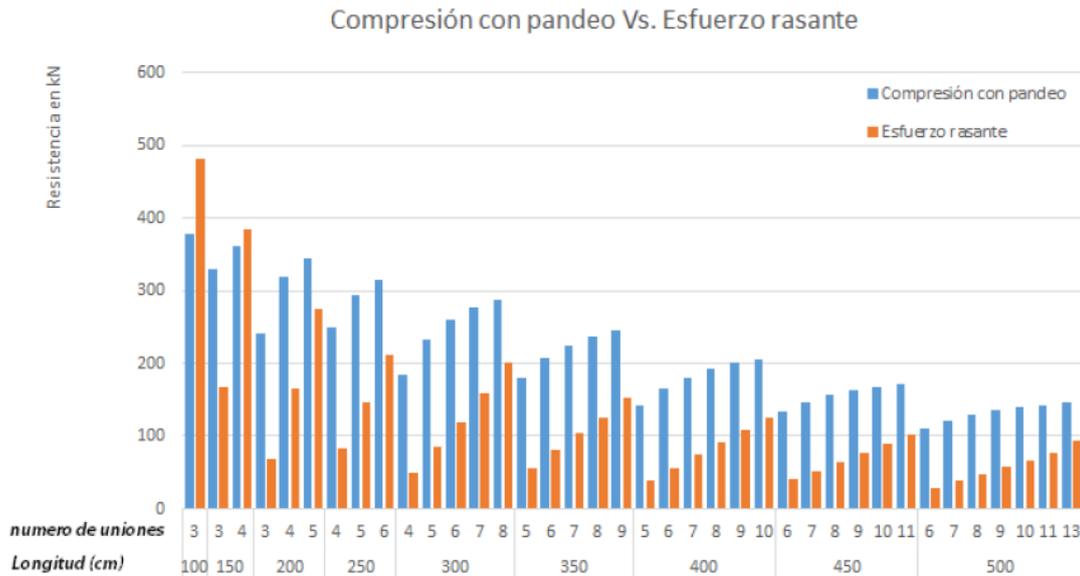


Tabla 3.11 Capacidad resistente frente a compresión por pandeo Vs. esfuerzo rasante.

Fuente: Vivo, J.F. "Apeos y apuntalamientos de emergencia" (2013) [10]

La tabla es muy ilustrativa ya que muestra como en longitudes de pie derecho cortas (hasta 1,5 o 2 m), la comprobación más restrictiva es la comprobación por compresión con pandeo. Y sin embargo a partir de 2,0 m la comprobación más condicionante es la de esfuerzo rasante.

Cosa totalmente lógica, ya que a más altura del pie derecho, más se necesita que los tablonos trabajen como una sola pieza, no como tablonos sueltos.

En la tabla también queda reflejado como, a medida que aumentamos el número de bridas (o sea, reducimos su separación), la capacidad resistente de la pieza aumenta notablemente.

Por otro lado la tabla puede utilizarse como orden de magnitud de las capacidades resistentes de un pie derecho si tenemos en cuenta que está confeccionada para 3 tablonos embridados, duración de carga media, madera C-18 y clase de servicio 3. Siempre teniendo en cuenta que se trata de la resistencia del fuste, y que hay que mirar el valor más restrictivo.

En la referencia Espadasín, J y García, J.I. (2009) [1] en su apartado 3.1.4., pueden encontrarse unas tablas de cálculo rápido para pie derecho con diferentes configuraciones de 1,2 ,3 ó 4 tablonos de 20x7 cm. Así como configuraciones con tabloncillo 15x5 cm. Muy útiles.

En este apartado se ha tratado la resistencia de pie derecho como fuste, en el apartado siguiente sobre durmientes, se estudia cómo queda condicionada dicha resistencia en función del elemento durmiente que se coloque como transmisor de carga.

Algunos ejemplos de capacidad resistente de pie derecho (solo la pieza de fuste) como orden de magnitud:

- 3 Tablones embridados, con 3 m de altura, con una separación de bridas de 40 cm, madera C-18, duración de carga media y clase de servicio 3 tiene una capacidad resistente de 201 KN.
- Ídem para 2 tablones, 57 KN.
- Ídem para 4 tablones, 341 KN.
- Ídem para 2 tabloncillos 15x5 cm, 17 KN.

3.5.2 Durmiente.

El durmiente es la pieza horizontal encargada de recibir las cargas verticales, normalmente provenientes de pie derecho, transmitiéndola de manera repartida a elementos constructivos o al terreno.

Por lo tanto debe ser capaz de:

- Resistir el esfuerzo a compresión que recibe.
- Repartir ese esfuerzo al elemento sobre el que apoya con una presión admisible por éste.

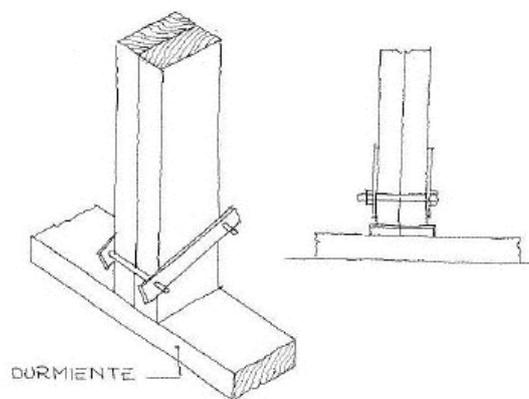


Figura 3.6. Detalle de durmiente bajo pie derecho.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1]

Usualmente cumple una función adicional secundaria, la de atar las bases de los pies derechos en la dirección de la línea de apeo.

- **Análisis del caso usual de tablón de 20x7 cm colocado plano.**

Su ventaja es que su flexibilidad permite adaptabilidad al terreno.

Sus principales inconvenientes son:

- Trabajo con sus fibras perpendiculares al esfuerzo que reciben. Normalmente su capacidad de carga es bastante más reducida que sus pies derechos.
- Debido a la escasa rigidez de la madera, suponemos que la carga recibida en la cara superior del tablón se transmite a su cara inferior a 45%, el aumento de área para reparto de cargas pequeña puesto que el canto del tablón es solo 7 cm.

A continuación, en Tabla 3.12 y Tabla 3.13 (Fuente: Vivo, J.F. “Apeos y apuntalamientos de emergencia” (2013) [10]), se presenta una comparativa entre la capacidad resistente de un pie derecho (como elemento de fuste) frente a la capacidad portante de un durmiente a base de un tablón 20x7 cm colocado plano. En las abscisas tenemos dos variables: diferentes longitudes de pie derecho junto con diferente nº de uniones entre tablones. En las ordenadas tenemos la capacidad resistente en KN: En color azul la resistencia del fuste y en color naranja la resistencia del durmiente.

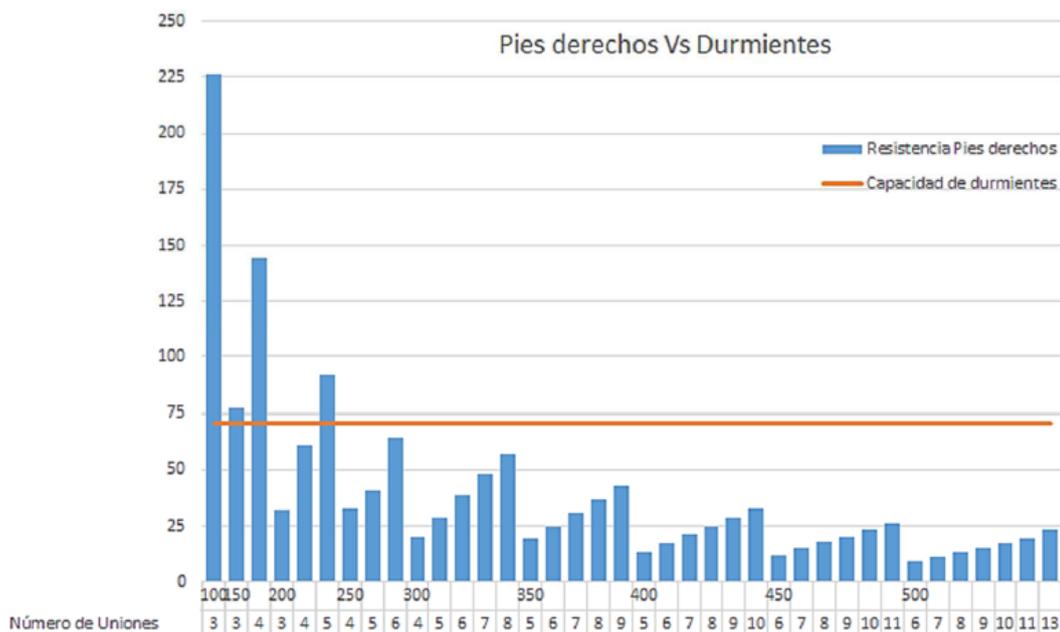


Tabla 3.12. Dos tablones embridados como pie derecho apoyados sobre un tablón plano.
 Fuente: Vivo, J.F. “Apeos y apuntalamientos de emergencia” (2013) [10]

En la primera tabla el pie derecho está formado por 2 tablones. Y en la segunda tabla está formado por 3 tablones. El durmiente siempre un tablón plano. Puede obtenerse de la tabla que, usando la solución de durmiente a base de un tablón plano:

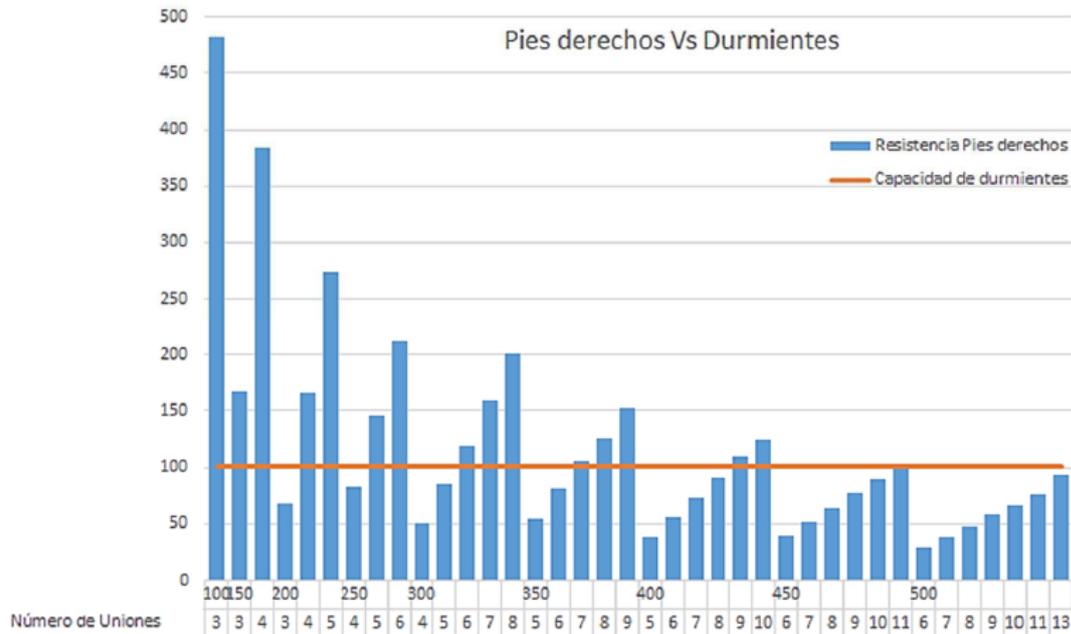


Tabla 3.13. Tres tablonces embridados como pie derecho apoyados sobre un tablón plano.
 Fuente: Vivo, J.F. “Apeos y apuntalamientos de emergencia” (2013) [10]

Para 2 tablonces embridados, a partir de alturas como 2,5 m la capacidad portante del pie derecho no se ve condicionada por la capacidad del durmiente, que es 71 KN en este caso. Sí se ve condicionada en alturas menores, donde la resistencia del fuste es mayor.

Para 3 tablonces embridados la capacidad resistente del durmiente es 100 KN. En este caso la resistencia del pie derecho se verá condicionada por el durmiente dependiendo del nº de bridas empleado. Para separaciones pequeñas sí se verá condicionado (pues la resistencia del fuste es mayor), para separaciones grandes no se verá condicionado. Para longitudes mayores de 4 m no se ve condicionado independientemente de la separación de las bridas.

- **Algunas soluciones para aumentar la capacidad resistente del durmiente:**

Solución **a)** en la figura siguiente. Conseguimos aumentar la superficie de reparto entre tablón y terreno mediante tres tablonces en pirámide. Podemos mantener la hipótesis de reparto a 45° siempre que la superficie de contacto tablón-terreno esté ajustada en la zona de influencia del reparto.

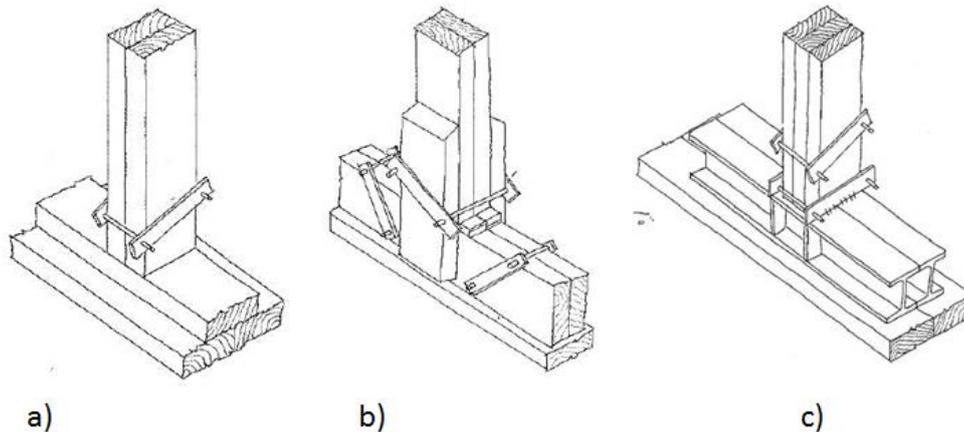


Figura 3.7. Soluciones para aumentar la superficie de transmisión de carga tablón-terreno.

Fuente: Espada sin, J. y García, J.I. [1]

Solución **b)**, en este caso además de conseguir aumentar la superficie de reparto introducimos un elemento rigidizador. En este caso 2 tablones de canto. La solución puede realizarse con 1 ó 3 igualmente.

Esta solución es muy recomendable para transmitir las cargas a las viguetas del forjado de apoyo en caso que el pie derecho coincida en el espacio de entrevigado.

Solución **c)**, utilizando perfiles metálicos añadiendo una gran rigidez para ampliar en gran medida la base de transmisión de cargas. Se han de tener las precauciones de:

- Evitar el deslizamiento del pie derecho realizando unos puntos de soldadura en la brida inferior.
- Colocar rigidizadores en el alma del perfil bajo el pie derecho.

3.5.3 Sopanda.

Es el elemento encargado de recoger las cargas de un elemento constructivo horizontal (normalmente forjado) y transmitirlo a un elemento vertical (normalmente pie derecho).

Requerimientos principales:

- Resistir la flexión al recoger las cargas del elemento superior.
- Resistir la compresión al entregar las cargas a la cabeza del pie derecho.

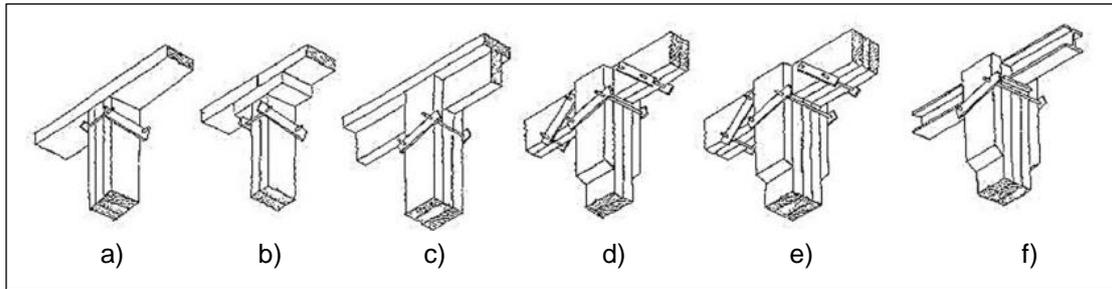


Figura 3.8. Detalles de diferentes soluciones de sopanda.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. [1]

La solución más simple es la mostrada en el apartado anterior de la figura **a)**.

El principal problema es que la reducida resistencia a flexión del tablón plano obliga a colocar los pies derechos a muy poca distancia. Si se trata de un forjado de viguetas, un pie derecho bajo cada vigueta.

El sentido de los detalles constructivos para la sopanda se rige por el mismo funcionamiento que las soluciones para el durmiente. Pero esta vez colocados de manera simétrica, apoyado en el techo.

La solución **b)** de la figura anterior se adopta para la unión de tablones con el objetivo de conseguir más longitud en la sopanda que la proporcionada por un solo tablón.

La solución **c)** de la figura anterior introduce un rigidizador a base de un tablón de canto consiguiendo más resistencia a flexión. Requiere 3 tablones para el pie derecho y una cuidada unión en la cabeza.

La solución **d)** y **e)** de la figura anterior introduce 2 ó 3 tablones de canto embridados como sopanda. Se consigue mucha mayor resistencia a flexión. Por el contrario al perder la flexibilidad es necesario conseguir la ajustabilidad entre sopanda y forjado mediante cuñas.

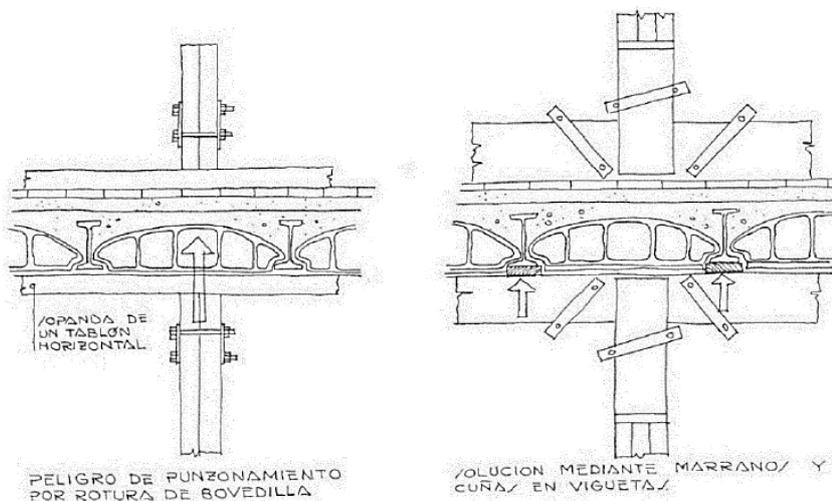


Figura 3.9. Solución para pie derecho sobre la vertical del entrevigado.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. (2009) en [1].

La solución de la figura es muy adecuada cuando los pies derechos coinciden en la vertical del entrevigado de un forjado. Para evitar el punzonamiento en la bovedilla, recoger las cargas de las viguetas y por flexión llevarlo hasta el apoyo de la cabeza del pie derecho.

Es más importante todavía tener esto en cuenta en el durmiente que en la sopanda. Ya que en el caso de la sopanda puede haber una capa de compresión (aunque no siempre) que ayude a repartir las cargas.

La solución **f)** introduce un perfil metálico como elemento de sopanda. Es necesario:

- evitar su vuelco lateral. Ello se consigue con dos orejas laterales y unos tacos entre las orejas y el perfil.
- Garantizar la transmisión de carga entre el perfil y el pie derecho. Esto se consigue interponiendo una plancha de acero entre la cabeza del pie derecho y el perfil.
- Por su gran rigidez, garantizar el apoyo de las viguetas a apear en la sopanda mediante cuñas.

▪ **Distancia de separación entre pies derechos en sopandas:**

Según demuestra Espadasín, J. y García, J.I. (2009) en [1], al hacer la comprobación por flexión, cortante y vuelco de una sopanda mediante un tablón colocado plano, para unas condiciones constructivas y de carga determinadas de un forjado de vivienda determinado, se obtiene una separación máxima de 91 cm entre pies derechos.

Para esas mismas condiciones, si la sopanda se realiza con dos tabloncillos embridados de canto, la separación de pies derechos aumenta hasta los 2,20 m.

De lo cual se deduce que en caso de utilizar como sopanda un simple tablón colocado plano debería colocarse un pie derecho debajo de cada vigueta del forjado a apear, si es que se quiere realizar sin ningún tipo de comprobación de cálculo.

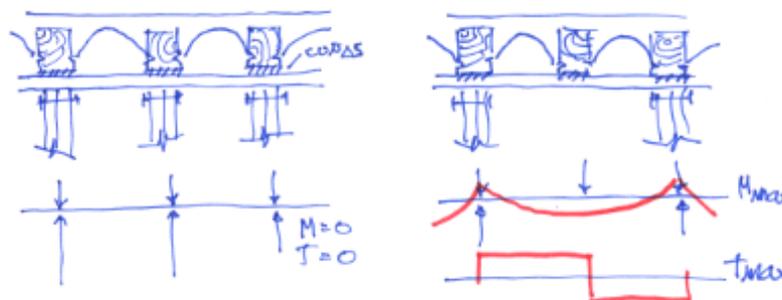


Figura 3.10. Distancia entre pies derechos con sopanda de tablón plano.

Fuente: elaboración propia.

- En la figura de la izda. se muestra un apuntalamiento de forjado con un pie derecho bajo cada vigueta (al estar las viguetas acuñadas no hay flector ni cortante en el tablón).
- En la figura de la dcha. se muestra un apuntalamiento de forjado con pie derecho cada 2 viguetas (en este caso sí hay flector y cortante).

Hemos dicho que la distancia (aproximada) límite para la separación de puntales con una sopanda de tablón de 20x7 colocado plano, y tipología de vivienda, es 90 cm.

En un caso de forjado de viguetas de acero u hormigón, con interejos de aproximadamente 60 cm, si colocamos puntales cada 2 viguetas excedemos el límite. No podría hacerse.

En un caso de forjado de madera con interejos pequeños, por ejemplo 40 cm, sí podríamos hacerlo sin exceder el límite. Aunque con reparos, ya que el límite de 90 cm se ha calculado para una entrega de carga lineal y si acuñamos las viguetas la carga es puntual.

Si se pretende colocar un pie derecho cada dos viguetas (tal como muestra la figura) con una sopanda a base de tablón plano, es necesario hacer la comprobación de cálculo a flexión y cortante de la sopanda. Y la mayoría de las veces el cálculo demostrará que no es seguro.

3.5.4 Tornapunta.

Es la pieza de dirección inclinada que recibe cargas en su cabeza (ya sean horizontales, verticales o inclinadas) y las entrega en su extremo inferior. Trabaja a compresión con pandeo.

En cuanto a su constitución mediante tablonces embridados y cálculo, puede asimilarse todo lo relativo a un pie derecho de madera.

▪ **Fuerzas en la cabeza de una tornapunta.**

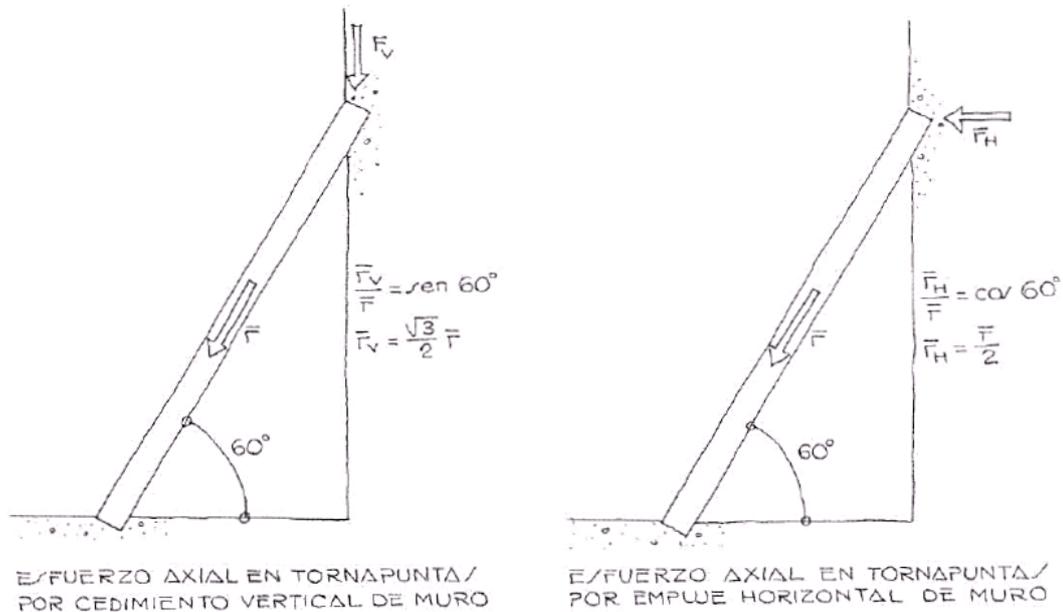


Figura 3.11. Fuerzas en cabeza de una tornapunta según sollicitación vertical u horizontal.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1].

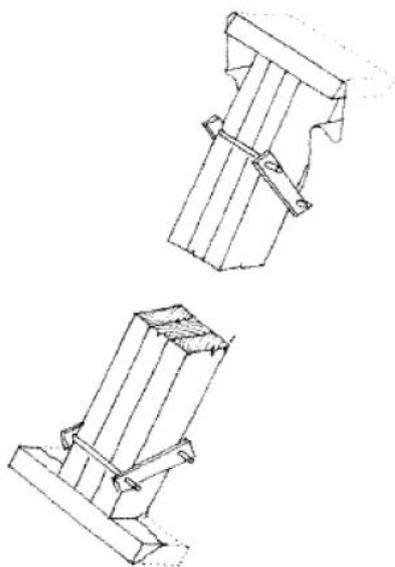
Según el esquema de la figura anterior, se van a asignar unos valores al apuntalamiento con tal de obtener los valores de los esfuerzos F_v y F_h . Este esquema y sus valores serán utilizados reiteradamente en el capítulo para hacer ciertas comprobaciones relacionadas con los acuerdos para entrega de carga.

Para una tornapunta en apuntalamiento de muro con estas características:

- α de inclinación con el terreno = 60°
- Longitud 3m.
- Fuste formado por 3 tablones 20x7 con 6 bridas (distanciadas 56 cm).
- Trabajando a la intemperie (Clase de servicio 3)
- Previsión de duración de carga media.
- Máxima carga axil admisible = 60 KN. Para estas características, según las tablas de cálculo simplificado en Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1], en apartado 3.1.3.d de capítulo 3, se obtiene valor de carga admisible de esfuerzo axil de unos 60 KN.
 - La fuerza vertical F_h que puede soportar la tornapunta en cabeza es $F_h = F \cdot \text{cos } \alpha$; $F_h = 60 \times 0,5 = 30,05 \text{ KN}$
 - La fuerza horizontal F_v que puede soportar la tornapunta en cabeza es $F_v = F \cdot \text{sen } \alpha$; $F_v = 60 \times 0,866 = 52,08 \text{ KN}$

En cuanto a la forma de garantizar la correcta entrega y transmisión de cargas en sus extremos:

Una solución conceptualmente correcta pero deficiente en la práctica (ya que es imprescindible una ejecución perfecta) es la mostrada en la figura siguiente:



Se consigue cortando los tabloncillos perpendicularmente a su eje y añadiendo una muletilla recibida dentro del mechinal.

La muletilla es un trozo de tablón para repartir las cargas entre los extremos del pie derecho y el muro / terreno.

La muletilla debe estar colocada perfectamente perpendicular al eje del pie derecho, cosa en la práctica muy difícil de conseguir desde el punto de vista constructivo.

Y si no se consigue, se producen fuerzas transversales que tienden a sacar la tornapunta de su sitio.

Requiere una ejecución perfecta, lo que hace que en la práctica nos sea una buena solución.

Figura 3.12. Transición mediante muletilla en tornapunta.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. [1].

La siguiente figura muestra una solución adecuada que permite transmitir los esfuerzos de la cabeza mediante componentes ortogonales a las direcciones principales de la edificación.

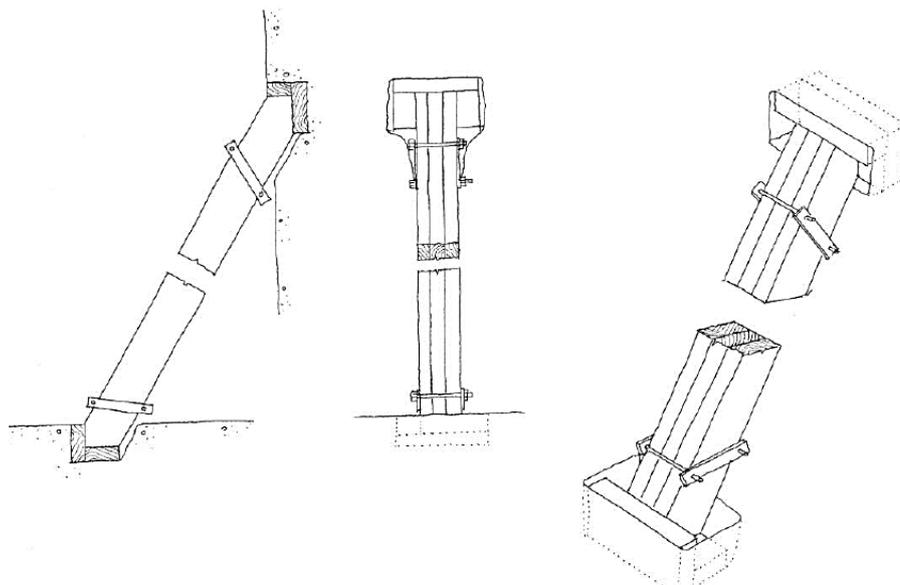


Figura 3.13. Solución adecuada con transmisión de esfuerzos mediante componentes ortogonales a las direcciones principales de la edificación.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1].

▪ **Tornapunta embarbillada a un ángulo de un muro. Problema de esfuerzo a hienda.**

Tal como se indicó al hablar sobre la anisotropía de la madera, el esfuerzo a hienda provoca en la madera una de forma de trabajo pésima. Se trata del mismo principio que aprovecha un hacha cuando corta un tronco separando sus fibras.

Si colocamos una tornapunta embarbillada en un ángulo de un muro (ya sea un mechinal o un ángulo de una jácena) para soportar un movimiento vertical, se produce un esquema de fuerzas tal como el mostrado en la figura central. Con unas componentes F_d que provocan un esfuerzo a hienda.

El efecto del esfuerzo a hienda sería el mostrado en la figura de la derecha.

Por lo tanto debemos descartar la solución de la tornapunta embarbillada. A no ser que se realice un refuerzo en la cabeza.

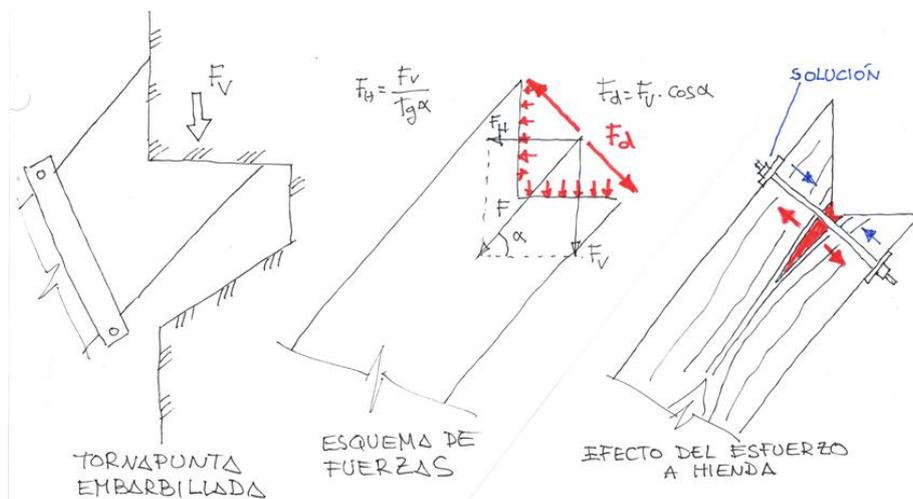


Figura 3.14. Tornapunta embarbillada y el esfuerzo de hienda.

Fuente: elaboración propia.

Para poder realizar la solución de la tornapunta embarbillada es necesario reforzar la cabeza según el detalle que se muestra en la Figura 3.15:

- Se debe colocar una brida de refuerzo lo más próxima posible al extremo de la cabeza, de manera que los tornillos queden en dirección perpendicular al plano de hienda. Es decir las chapas tocando al canto de los tablones. La chapa de la brida debe quedar perpendicular a la arista del tablón. Es decir, no debe quedar inclinada como el resto. Para ello se deberá hacer un agujero adicional a la brida y desechar el original.
- Para garantizar el reparto de cargas se debe introducir un elemento muletilla paralelo al plano del muro.

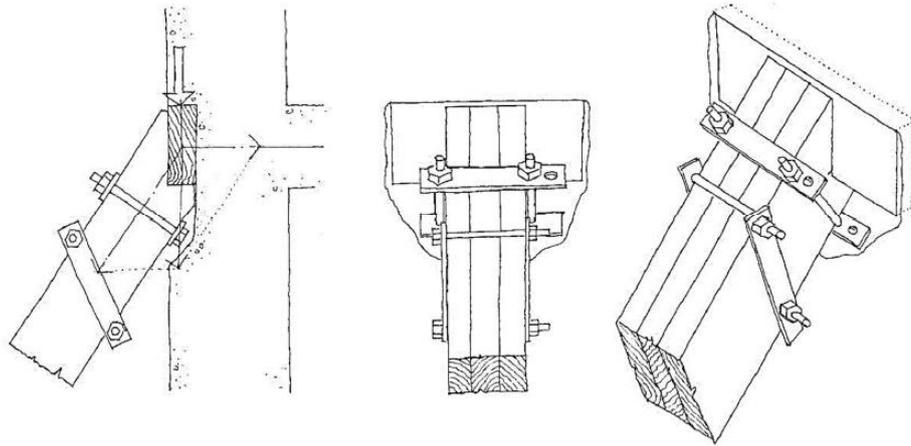


Figura 3.15. Solución de tornapunta embarbillada con refuerzo en cabeza.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. [1]

Otro detalle que garantiza el buen funcionamiento mecánico del acuerdo en extremo de cabeza de tornapunta, evitando el esfuerzo a hienda, es el siguiente (ver siguiente figura):

- Realización de corte en cabeza según detalle de la figura.
- Introducción de dos muletillas para reparto de carga.

En él, mediante el corte apropiado, se transforman los componentes perpendiculares al eje de la tornapunta en esfuerzos de compresión normales a las fibras, en lugar de esfuerzos de tracción normales a las fibras. De esa manera se evita el esfuerzo a hienda y no es necesario reforzar la cabeza de la tornapunta.

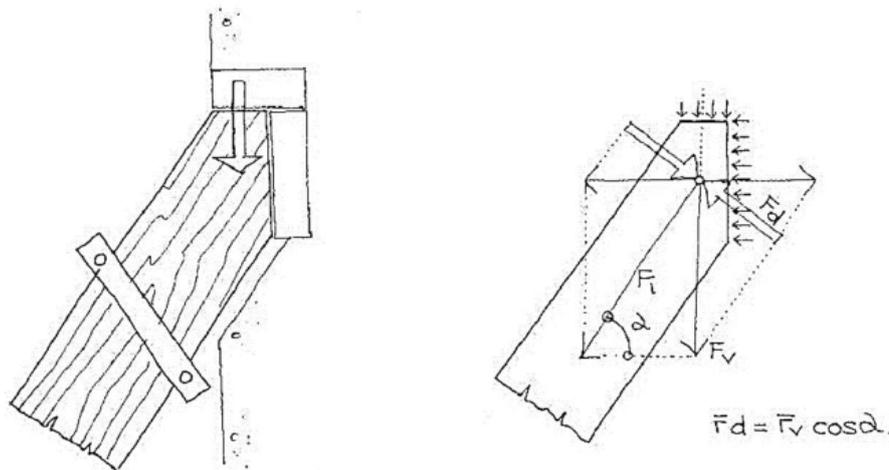


Figura 3.16. Solución correcta evitando el esfuerzo a hienda.

Fuente: Espadasín, J. y García, J.I. [1]

Igual que con el caso del pie derecho, la resistencia global de la tornapunta vendrá dada por la resistencia de su eslabón más débil. Y de igual manera, esos elementos son los tablonces que se colocan como muletillas y que trabajan a compresión perpendicular a la fibra.

En el caso de la tornapunta no limitan tanto la resistencia como en el caso de los pies derechos.

Según Espadasín, J. y García, J.I. (2009) en [1], La situación en la que la resistencia del tablón en punta repartiendo cargas es mucho menor que la resistencia de la pieza en fuste se da para longitudes cortas de fuste (aprox. menos de 1,5 m- 2 m). Y las piezas de tornapunta para muros suelen tener más de 3 metros.

No obstante se debe hacer la comprobación de cálculo y en caso de necesitar un elemento de transmisión que ofrezca más resistencia o rigidez acudiremos a los **perfiles metálicos**.

En la siguiente figura se muestra un detalle con una pieza confeccionada con chapa de acero para la entrega en cabeza y base.

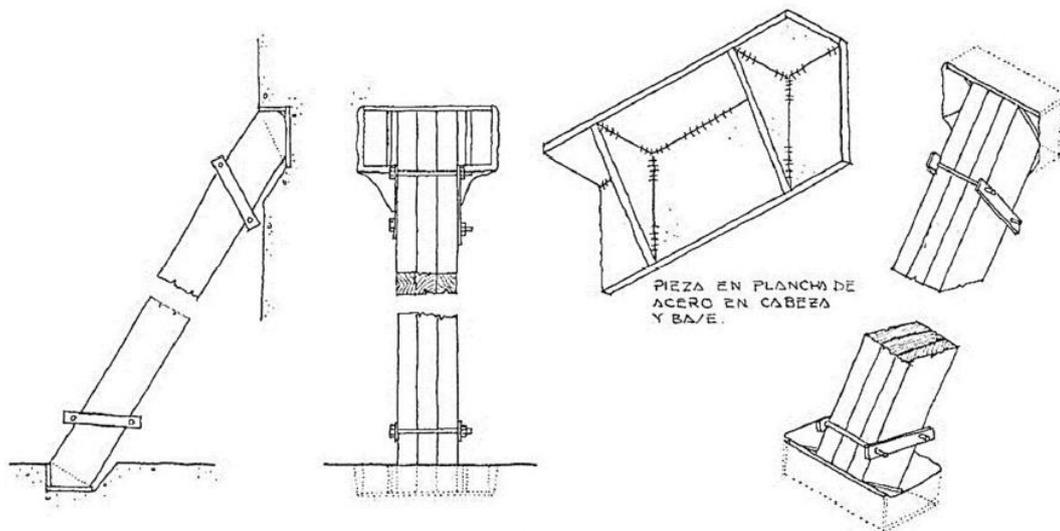


Figura 3.17. Pieza de plancha de acero para entrega en cabeza y base.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

- **Componente horizontal en cabeza de la tornapunta. Evitar hacer trabajar a flexión un muro a causa del apuntalamiento.**

En tornapunta para muros de fachada debe comprobarse que no estamos haciendo trabajar el muro a flexión. Cosa para la que no está preparado.

La componente horizontal de la tornapunta debe ser contrarrestada por el forjado u otro elemento estructural sin crear momentos de giro. Si el acuerdo de la cabeza de la tornapunta está separado una distancia d del forjado, se creará un momento de vuelco de valor $M_v = F_H \times d$. Estaremos haciendo trabajar el muro a flexión y entrando en peligro de colapso.

Para evitarlo debemos hacer la entrega de la cabeza de la tornapunta lo más próximo posible al nivel del forjado y nunca por encima.

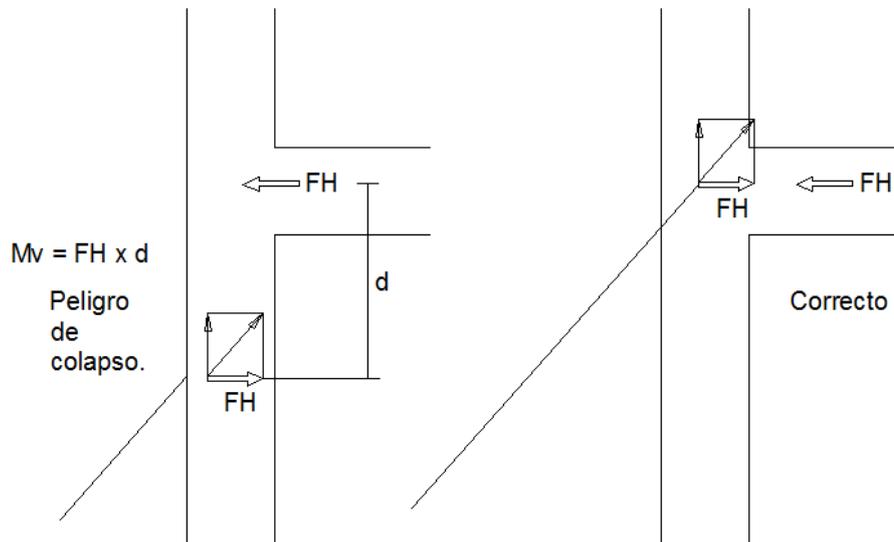


Figura 3.18. Evitar hacer trabajar a flexión un muro de fachada apuntalado con tornapunta.

Fuente: elaboración propia.

▪ **Componente horizontal de la tornapunta en la base.**

En la práctica suelen cometerse numerosos errores en este aspecto.

En el interior de edificaciones el contrarresto del componente horizontal suele hacerse mediante acodamiento hasta elementos estructurales próximos (bases de pilares, muros, o incluso bases de tabiquería de manera incorrecta).

Es necesario realizar las comprobaciones pertinentes ya que el elemento puede ser no apto para recibir ese empuje. Comprobaciones en cuanto a:

- el valor de la carga horizontal que transmitimos
- la resistencia del elemento que la recibe
- la resistencia del elemento que utilizemos como codal y sus acuerdos para recibo y entrega de carga.

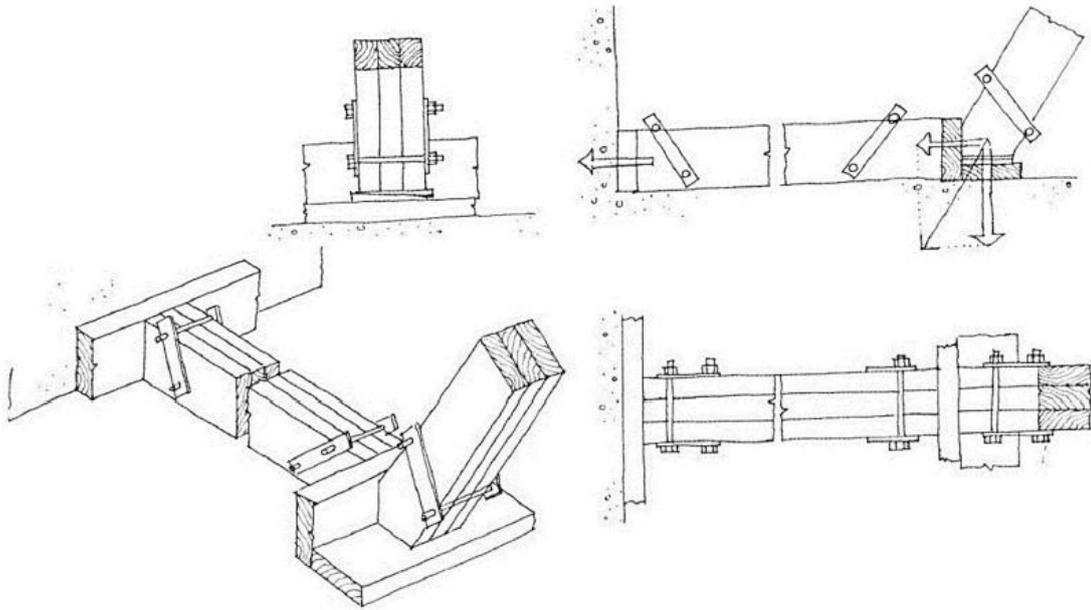


Figura 3.19. Contrarresto de empuje horizontal en base tornapunta mediante codal.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

Obsérvese en el detalle como las bridas en el codal se ha colocado realizando un taladro para uno de sus tornillos. Con el fin de que la brida no interfiera en el apoyo entre el codal y el terreno.

Haciendo una reflexión sobre la imagen de la figura se va a comprobar el nivel de seguridad que representa la solución:

Si consideramos una tornapunta con las características definidas al inicio del apartado en la Figura 3.11. Con tres tablones embridados con 6 bridas y una longitud de 3m al que corresponde una capacidad máxima para esfuerzo axial de 60 KN (Según las tablas de cálculo simplificado en Espadasín, J. [1], en apartado 3.1.3.d de capítulo 3).

Si se diera el caso que está trabajando al límite de su capacidad, la carga axial son 60 KN.

Si la tornapunta está inclinada 60° con el terreno. La componente horizontal de la tornapunta será:

- $F_H = F_{axil} \times \cos 60^\circ$; $F_H = 60 \times 0.5 = 30,5 \text{ KN}$

Le estaríamos entregando al elemento constructivo que contrarresta la fuerza horizontal el considerable valor de 30,5 KN. Es una entrega muy comprometida que no puede realizarse sin una comprobación previa.

El autor Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1] advierte sobre la necesidad de comprobación, pero deja al lector el criterio para hacerlo.

Así que he realizado la comprobación de la sollicitación de $F_H = 30,05 \text{ KN}$ a cortante para diferentes supuestos de elemento constructivo de apoyo. Se ha tenido en cuenta que el tablón de reparto de carga es de 40 cm de largo. Y las conclusiones son las siguientes:

- Fábrica de ladrillo de carga: Sí cumple para espesor 15 cm y superiores. Material ladrillo macizo o perforado (gracias al efecto a favor para el cortante de la carga axil que soporta la pared).
- Fábrica de ladrillo de cerramiento: no cumple para espesor de 15 cm. Sí cumple para espesor de 30 cm y materiales ladrillo macizo o perforado y mortero de máxima resistencia.
- Fábrica de piedra natural de carga: sí cumple.
- Fábrica de piedra natural de cerramiento: no cumple. Solo lo haría a partir de espesores cercanos a 50 cm.
- Pilar de hormigón armado: sí cumple. Incluso para secciones de 30x30.

La conclusión es que, para nuestro ejemplo, podemos acodalar la tornapunta con seguridad sin necesidad de comprobaciones si tenemos pilar de hormigón o pared de carga.

Aparte de acodamiento hasta elementos estructurales próximos, otra posible solución consiste en aprovechar algún resalto que pueda existir en la cimentación del edificio para apoyar la tornapunta.

En el exterior de los edificios puede recurrirse a realizar cimentaciones de hormigón armado a propósito para el apoyo.

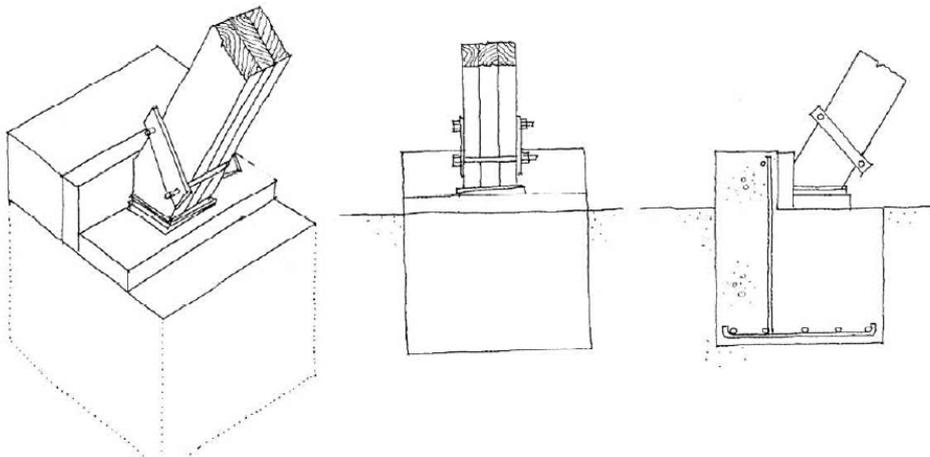


Figura 3.20. Apoyo de tornapunta en cimiento de H.A. realizado ex profeso.

Fuente: Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

También podemos cajear el terreno y colocar tablonces de reparto tanto en su plano horizontal como el vertical.

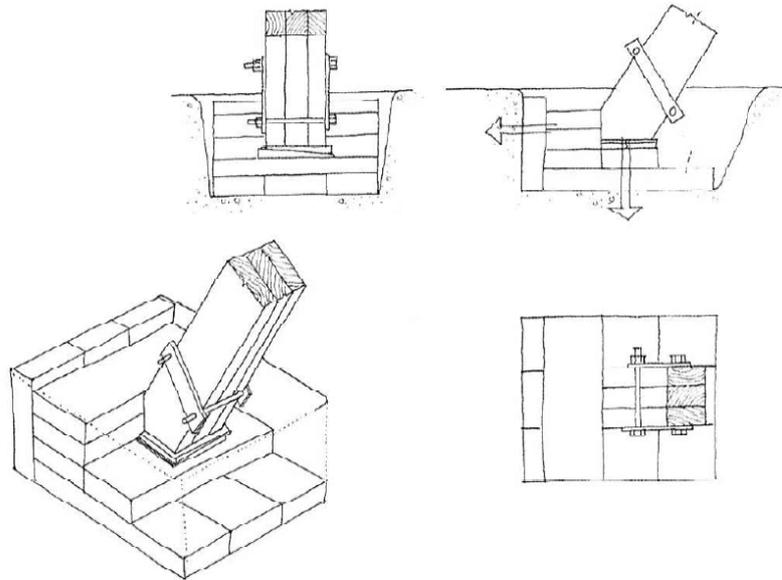


Figura 3.21. Apoyo de tornapunta en cajado en el terreno.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

Para el apoyo en aceras, calzadas, etc... se deberá estudiar cada caso en concreto, vigilando posibles huecos para paso de instalaciones o posibles oquedades ocultas, y aplicar los casos explicados o buscar variantes entre ellos.

En caso de apoyo directo sobre el terreno y que se trate de cargas moderadas, podemos establecer base de reparto normal al eje de la tornapunta. El terreno debe ser ortogonal al eje de la tornapunta. Si no puede garantizarse, este sistema no es adecuado.

El reparto de cargas podemos hacerlo mediante pirámides de tablonos o mediante perfiles metálicos.

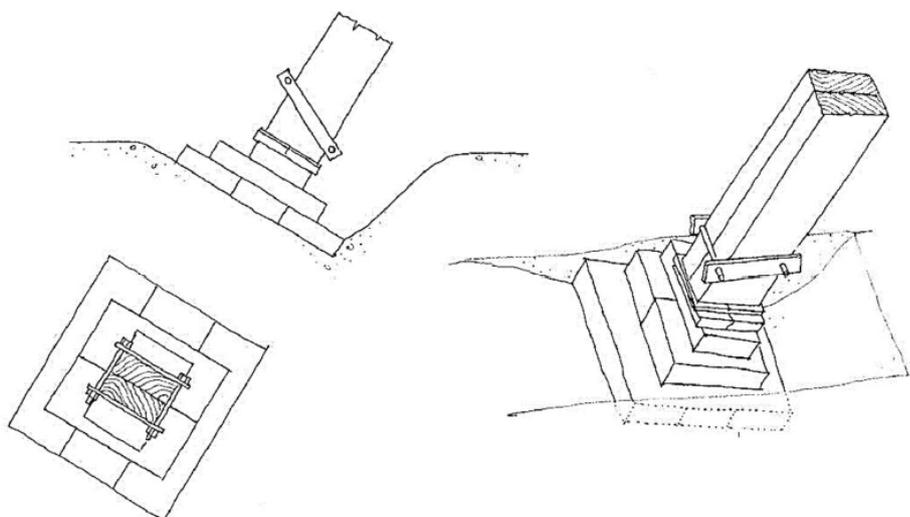


Figura 3.22. Apoyo de tornapunta directamente en el terreno.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

Apoyo mediante estacas clavadas:

Debe descartarse la siguiente solución presente en algunos detalles constructivos pertenecientes a bibliografía antigua: apoyo de tornapunta en una estaca formada por un tablón cortado en punta con una longitud clavada en el terreno de unos 30 cm.

Las dimensiones necesarias si diseñáramos el elemento con una comprobación de cálculo serían tales que no harían posible su clavado sin medios auxiliares mecánicos.

También debería descartarse la solución a base de unos redondos de acero corrugado clavados en el terreno. Ofrece resultados todavía peores.

Una solución aceptable sería clavar unos perfiles de acero una profundidad de aproximadamente un metro. Con la ayuda de medios auxiliares mecánicos de la obra.

3.5.5 Codal.

Pieza que colocada horizontal impide que dos elementos constructivos se acerquen entre sí. Trabaja a compresión.

Es asimilable al pie derecho colocado de forma horizontal, por ello puede asimilarse su configuración, forma de trabajo y cálculo. Así que es válido lo desarrollado en el apartado de pie derecho.

Sí que es necesario añadir que hay que tener en consideración la colocación y cálculo de una pieza de ejión en cada extremo sobre los que gravitará el codal. Además de su ayuda en la puesta en obra es imprescindible para evitar que con la merma de la madera llegara a caer el puntal. El ejión debe dimensionarse para una resistencia determinada pero también con una geometría diseñada para que esto no pueda suceder.

En el ámbito de la entibación de terrenos el codal es el elemento básico. Como el puntal en la edificación residencial.

Cabe decir que hay un uso en edificación muy habitual que es el acodamiento de edificios entre medianeras. Cuando se hace un derribo y es necesario acodalar las fincas que había a ambos lados. Pero por las dimensiones elevadas que suelen ser necesarias y porque hoy día hay materiales industrializados (puntales aligerados de gran carga o perfiles de acero laminado) mucho más eficaces para este uso, no suele emplearse la madera para ello.

El uso de codales de madera sí es usual en los apuntalamientos de emergencia. O en acodamiento de huecos pequeños como puertas y ventanas.

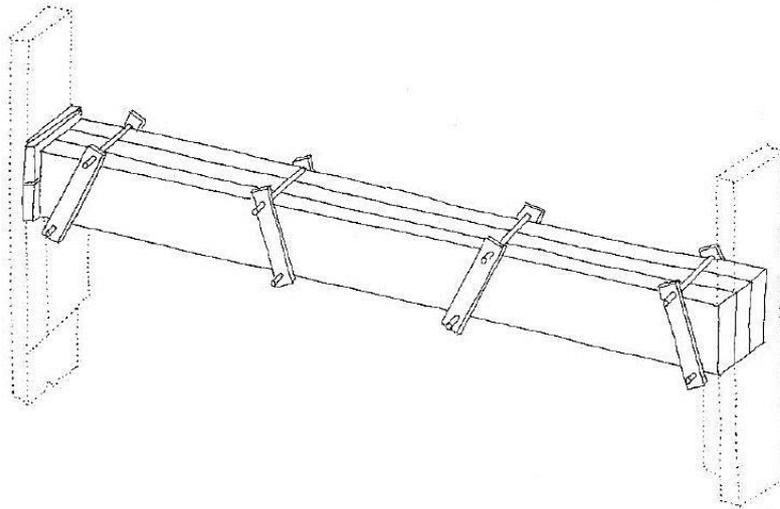


Figura 3.23. Codal a base de tabloncillos empujados.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

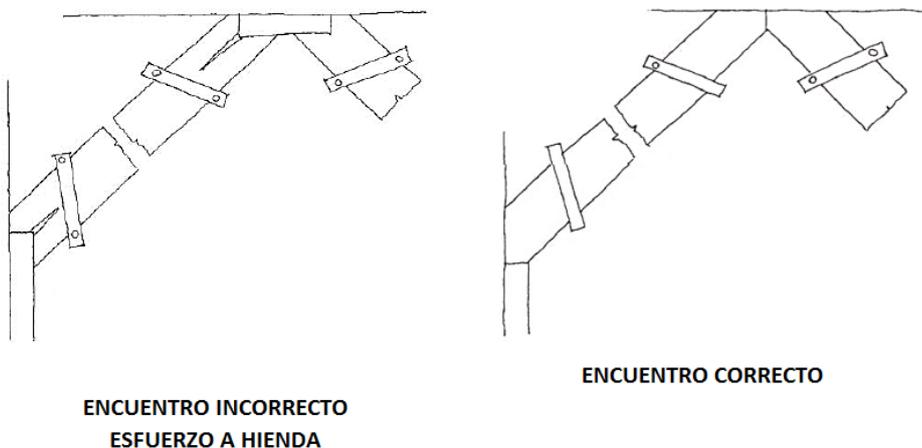
3.5.6 Jabalcón

Es un elemento similar a la tornapunta en todos sus aspectos. Se diferencia de él en que, la tornapunta entrega la carga en el terreno, y el jabalcón la entrega en una parte intermedia de la estructura de apeo (tal como sopanda o pie derecho).

Su configuración y cálculo es asimilable a la tornapunta.

Y se han de tener en cuenta conceptos comunes ya explicado para la tornapunta y que aquí solo se enunciarán:

- Tener en cuenta la diferente resistencia de la madera según la disposición de las fibras.
- Evitar la forma de trabajo en hienda
- Conseguir el correcto contrarresto de los esfuerzos horizontales en punta.



ENCUENTRO INCORRECTO
ESFUERZO A HIENDA

ENCUENTRO CORRECTO

Figura 3.24. Encuentro incorrecto y correcto en un jabalcón.

Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

En la figura siguiente se puede apreciar en la imagen A) el problema existente si ejecutamos una línea de pies derechos jabalconados y no contrarrestamos el empuje horizontal en los extremos. Posibles soluciones:

- la mostrada en la imagen B), contrarresto por tirante.
- la mostrada en la imagen C), acodamiento de los extremos a un elemento constructivo que pueda recibirlo. Previa comprobación.

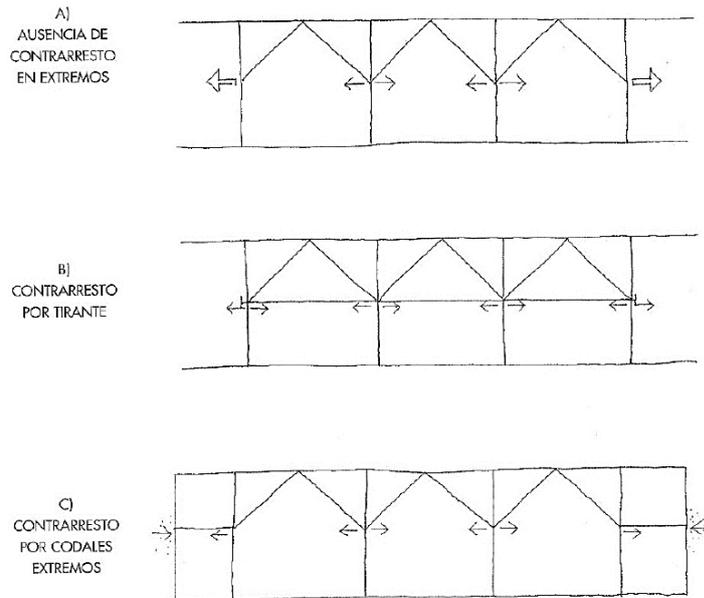


Figura 3.25. Contrarresto de esfuerzo horizontal en hilera de pies derechos jabalconados.

Fuente: Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

3.5.7 Eji3n

Es la pieza que cosida a un elemento de apeo sirve como tope, apoyo o contenci3n de un segundo elemento que acomete al primero.

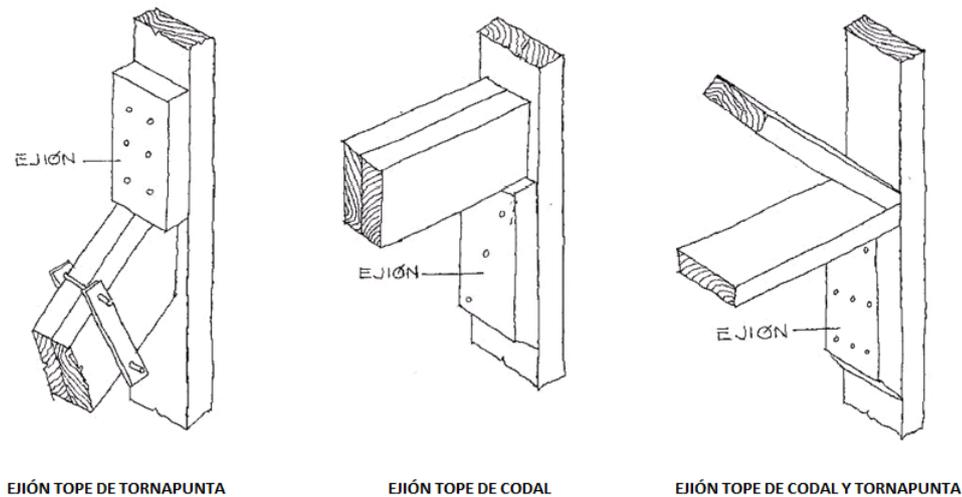


Figura 3.26. Ejión en diferentes elementos de apeo.

Fuente: Fuente: Espadasín, J. (2009) [1]

Cálculo del ejión.

Para determinar la resistencia del elemento debemos atender a:

- La resistencia en cuanto a pieza de madera aserrada.
- La resistencia de la unión mecánica (es la que en este caso condiciona la resistencia total).

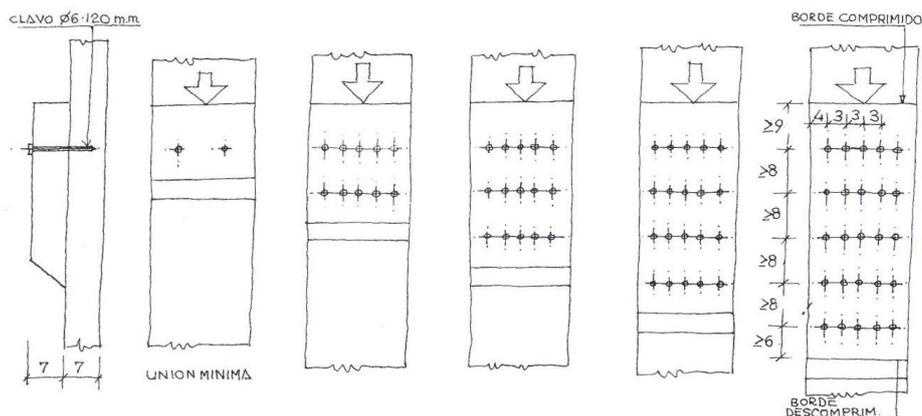
Se toma como sección fija del elemento el tablón 20 x 7 cm. La longitud la determinará el nº de elementos de fijación que sea necesario. Con tal de tener la superficie necesaria para colocarlos respetando las separaciones mínimas.

El ejión en sí trabaja a compresión paralela a las fibras (a diferencia de la sopanda y durmiente), por lo que su capacidad de carga es muy alta.

En cuanto a la resistencia del ejión como pieza de madera tomando la sección de tablón 20x7 cm de madera C-18: **como orden de magnitud varía entre 97 y 155 KN** (dependiendo de la duración de la carga y si se trata de interior o exterior). Esta alta capacidad se verá condicionada por la capacidad de la unión mecánica del ejión al elemento de apeo.

Espadasín, J. y García, J.I. (2009) en [1] ha desarrollado una tabla de cálculo rápido para determinar la resistencia del ejión en función de su fijación mecánica. En función del elemento de fijación y el número de elementos empleados.

Sin entrar en este apartado en el proceso de cálculo, se presenta como orden de magnitud la tabla perteneciente a los clavos sin pre taladro, que es el elemento menos resistente.



DURACI3N DE CARGA	CLASE DE SERVICIO	2 CLAVOS	10 CLAVOS	15 CLAVOS	20 CLAVOS	25 CLAVOS
Permanente	1 y 2	2,2	10,8	16,2	21,6	27,0
	3	1,7	8,6	13,0	17,3	21,6
Media	1 y 2	2,8	13,9	20,8	27,8	34,7
	3	2,2	11,1	16,7	22,2	27,8

Cuadro 3.8.c. Capacidad portante en KN de eji3nes clavados sin pretaladro.

Figura 3.27. Tabla de c3lculo r3pido con la capacidad en KN de la uni3n mec3nica del eji3n a base de clavos (Ø6 x120 mm) sin pre taladro.

Fuente: Espadas3n, J. (2001) en [1]

Como orden de magnitud para comparar con otros elementos de fijaci3n m3s resistentes como clavos con pre taladros, tirafondos de Ø8x120 mm o pernos de Ø10x120 mm, vamos a realizar una tabla con las capacidades en KN para:

- un eji3n con solo 2 elementos de fijaci3n
- duraci3n de carga permanente
- clase de servicio 1 y 2

Elemento	KN	nº elementos	Clase servicio	Duraci3n carga
clavos Ø8x120 mm sin pretaladros	2,2	2	1 y 2	Permanente
clavos Ø8x120 mm con pretaladros	1,7	2	1 y 2	Permanente
tirafondos de Ø8x120 mm	4,5	2	1 y 2	Permanente
pernos de Ø10x120 mm	7,4	2	1 y 2	Permanente

Tabla 3.14. Resistencia a cortante comparada para diferentes tipos de elementos de uni3n.

Fuente: elaboraci3n propia.

3.5.8 Riostra

Es la pieza encargada de mantener en posici3n sus elementos fundamentales resistentes, evitando los desplazamientos perpendiculares a los ejes.

Cuando calculamos una pieza a compresi3n con pandeo estamos asumiendo la hip3tesis de que la pieza es asimilable a una articulaci3n. Es decir, que los extremos tienen impedidos los movimientos laterales.

Una manera de conseguir que la hipótesis sea cierta es arriostrando en forma de aspa con tabloncillo de 15x5 cm los elementos contiguos como pies derechos o tornapuntas.

Se construye una triangulación teóricamente indeformable.

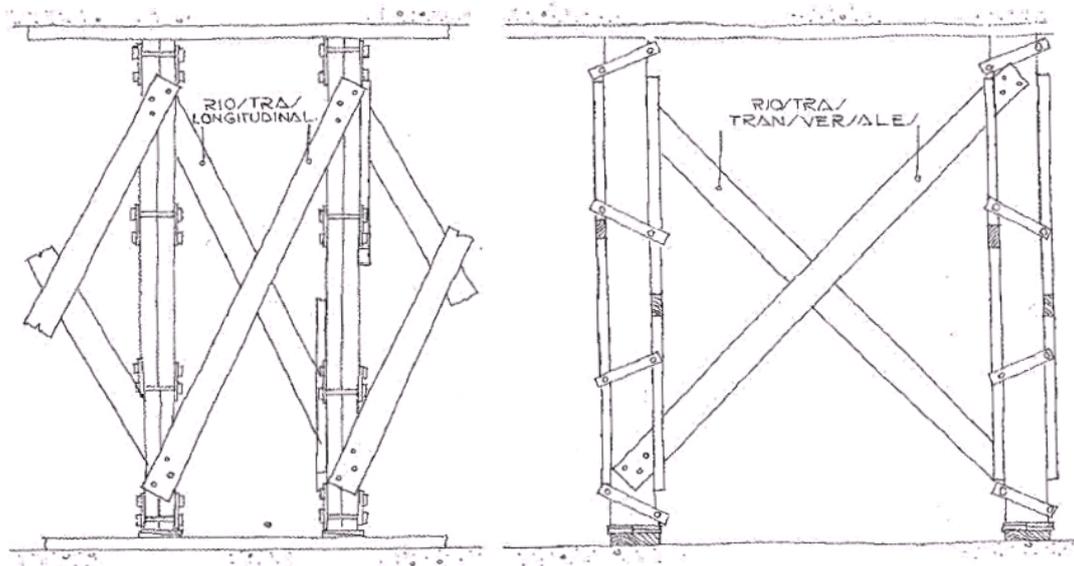


Figura 3.28. Arriostramiento de pies derechos en forma de aspa.

Fuente: Espadasín, J. (2009) en [1]

Al alejarnos de esa triangulación (en las dos direcciones del apeo), el cálculo a compresión con pandeo nos estará dando un error (en el lado contrario al de la seguridad) que será tanto mayor cuanto más nos alejemos de ella. Son soluciones constructivas que nos alejan:

- Arriostrar en una sola dirección.
- Caso de arriostramiento en forma de aspa solo en la parte superior del apeo para permitir el paso.
- Eliminar directamente el arriostramiento por problemas de paso.
- Arriostramientos sin triangulaciones.
- Arriostramientos “artesanales” entre materiales no compatibles.
- Entregar el peso del arriostramiento al clavado del pie derecho a la sopanda y durmiente. Además de arriostrar solo en una dirección, no se evita el movimiento de la sopanda (a no ser que aplique alguna solución constructiva para ello).

En líneas de pies derechos consecutivos puede ser suficiente triangular cada dos pies derechos combinado con la unión de los mismos a sopandas y durmientes.

En el **caso de una única línea de apeo**, en la práctica, suele arriostrarse solo en la dirección de la línea de apeo. Si esto es así, al menos debe ejecutarse algún

detalle constructivo que asegure la inmovilidad de cabezas y bases de pies derechos. Tal como se observa en la siguiente figura.

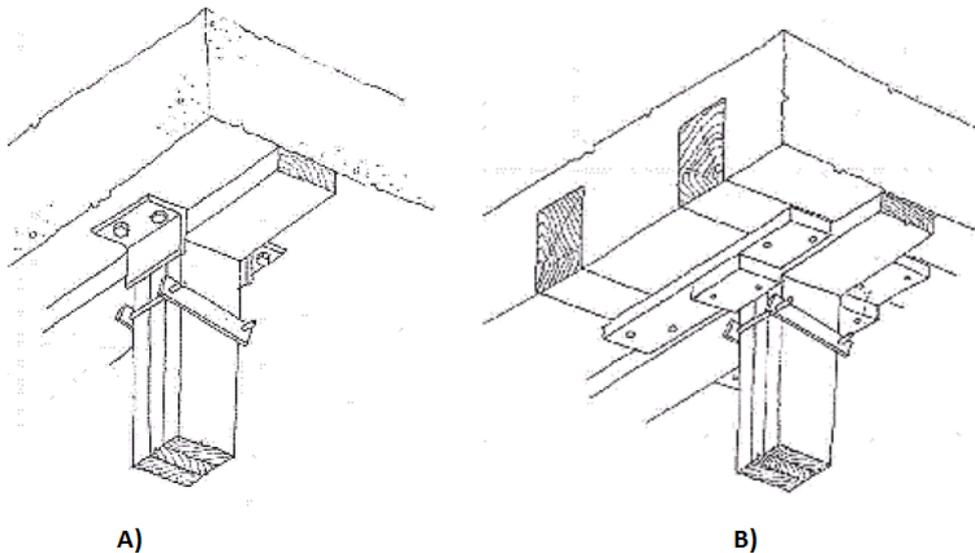


Figura 3.29. Contención lateral de sopandas.
Fuente: Espadasín, J. (2009) en [1]

Solución A) mediante perfiles metálicos anclados a las viguetas del forjado y solución B) mediante trozos de tablón anclados al mismo elemento.

Estos elementos limitadores del movimiento lateral no deben anclarse también al apeo. Para que en caso de merma de la madera éste no quede colgado de aquellos.

Caída de la línea de apeo por abatimiento.

Al arriostrar o ejecutar la solución constructiva de la figura anterior, estamos consiguiendo dos cosas:

- La ya comentada de posibilitar hacer cierta la hipótesis de cálculo que considera la pieza articulada en sus extremos.
- Evitamos la caída de la línea de pie derecho por abatimiento si se produce una merma de la madera no vigilada. El apeo queda ineficiente de momento pero al menos queda en su posición a la espera de una revisión de su templado mediante las cuñas.

3.5.9 Tirante.

Es la pieza estructural de apeos de madera que absorbe los esfuerzos de tracción de cierta entidad.

Su uso es frecuente en:

- Apeos jabalconados.
- Dobles tornapuntas contrapuestas, de manera simétrica.
- Empujes horizontales de cubiertas.

Tirante metálico.

Para cumplir la función de tirante es mucho más eficiente y sencilla la solución mediante elementos metálicos.

El tirante metálico más sencillo puede formarse con la pletina de las bridas tipo y trozos de varillas roscada soldados a varillas de acero. O sustituyendo la pletina por un perfil UPN. Tal como muestra la figura.

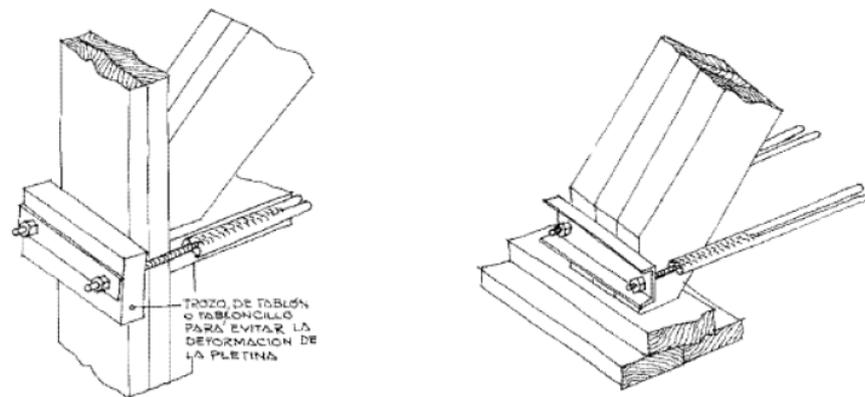


Figura 3.30. Detalle de tirante metálico sencillo.

Fuente: Espadasín, J. (2009) en [1]

Tirante de madera.

La madera trabajando a esfuerzos de tracción paralelos a la dirección de la fibra ofrece también un buen resultado. Aunque sin llegar a la eficiencia del acero.

Sin embargo sus detalles constructivos para la función de tirante son mucho más complicados de ejecutar que con los tirantes metálicos.

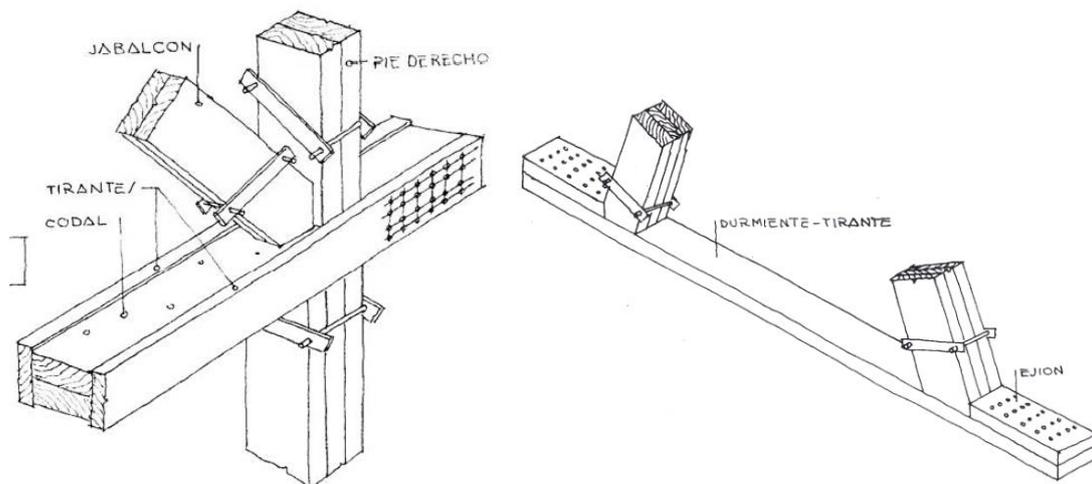


Figura 3.31. Tirante de madera en apeo jabalconado y en tornapuntas contrapuestas.

Fuente: Espadasín, J. (2009) en [1]

El criterio de cálculo es similar al del resto de uniones tratadas:

- Capacidad de carga de la madera teniendo en cuenta su resistencia a tracción según la dirección paralela a la fibra (que es mucho mayor que la resistencia a tracción en la dirección perpendicular a la fibra).
- La capacidad de la unión mecánica utilizada.

3.5.10 Vela.

Es la pieza que, colocada en forma vertical, recoge cargas horizontales y las transmite a otros elementos del apeo (tornapuntas, codales, jabalcones...).

Su forma de trabajo es la flexión. Combinada a veces con esfuerzos de tracción y compresión.

Normalmente está formada por uno, dos, o tres tablones verticales. Acoplados a los elementos de apeos que la acometen (tornapuntas, codales, jabalcones...) mediante ejiones o embarbillados.



Figura 3.32. Vela en apuntalamiento de muro con tornapuntas.

Fuente: Pascual, J. (1987) [5]

3.5.11 Cuñas

Este elemento tiene por objeto ajustar los elementos de apeo (pies derechos, tornapuntas o codales) entre las partes constructivas sobre las que debe actuar el mismo.

Procedimiento de acuñado.

1. Se realiza la colocación contrapuesta de las cuñas, golpeándolas sucesivamente con cuidado hasta que el elemento quede ajustado a una presión tal, que es suficiente para quedar en posición y no puede moverse con las manos. En ese momento se dice que está templado.
2. A continuación se introduce un clavo por cuña para la inmovilización.

3. Periódicamente se harán revisiones del ajuste debido a las mermas que se produce en la madera. Se extraerán los clavos, reajuste de las cuñas y re clavado.

Requisitos de las cuñas.

- Deben ser de madera de resistencia superior a la restante del apeo.
- Debe tener forma (cuñas de igual inclinación) y dimensiones adecuadas para garantizar una superficie de transmisión igual o superior a la sección del elemento que acúan.

De no cumplir estos requisitos la cuña se convierte en el eslabón débil de la cadena.

Tradicionalmente siempre se han usado las cuñas. Actualmente hay carpinteros que proponen montar el elemento de apeo sin cuñas. Cortando a una medida exacta (ligeramente mayor) que permite colocar los elementos en su sitio por presión. Presión que puede acabar en fuertes golpes. Tendrá que ser la Dirección Facultativa quien autorice ese sistema de trabajo bajo su criterio para cada caso concreto.

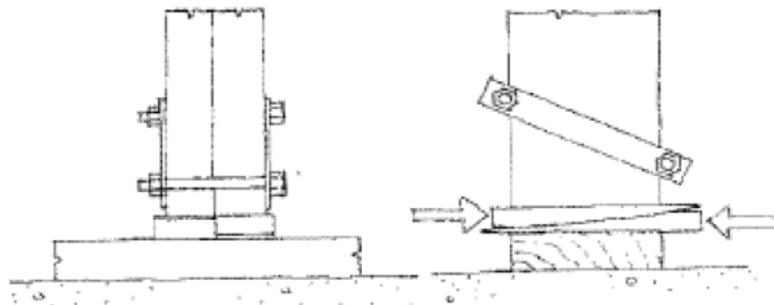


Figura 3.33. Acañado de pie derecho.

Fuente: Espadasín, J. (2009) en [1]

Bajo mi punto de vista las cuñas tienen el inconveniente de la necesidad de revisiones periódicas, pero por el contrario puede controlarse su entrada en carga de manera delicada. Y decidir si se aplica más presión o menos durante el templado. En cambio montar sin cuñas representa que cuando la madera merme no habrá forma de reajustar su temple.

3.6 Configuración de elementos compuestos de apeos con madera.

Se trata de elementos que pueden considerarse compuestos por varios simples de los tratados anteriormente.

3.6.1 Recercados de huecos en muros.

Puede ser necesario este elemento por diversos motivos:

- Daños locales.
 - Rotura de un cargadero.
- Daños globales.
 - Cedimiento diferencial de un muro.
 - Para distribuir los esfuerzos introducidos por determinados elementos de apeo (p.e. agujas que transmiten esfuerzos ascendentes bajo un hueco de fachada).

El recercado de un hueco se diseñará en función de los esfuerzos concretos a contrarrestar.

En función de la magnitud de los empujes se diseñará con tablón de 20x7 o tabloncillo de 15x5 cm. Así como formado por uno, dos o incluso tres unidades embridadas.

Para que el recercado trabaje bien debería estar lo más próximo posible al eje del muro. Para conseguir esto muchas veces se requiere extraer la carpintería, cosa que no siempre es posible.

Otro punto conflictivo a resolver lo tenemos si existe alféizar con pronunciada inclinación. Ya que produciría un empuje horizontal que empujaría al recercado hacia el exterior.

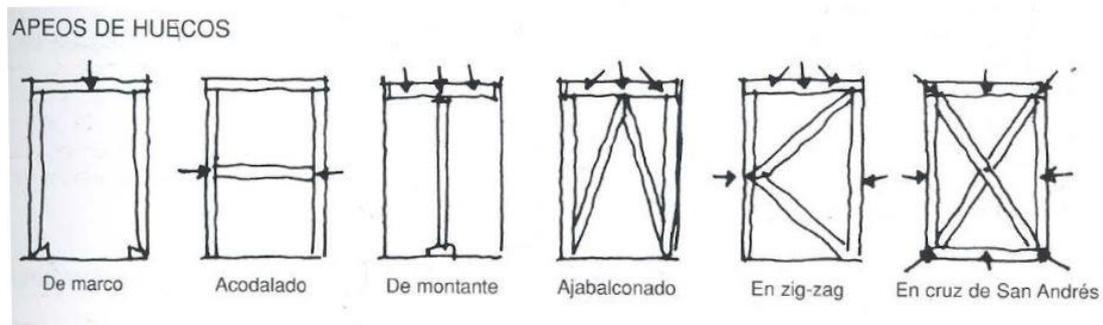


Figura 3.34. Recercado de huecos de ventana según el esfuerzo a contrarrestar.

Fuente: Abásolo, A. (1998) [7]

Debe tenerse en cuenta que en la cruz de San Andrés debe colocarse la diagonal, o elemento principal de la cruz, orientado en la dirección de las fisuras. A fin de oponerse a las componentes de compresión.

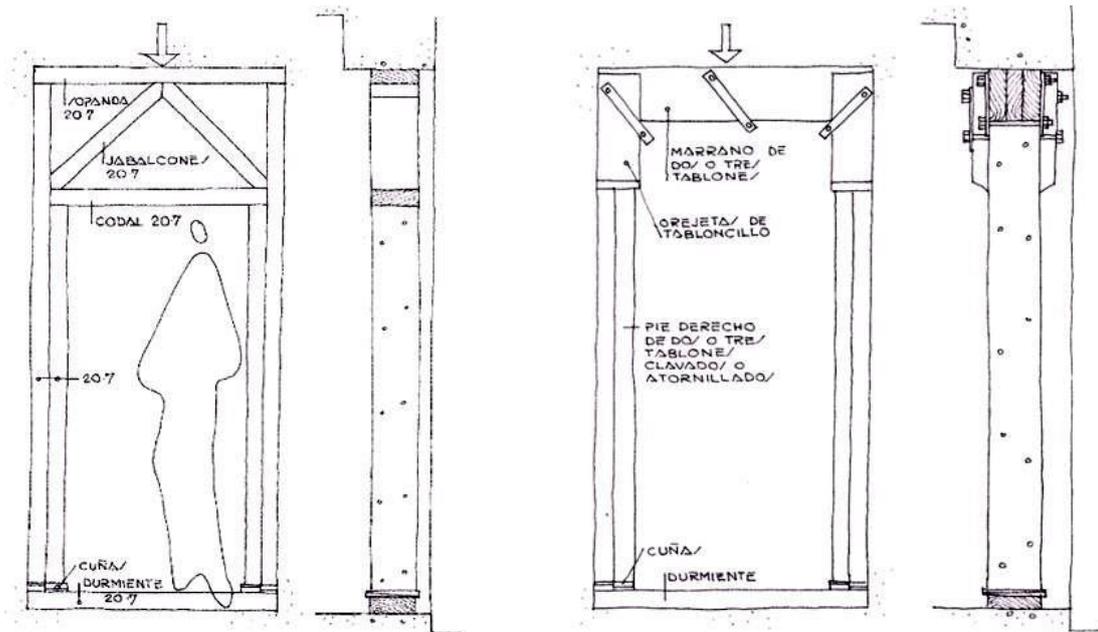


Figura 3.35. Recercado de hueco de puerta con jabalcoes simples (izda.) y con puente en dintel (dcha.).

Fuente: Espadasín, J. (2009) en [1]

La solución de la imagen de la izda. es una solución adecuada para cargas poco importantes. Está ejecutada con tablón de 20x7. Los fustes hasta los jabalcoes tienen doble tablón clavado

La solución mostrada en la imagen de la dcha. es una solución adecuada para cargas importantes. Está formada por doble tablón clavado en el fuste. Dintel o marrano con 3 tablonces. Y dos orejas para evitar el vuelco del marrano. El marrano y las orejas están embridadas.

3.6.2 Puentes de apeo.

Es el conjunto formado por una pieza horizontal (puente o marrano) y dos verticales (pies derechos).

Es una medida muy recurrida en apeos.

El puente de apeo más elemental sería el representado en la siguiente figura.

Debe cuidarse el corte de las cabezas de los pies derechos para que el apoyo del marrano sea correcto. Así como dar suficiente longitud a las orejas para que sobrepasen el marrano y permitan el embridado correcto.

El marrano puede sustituirse por un perfil metálico IPN o HEB.

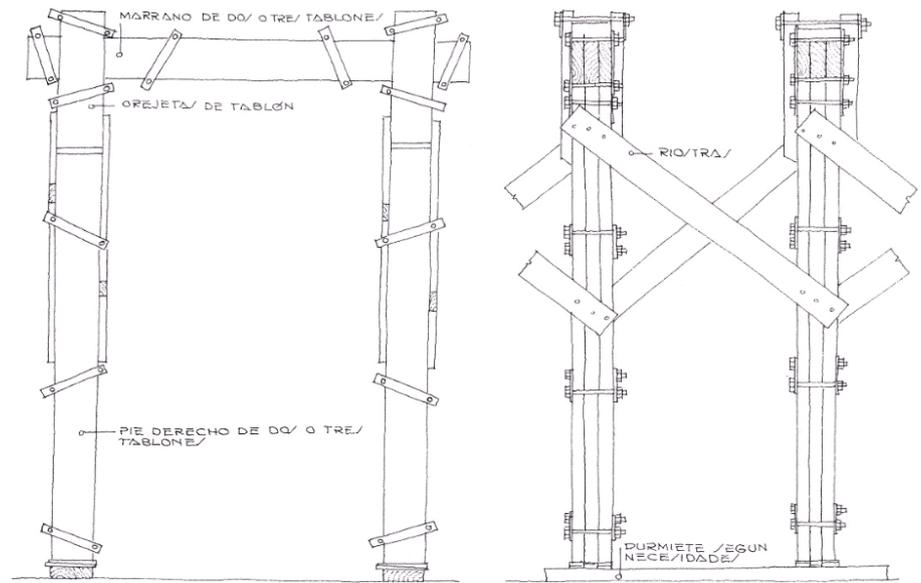


Figura 3.36. Puente de apeo elemental. Fuente: Espadasin, J. (2009) en [1]

Para evitar la reducida resistencia a flexión del marrano puede desarrollarse una solución más compleja con jabalcones y un tirante. Cuyo esquema de distribución de carga sería el siguiente.

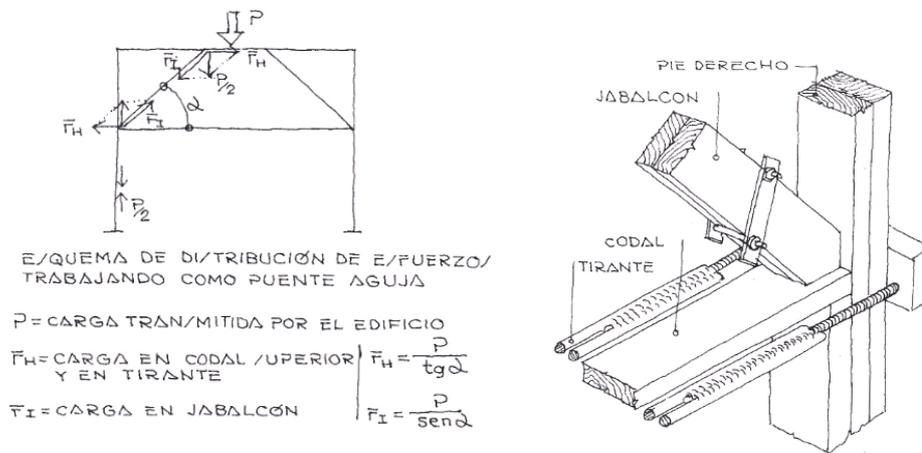


Figura 3.37. Esquema de carga y detalle de nudo de unión en puente de apeo con jabalcones y tirante.

Fuente: Espadasin, J. (2009) en [1]

3.6.3 Apeo de asnillas.

Consiste básicamente en “borriquetas” cuya esencia es la de:

- dos parejas de tornapuntas contrapuestas con tirantes en su base
- una pieza de aguja o marrano que las une en cabeza
- arriostramiento transversalmente

Puede ser el elemento de apeo que más defectos suele acumular en su diseño y ejecución, quizás debido a dos causas:

- Deficiente contrarresto de los esfuerzos horizontales.
- Incorrectos embarbillados en cabeza que hacen trabajar a hienda las piezas tornapunta.

La solución al primer punto se consigue con un eficiente atirantado metálico o de madera.

La solución al segundo punto se consigue con la colocación de una brida en cabeza de la tornapunta, tal como indica la figura.

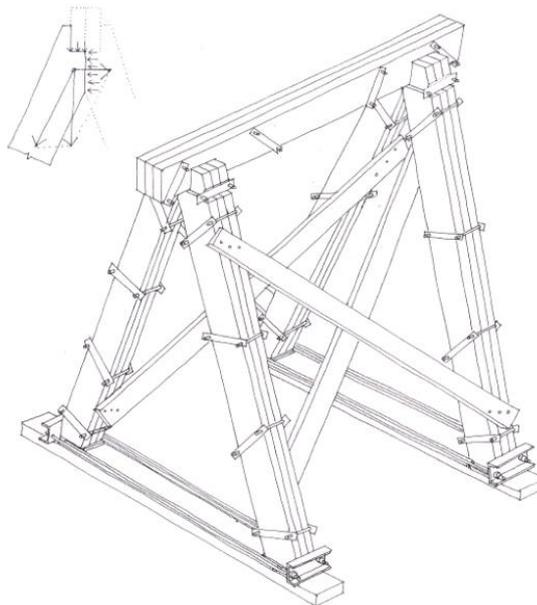


Figura 3.38. Detalle apeo de asnilla. Fuente: Espadasín, J. [1]

4 APEOS CON ELEMENTOS METÁLICOS.

Los apeos con elementos metálicos tienen la ventaja general respecto la madera de mayor capacidad de carga y mayor capacidad de altura. Y la desventaja general de un mayor coste.

El estudio en detalle de las ventajas e inconvenientes de cada sistema metálico concreto se hará al inicio de su apartado correspondiente.

4.1 Puntales telescópicos de acero.

Nota: se ha desarrollado el presente apartado de puntales telescópicos con cierta extensión ya que su uso es muy generalizado y no siempre se emplea de manera correcta. Además se tratan conceptos también aplicables a otros sistemas de apuntalamiento que ya no serán repetidos.

Este tipo de puntal es uno de los elementos más utilizados en la ejecución de apeos.

VENTAJAS:

- Disponibilidad. Elemento de uso común en cualquier obra.
- Facilidad y rapidez de manejo (como poste o pie derecho).
- Reutilizable.
- Relativamente ligero.
- Precio de venta / alquiler

INCONVENIENTES:

- Arriostamiento dificultoso.
- Para usos diferentes a pie derecho es necesario un diseño estudiado del apeo y cumplir ciertos detalles constructivos para la ejecución que le hacen perder la característica de sencillez y rapidez de manejo. La inercia a pie de obra es no cumplirlos y por lo tanto se debe vigilar su cumplimiento.

Descripción del elemento:

Consta de dos tubos de diferente diámetro que pueden desplazarse telescópicamente uno dentro de otro. Posee un sistema de reglaje con un pasador que se inserta en los agujeros del tubo interior y un medio de ajuste fino a través de un collar roscado.

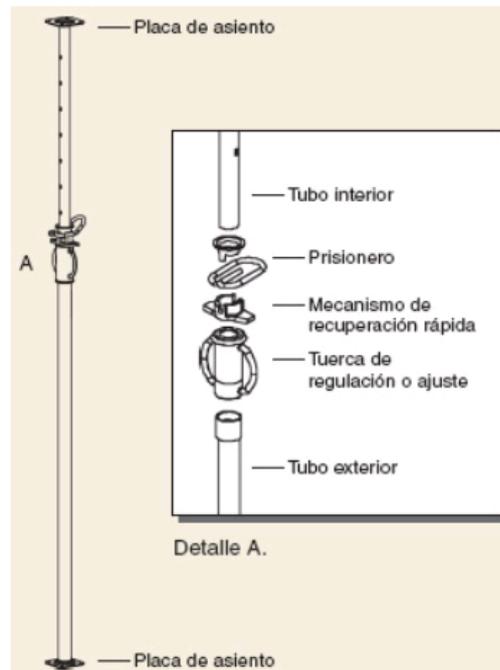


Figura 4.1. Partes de un puntal.

Fuente: NTP 719 Instituto Nacional de Higiene en el Trabajo.

La capacidad resistente del elemento:

Como orden de magnitud, puede estimarse que un puntal común (de los que se suelen encontrar en las obras de edificación para encofrado de forjados) extendido para una altura de planta piso (2.7-3 m), puede soportar una carga admisible de 10 KN.

Para asignarle más capacidad de carga sería necesario apoyarse en la documentación técnica del fabricante.

Depende principalmente de:

1. Las características de fabricación (diámetro, espesor de los tubos) y
2. La altura de montaje (a mayor altura hay más pandeo y la carga resistida es menor).

Se comercializan en dos diámetros (medida del tubo exterior), de 48 mm y 60 mm. Y en alturas que van de los 0.60 m a los 6,0 m. Siendo alturas usuales de comercialización entre los 1.8 m a los 4 m.

Pueden encontrarse modelos especiales (menor disponibilidad), por ejemplo:

- Para alturas reducidas: el Modelo Alisan 1,5M del fabricante ALSINA con una longitud mínima de 1m y máxima de 1,5 m. O el modelo PEP 20 N260 del fabricante PERI, con mín. de 1,6 m y máx. de 2,6 m. O incluso el modelo P-0.97N del fabricante Español FERMAR con mín. de 0,60 m y máx. de 1,02 m
- Para alturas elevadas: el modelo Alisan 6M del fabricante ALSINA, con mín. de 3,6 m y máx. de 6,0 m

Información comercial revisada:

En la información comercial revisada desde las webs de diferentes fabricantes (Peri, Ulma, Alsina, Sten, Ischebeck y Fermar) se observa lo siguiente:

- Capacidades de carga: Para comparar entre diferentes fabricantes hay que prestar atención al coeficiente de seguridad aplicado en sus tablas comerciales y/o técnicas, ya que puede no ser el mismo y llevar a error. En algunos catálogos se observa que se habla de “carga admitida” según ensayos Norma EN1065 (ULMA, PERI, ISCHEBECK y ALSINA mod. A3), en otros se habla de “carga de rotura” y deja a criterio del técnico el coeficiente de seguridad a emplear (FERMAR), y en otros se habla de “carga admisible” y especifica el coeficiente de seguridad adoptado (variando entre 2 y 2,5 aprox.) (STEN y ALSINA mod. Alisan).
- ¿Montaje obligatorio con el tubo inferior en contacto con la carga?: Salvo que el fabricante especifique otra cosa los datos técnicos se entienden válidos para el montaje con el tubo vertical en la parte superior. ALSINA por ejemplo especifica que su modelo Alisan 6M puede usarse indistintamente en las dos posiciones. ULMA por ejemplo ofrece los datos de carga en las dos posiciones aunque advierte que los datos con el tubo inferior abajo solo son válidos para el montaje de mesas de encofrado compatibles.
- UNE 1065: No todos los puntales que se comercializan actualmente se fabrican según la norma UNE 1065. Sten no lo hace. Alsina mantiene el modelo Alisan antiguo que no lo hace junto a otros modelos nuevos que sí. Ulma, Peri e Ischebeck sí lo hacen.
- Todos los fabricantes advierten que los valores de capacidad de carga ofrecidos están establecidos para unas condiciones ideales muy difíciles de cumplir en su uso en apuntalamientos.
 - Carga axil perfectamente centrada (Espadasín, J. y García, J.I. (2009) [1] “Según datos proporcionados por un fabricante, sus telescopios reducen la capacidad de un 25% a un 50% (dependiendo de la longitud desplegada) cuando el descentramiento de la carga es de 25mm, lo que da cuenta de la importancia del tema,…”
 - Puntal nuevo
 - Puntal perfectamente aplomado.

- Fijaciones que permitan suponer las hipótesis de piezas articuladas en sus extremos.
Es por ello que es necesario utilizar un coeficiente de seguridad elevado para los cálculos asociados a los apuntalamientos (aproximadamente 2).

A continuación se muestran unas tablas resumen que se han elaborado sobre las capacidades de carga en función de la altura de extensión de algunos fabricantes:

Empresa- PERI		Carga (KN) en función de la altura				
Tipo de puntal	Peso (kg)	Long Min / KN	L2 / KN	L3 / KN	L4 / KN	Long Max /KN
PEP 20 N260	-	1,6m / 35	1,9m / 35	2m / 33,5	2,3m / 29,8	2,6m / 24,8
PEP 20-350	19,2	2m / 35	2,6m / 33,8	3m / 29,2	3,3m / 24,1	3,5m / 20,7
PEP 20-500	30,5	2,8m / 35	3,9m / 35	4m / 34,2	4,5m / 26	5m / 20
PEP 30-150	10,45	1,0m / 35	1,2m / 35	1,3m / 34,9	1,4m / 34,2	1,5m / 33,5
PEP 30-250	15	1,5m / 40	1,8m / 40	2,0m / 36,8	2,3m / 33,3	2,5m / 30,1
PEP 30-300	18,7	1,8m / 40	2,4m / 40	2,5m / 39,9	2,8m / 35,8	3,0m / 30,4
PEP 30-400	27,2	2,3m / 40	3,7m / 40	3,8m / 37,4	3,9m / 34,8	4,0m / 32,2

Valores máximos admitidos según la norma DIN EN1065. PEP 20 clase D y PEP 30 clase E.

Empresa- ALSINA		Carga (KN) en función de la altura				
Tipo de puntal	Peso (kg)	Long Min / KN	L2 / KN	L3 / KN	L4 / KN	Long Max /KN
ALISAN 1,5M	5,48	1m/15	-	-	-	1,5m / 13
ALISAN 3M	9,51	1,80m / 22	2,4m / 19	-	-	3,10m / 13
ALISAN 4M	11,25	2,45m / 17,5	3,2m / 12	-	-	4m / 8,7
ALISAN 5M	18,58	3,55m / 17,5	4,25m / 12,5	-	-	5,20m / 8,3
ALISAN 6M	31	3,6m / 24,5	5,0m / 12	-	-	6,0m / 8,0

Valores de carga ensayo I E Torroja con factor seguridad 1,5.

Empresa- ALSINA		Carga (KN) en función de la altura				
Tipo de puntal	Peso (kg)	Long Min / KN	L2	L3	L4	Long Max /KN
T6- A3	12	1,90m / 24,5	2,30m / 17	2,60m / 13,5	2,8m/11	3,0m / 10

Valores de carga uso según ensayo Norma EN 1065.

Empresa- ULMA		Carga (KN) en función de la altura				
Tipo de puntal	Peso (kg)	Long Min / KN	L2 / KN	L3 / KN	L4 / KN	Long Max /KN
EP C25	14,6	1,5m / 35	1,80m / 35	2,0m / 35	2,3m / 28,36	2,5m / 24
EP C+D30	16,5	1,8m / 35	2,3m / 34,03	2,5m / 28,80	2,8m / 22,96	3m / 20
EP C+D35	21,2	2,0m / 43	2,3m / 39,70	2,5m / 33,60	3,0 m / 23,33	3,5m / 20
EP C+D40	23,7	2,3 m/ 35	3m/26,67	3,2m / 23,44	3,5m / 20	4,0m / 20
EP C+D45	29,1	2,5m / 35	3m / 30	3,5m / 22,04	3,70m / 20	4,5m / 20
EP C+D50	31,7	2,8m / 34,44	3m / 33,33	3,5m / 30	3,90m / 20	5,0m / 20

Valores carga de Uso según ensayo norma EN1065

Tabla 4.1. Cargas de uso según la altura de extensión del puntal.

Fuente: elaboración propia según datos de los catálogos comerciales

En las tablas se muestran las cargas de uso para longitudes de extensión mínimas y máximas así como extensiones intermedias (L2, L3 y L4). En las casillas de carga aparece la longitud a la izda. (en m.) y la carga a la dcha. (en KN).

Puede observarse como la carga admitida disminuye en gran medida con el aumento de la longitud de extensión.

Puntal colocado en posición inclinada

Puede darse el caso que por condicionantes constructivos (por ejemplo porque no podemos invadir la superficie de apoyo para respetar un paso) no podamos colocar el puntal aplomado.

Como puede observarse en la figura, de la estática se puede deducir que: si la carga vertical que un forjado transmite a un puntal es P , el puntal colocado vertical tiene una sollicitación axial de P . Pero el puntal inclinado tiene una sollicitación de una carga axial mayor (R) que estará en función del ángulo de inclinación (α) del puntal con el terreno ($R=N/\text{sen}\alpha$). Además habrá que asegurar que no se produzca deslizamiento con unos apoyos adecuados en cabeza y base. Y garantizar que la transmisión de la carga sea con el tubo, no con la chapa de la placa de apoyo.

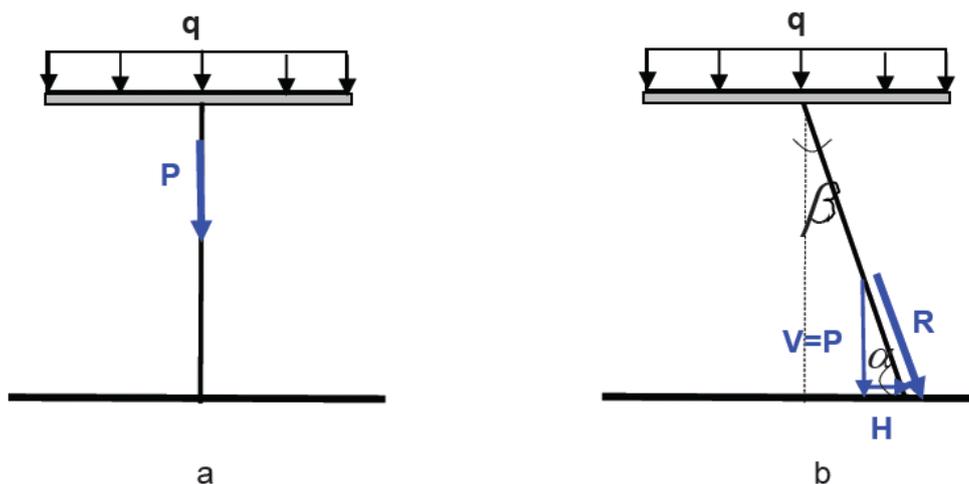


Figura 4.2. Axil en puntal inclinado según ángulo de inclinación (α).

Fuente: Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) [14].

Con lo dicho anteriormente, para acciones verticales, puede confeccionarse una tabla simple en Hoja de Cálculo con las cargas verticales admisibles del puntal según su inclinación. A modo de ejemplo añado una tabla para una acción vertical de 10 KN y diferentes ángulos de inclinación (α) del puntal con el terreno, entre 30 y 90 grados.

ACCIONES VERTICALES			
Carga adm. VERTICAL puntal vertical (KN)	Grados ángulo inclinación puntal-terreno (α)	% carga vertical que soporta puntal inclinado respecto puntal vertical	Carga adm. VERTICAL puntal inclinado (KN)
10	30	50,00%	5
10	35	57,36%	5,74
10	45	70,71%	7,07
10	47,5	73,73%	7,37
10	50	76,60%	7,66
10	52,5	79,34%	7,93
10	55	81,92%	8,19
10	57,5	84,34%	8,43
10	60	86,60%	8,66
10	62,5	88,70%	8,87
10	65	90,63%	9,06
10	67,5	92,39%	9,24
10	70	93,97%	9,40
10	72,5	95,37%	9,54
10	75	96,59%	9,66
10	77,5	97,63%	9,76
10	80	98,48%	9,85
10	82,5	99,14%	9,91
10	85	99,62%	9,96
10	87,5	99,90%	9,99
10	90	100,00%	10,00

Tabla 4.2. Cargas verticales soportadas por un puntal inclinado según (α).

Fuente: elaboración propia.

Puede observarse en la figura anterior cómo para un ángulo de inclinación (α) entre 30° y 90° , el % de carga varía entre 50% y 100%. Evidentemente cuanto más próximo a la vertical, mayor % de carga vertical soportada.

Para ACCIONES HORIZONTALES (p.ej. apuntalamiento de un muro), valdría el mismo cuadro teniendo en cuenta que en ese caso el valor del ángulo de la tabla sería el suplementario (β), el formado por el puntal con la vertical en lugar del puntal con el terreno.

Arriostramiento

Para que un apeo con puntales de comportamiento como una estructura isostática es necesario realizar un correcto arriostramiento. Tanto en la dirección de la línea de puntales como en la dirección normal al apeo.

Esto suele realizarse con tubos embridados, complicado de realizar, sobre todo si no se dispone de las bridas variadas capaces de abrazar al mismo tiempo dos tipos de diámetros.

Los puntales se comercializan básicamente en dos medidas de diámetro según su tubo exterior:

- \varnothing 48 mm (tubo interior \varnothing 40 mm)
- \varnothing 60 mm (tubo interior \varnothing 52mm)

También se pueden encontrar puntales de medidas intermedias como \varnothing 55 (tubo interior \varnothing 48 mm)

Para el arriostamiento de esos puntales se utilizan los tubos y abrazaderas del sistema de tubos embridados de acero.

- Tubos para arriostamiento Ø42, Ø48, Ø56 y Ø60.
- Bridas comerciales Ø42 y Ø48 mm, más difíciles de conseguir de Ø56 y Ø60 mm.
- Realmente difícil de conseguir bridas para unir tubos de diámetros diferentes en la misma unión.
- Las abrazaderas se comercializan fijas (para unión de piezas en ángulo recto) y giratorias (permite el giro de las piezas unidas).

Abrazadera fija 48/48
Abrazadera giratoria 48/48

2125148	1,2
2125147	1,3



Abrazadera fija 42/48
Abrazadera giratoria 42/48
Abrazadera fija 64/48

6630300	1,2
6630000	1,3
2166560	1,9



Tabla 4.3. Abrazaderas o bridas para puntales de la marca ULMA para diferentes Ø.

Fuente: catálogo Puntal de acero SP de Ulma.

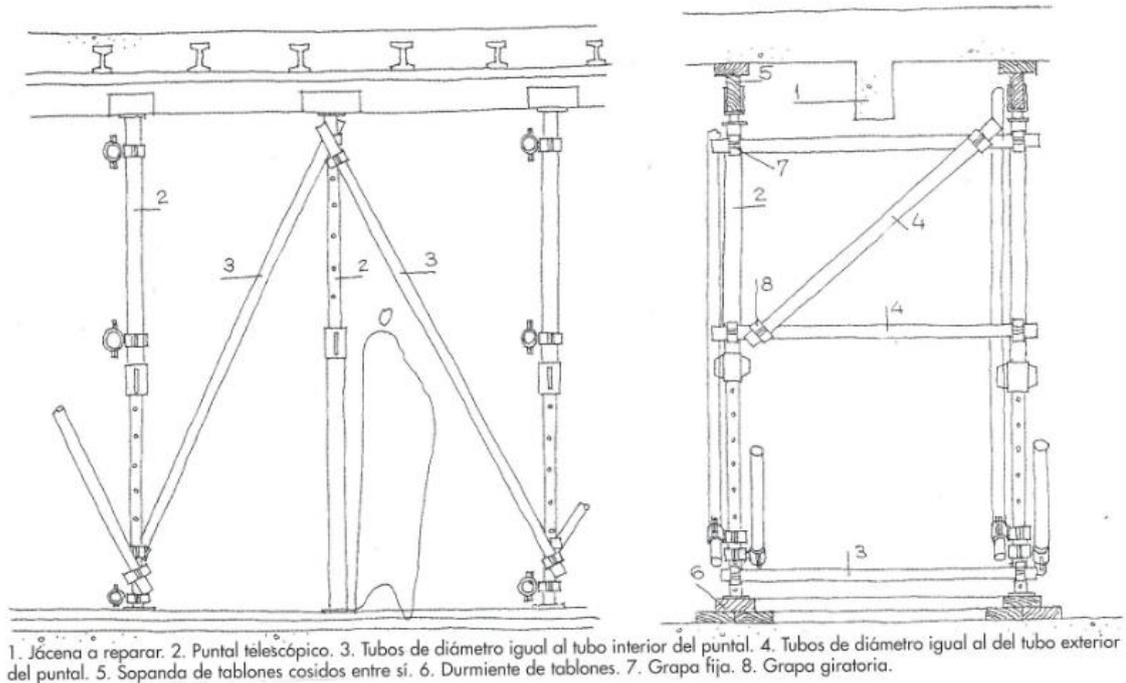


Figura 4.3. Arriostamiento de puntales con triangulación sin disponer de bridas que unan tubos de diferente diámetro.

Fuente: Espadasín, J. (2009) "Apeos..." [1].

En la figura anterior puede observarse una propuesta de arriostamiento, efectuada por Espadasín, J. (2009) [1], para un apuntalamiento de jácena.

Está resuelta sin disponer de bridas que abracen a tubos de diferente diámetro en la misma unión.

En este caso se dispone de brida tipo A (unión de tubos con \varnothing igual al \varnothing exterior del puntal) y brida tipo B (unión de tubos con \varnothing igual al \varnothing interior del puntal).

Se montan los puntales alternados con el tubo interior arriba y con el tubo interior abajo para poder formar la triangulación con las bridas disponibles.

Según la numeración de la figura, los tubos de arriostamiento nº4 tienen el mismo diámetro que el exterior del puntal.

Los tubos de arriostamiento nº3 tienen el mismo diámetro que el interior del puntal.

Como conclusión sobre la propuesta de la figura:

- Queda patente que para cumplir con el detalle constructivo propuesto el apeo adquiere una complejidad elevada. Por la cantidad de piezas especiales necesarias y por la laboriosidad. Cosa que hace pensar en lo siguiente:
 - Replantearse si no sería más adecuado ir directamente a un sistema de entramado (madera, sistema de tubos de acero embridados, sistemas de tubos industrializados...).
 - La sospecha de que cuando se elige el sistema de apeo a base de puntales telescópicos por su sencillez y rapidez se debe a que no hay intención de cumplir estrictamente con la condición de

arriostamiento. A lo sumo, cumplir con el claveteado de las placas de apoyo de los puntales a las sopandas y durmientes.

Categoría de carga según Norma EN 1065

Esta norma clasifica los puntales en 5 categorías (A, B, C, D y E) según sus valores de resistencia característica nominal (Ryk). Esto da una referencia de su resistencia aunque no es de aplicación directa ya que habrá que aplicar los coeficientes de seguridad oportunos para convertirlo en carga admisible.

CLASIFICACIÓN	Lmax (m)	Ryk (KN)
A	25	20,4
	30	17
	35	14,6
	40	12,8
B	25	27,2
	30	22,7
	35	19,4
	40	17
	45	15,1
	50	13,6
	55	12,4
C	25	40,8
	30	34
	35	29,1
	40	25,5
	45	22,7
	50	20,4
	55	18,6
D	25	34
	30	34
	35	34
	40	34
	45	34
	50	34
	55	34
E	25	51
	30	51
	35	51
	40	51
	45	51
	50	51
	55	51

Tabla 4.4. Clasificación de puntales según EN 1065 en función de su Ryk (resistencia característica nominal).

Fuente: elaboración propia según datos de la Norma.

Según a la catalogación que pertenezca el puntal, podremos saber su Ryk (KN) a una determinada extensión con las expresiones:

- Categoría A : $RAk = 51,0 \frac{l_{max}}{l^2} \leq 44 KN$
- Categoría B : $RBk = 68,0 \frac{l_{max}}{l^2} \leq 51 KN$
- Categoría C : $RCk = 102,0 \frac{l_{max}}{l^2} \leq 59,5 KN$
- Categoría D : $RDk = 34,0_{KN}$
- Categoría E : $REk = 51_{KN}$

Siendo (l max) la máxima longitud de extensión que puede alcanzar el puntal y (l²) la longitud de extensión para el caso concreto. Todo ello en m.

Por ejemplo para saber la Resistencia Característica Nominal R_{yk} de un puntal A30 (categoría A y extensión máxima 3m) colocado a una extensión de 2,70 m:

- $R_{Ak} \text{ puntal A30 extendido a } 2,70 \text{ m} = 51,0 \frac{3,0}{2,70^2} = 20,98 \text{ KN}$

Identificación según EN 1065:

Si nos encontramos en obra con un puntal del que desconocemos las características técnicas tenemos dos formas de conocer sus características (si está fabricado según la EN 1065):

- Por la forma de la placa de asiento. La forma de la placa de asiento nos indicará la categoría (A,B,C,D o E).

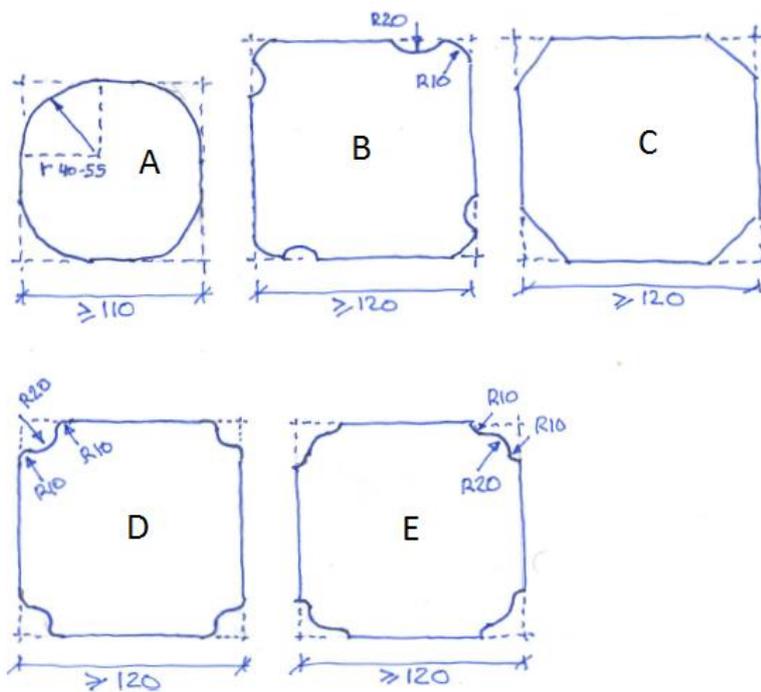


Figura 4.4. Forma de contorno de las placas de asiento de puntal según EN1065.

Fuente: Elaboración propia según datos de la Norma.

- Con más detalle, buscando el marcaje obligatorio según EN 1065 obtendremos otras características (por secuencia de aparición):
 - EN 1065
 - Fabricante
 - Clasificación
 - Año de fabricación
 - Nivel de inspección
 - Sistema de certificación.

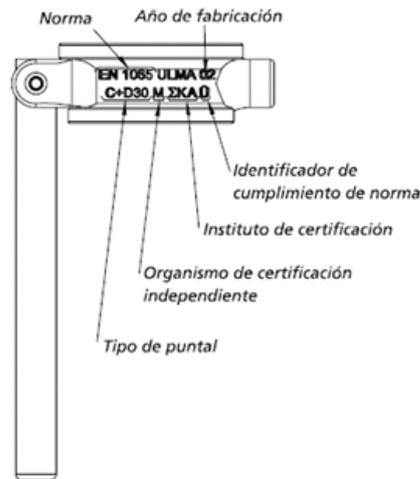


Figura 4.5. Marcaje según EN 1065. Fuente: Catálogo puntales-cimbras ULMA.

En la figura anterior se puede observar el marcaje exigido por la Norma en los puntales de la marca ULMA. En su caso el marcaje está incorporado en la tuerca. La Norma exige una impresión o grabado en relieve sobre el puntal o sobre una placa de acero soldada al puntal. No fija el lugar donde ubicarlo.

En caso de que el puntal no esté fabricado según dicha Norma, el espesor del tubo puede darnos una estimación sobre el mínimo de capacidad a considerar en un cálculo.

Criterios técnicos mínimos de utilización:

Según Ruiz, F. y Montilla, X. (2016) [14], su sencillez de manejo y su uso habitual no debe hacernos olvidar que para su uso es necesaria una mínima planificación atendiendo a unos criterios técnicos:

- El puntal debe ser el adecuado para la carga y la luz en cuestión. Es decir, a la altura de extensión de uso debe poder resistir la carga de servicio con los coeficientes de seguridad correspondientes. A mayor extensión del puntal, la carga resistida será menor.
- Debe garantizarse una adecuada transmisión de cargas a los elementos constructivos en cabeza y base mediante durmientes y sopandas.
- El puntal debe colocarse siempre en posición perpendicular a la dirección de la carga recibida. Para el caso de una carga vertical deberá estar perfectamente aplomado.
- En el caso que no pueda cumplirse el punto anterior, bien por condicionantes constructivos o bien porque recibe cargas horizontales que debe transmitir al terreno, se tendrá en cuenta lo siguiente:
 - Se deberá tener en cuenta la componente de carga que puede resistir el puntal en función de su ángulo de inclinación. Ver Figura 4.2.

- Se deberá asegurar su estabilidad ante deslizamiento por medio de los elementos adecuados.
- Se deberá garantizar que la carga se recibe y transmite de forma uniforme en toda la placa de contacto del puntal, la placa de contacto debe hacer contacto en toda su superficie, el punto de apoyo nunca será el extremo de la placa de apoyo trabajando a flexión. Esto se conseguirá mediante cuñas, calzos o los elementos adecuados.
- Se deberá tener en cuenta la necesidad o no de arriostramiento. A veces puede ser suficiente con clavar los puntales a los durmientes y sopandas. Otras veces puede ser necesario arriostrar con barras formando triangulaciones y arriostrar en las dos direcciones.

Cabe destacar que a veces se elige el puntal telescópico por su facilidad de manejo y rapidez, pero que si se atienden todos esos requerimientos de diseño y montaje (sobretudo el arriostramiento) a menudo vemos que es más interesante otro sistema a priori más complejo (madera, estructuras tubulares...).

4.2 Puntales telescópicos de aluminio.

VENTAJAS:

- Mayor capacidad de carga y altura.
- Ligero
- Facilidad de montaje y ajuste.
- Amplio catálogo de piezas auxiliares.
- Arriostramiento fácil con marcos de diferente medida.
- Posibilidad de formación de torres de carga con piezas accesorias.
- Accesorios para montaje de plataformas de trabajo en alturas intermedias.

INCONVENIENTES:

- Coste elevado respecto la madera.
- No suele encontrarse a mano en una obra de rehabilitación.

Se trata de una variante de los puntales telescópicos tradicionales de acero fabricados en aleación de aluminio.

Se suelen utilizar en encofrados de losas para alturas de planta de cierta importancia.

Los tubos se pueden acoplar entre sí para alcanzar una altura requerida.

Pueden utilizarse individualmente o formar torres de carga con los marcos de arriostramiento.

Documentación comercial revisada:

Lo comercializan fabricantes como PERI con su modelo Multiprop, o ULMA con su modelo Aluprop, o ISCHEBECK con su modelo Alu Titan HV y HVmax.

En este último caso se trata de una combinación de tubo exterior de aluminio y el tubo de husillo interior de acero galvanizado. En el resto de casos está completamente fabricado en aluminio. Todos se fabrican en diferentes medidas y tienen unas características funcionales similares (como puede verse en la siguiente tabla), aunque cada uno con su sistema de patente.

PUNTALES TELESCÓPICOS DE ALUMINIO					
MODELO	TIPO	CARGA (Kn) ADMISIBLE	LONGITUD (m)		PESO (Kg)
			MIN.	MAX.	
PERI Multiprop	MP 350	40	1,95	3,5	18,8
	MP 625	20	4,3	6,25	33,7
ULMA Aluprop	-	26,1	4,5	6	29,6
ISCHEBECK AluTitan	MV	30	1,75	3,05	15,4
	MV Maxi	20	2,95	4,25	21

Tabla 4.5. Características de modelos de diferentes fabricantes para alturas de 3 y 6 m.

Fuente: elaboración propia en base a datos de catálogo de Peri, Ulma e Ischebeck.

El fabricante PERI dispone de unos cabezales en forma de horquilla que son especialmente útiles en apeos, ya que permite recibir las sopandas del sistema de apeo abrazándolas, evitando su vuelco.

Si utilizamos las vigas industrializadas de los sistemas de encofrado del fabricante quedarán completamente encajadas y acopladas al sistema.

Si las sustituimos por tablonos o perfiles de acero deberemos asegurarnos que quedan centradas y confinadas mediante tacos y cuñas de madera.

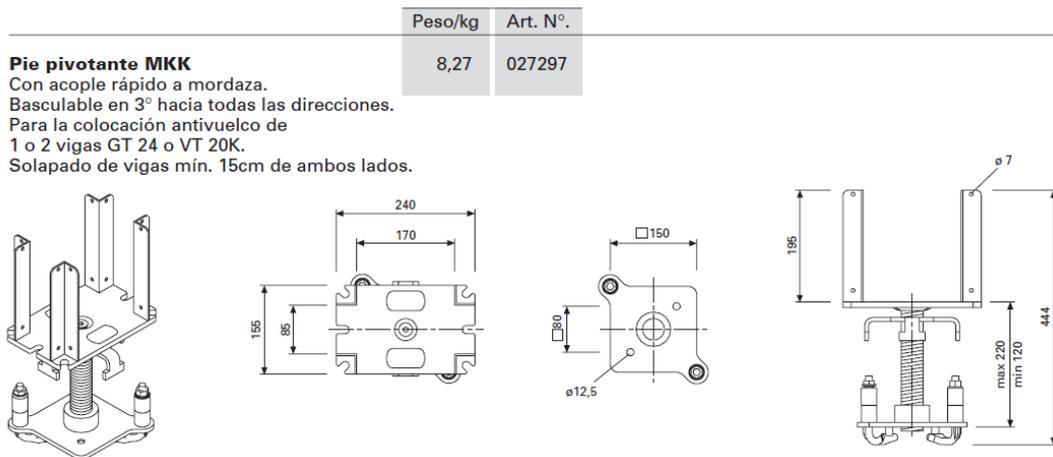


Figura 4.6- Cabezal utilizable en el modelo Multiprop de PERI.

Fuente: catálogo Multiprop de PERI.

4.3 Puntales industrializados para grandes cargas.

VENTAJAS:

- Gran capacidad de carga.
- Rapidez de montaje y ajuste. Piezas relativamente ligeras que se van ensamblando.
- Diferentes medidas y piezas auxiliares para adaptar a la obra.
- Arriostramiento fácil mediante tubos y grapas especiales.
- Reutilizable.
- Gran libertad de diseño por su amplio catálogo de piezas.

INCONVENIENTES:

- Coste elevado.
- Como en todos los sistemas industrializados, sistema cerrado patentado. Solo compatible con otros modelos del mismo fabricante.
- Se ha de realizar un diseño estudiado para pedir el material adecuado, no apto para improvisar soluciones en obra.

Se trata de módulos industrializados (normalmente 2 U's de chapa empresilladas, con el alma aligerada) que se acoplarán entre sí para alcanzar una altura requerida. Con diferentes piezas de remate para su acoplamiento a la obra.

Pueden ensamblarse varias vigas (una junto a la otra) de manera que se cree un pie derecho de alta capacidad de carga con piezas manejables.

O realizarse estructuras de apeo tridimensionales.

Debe atenderse a la capacidad de carga de las piezas más débiles del sistema, en este caso piezas accesorias a los fustes, que condicionan la capacidad de carga del sistema de apeo. A pesar que la capacidad del fuste es mayor.

Como aproximación se puede asignar un valor admisible de 100 KN por sistema de pie derecho en sistemas ligeros, y 400 KN en sistemas más pesados.

Uso principal en apeos: estabilizaciones de fachada, apuntalamiento de muros, pie derecho para grandes cargas...

Información comercial revisada:

Se comercializan en diferentes patentes. Se ha analizado la documentación técnica de las vigas SUPERSLIM, MKII SOLDIER, HD200, ST200 y ST200R.

- Viga Superslim: patentada por RMD KWIKFORM
 - Un fuste de 2.7 m pesa 55,38 kg.
 - Sección de la viga 225x176 mm.
 - Momento máximo: 40 KNm.

Piezas auxiliares condicionantes para la carga máxima del sistema:

- Pieza gato ajustable o pieza base regulable SlimShor, 100 KN a compresión.

- Pieza conector de seis vías, 100 KN a compresión y 80 KN a tracción.

Las piezas principales del sistema son:

- Viga SuperSlim: con diferentes medidas hasta los 3.6m, en múltiplos de 90 cm.



Figura 4.7. Viga Superslim. Fuente: catálogo Superslim de RMD KWIKFORM.

- Base ajustable Slimshor:
Permite ajustar la dimensión del soporte a la altura requerida. La regulación del husillo nos permite actuar sobre la entrada en carga del apeo.
Su capacidad de carga axil es de 100 KN.
Cabezal ajustable: ídem que el anterior pero para la cabeza.

Base ajustable

Transfiere cargas de puntales Superslim donde es necesario un ajuste de longitud - AWL150 kN (100 kN cuando la carga se libera a través del mango del gato).



Cabezal ajustable

Soporta vigas de cabecera en las que es necesario ajustar longitud - rango ajustable 440-590 mm - AWL = 150kN (donde no es necesario ajustar la longitud 100kN)



Código	Descripción	Peso	Código	Descripción	Peso
SSU10025	Base ajustable Slimshor	18,97 kg	SSU10026	Cabezal ajustable Slimshor	24,57 kg

Figura 4.8. Base ajustable y cabezal ajustable.

Fuente: catálogo Superslim de RMD KWIKFORM.

- Cabezal ajustable
Para fustes en posición inclinada u horizontal .Una vez instalados en cada extremo un cabezal de derechas y otro de izquierdas, permite la regulación de la distancia girando el fuste. Puede verse la imagen en la figura superior.
- Conectores de 6 vías:
Permite formar un nudo con vigas en 3 direcciones, o formar un pie derecho con varios fustes, uno al lado de otro.

Conector de 6 vías

Un nudo para conectar seis vigas Superslim en ángulo recto



Conector doble de 6 vías



Código	Descripción	Peso	Código	Descripción	Peso
SSU20666	Conector de 6 vías	25 kg	SSU20666	Conector doble de 6 vías	37,68 kg

Figura 4.9. Conectores de 6 vías, simple y doble.

Fuente: catálogo Superslim de RMD KWIKFORM.

- Arristramiento:
 Para hacer un arriostamiento en los dos planos, es necesario acudir a dos sistemas.
 A) Para el plano paralelo al alma de los fustes, el sistema Rapid Tie patentado por el fabricante. Se trata de una varilla roscada entre las dos vigas con la placa que hace tope en los agujeros del alma de la viga.

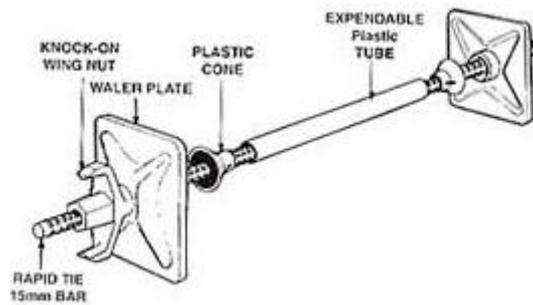


Figura 4.10. Sistema Rapid Tie. Fuente: <http://www.rmdnewzealand.co.nz/>

- B) Para el plano perpendicular se puede emplear unas bridas especiales que permiten utilizar tubos de acero estándar como barras de arriostamiento.

Grapa B

AWL = 3,25 kN/par



Código	Descripción	Peso
RPX10005	Grapa B de tubo a panel	0.7

Figura 4.11. Detalle de grapa para arriostamiento con tubos.

Fuente: catálogo Superslim de RMD KWIKFORM.

- Viga MegaShor: patentada por RMD KWIKFORM
 Se trata de un sistema similar al anterior pero apto para cargas mucho mayores (400 KN a 8 m de altura). El inconveniente es que son piezas mucho más pesadas (un fuste de 2,7 m pesa 160 kg, la base regulable apta para 500 KN pesa 48 kg). Su uso es más apropiado para las cargas que se manejan en la ingeniería civil (puentes, etc.) que para apeos en edificación de viviendas. No obstante para casos especiales puede ser útil.
- Viga MKII: patentada por Excel MK II Soldier & Excel Super Slim Soldier (antigua MK II Soldier)
 Es una patente similar a la viga SuperSlim. Igual que ella tiene limitada su capacidad de carga por su base regulable a 100 KN.
 - Un fuste de 2.7 m pesa 54,20 kg.
 - Sección 225x170 mm.
 - Momento máximo 38 KNm.
 - Carga axil máxima 115 KN.

A continuación se muestran dos detalles de montaje.

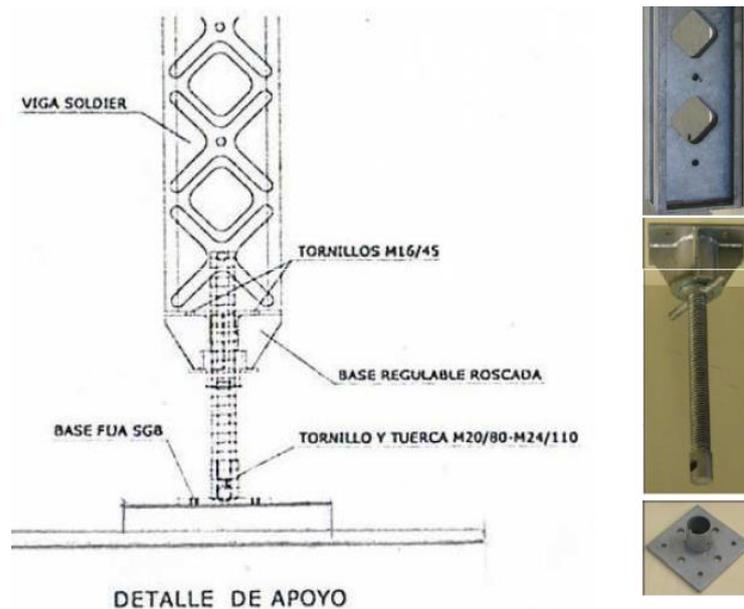


Figura 4.12. Detalle piezas para apoyo viga MKII.
 Fuente: catálogo del distribuidor ALQUIANSA de MKII.

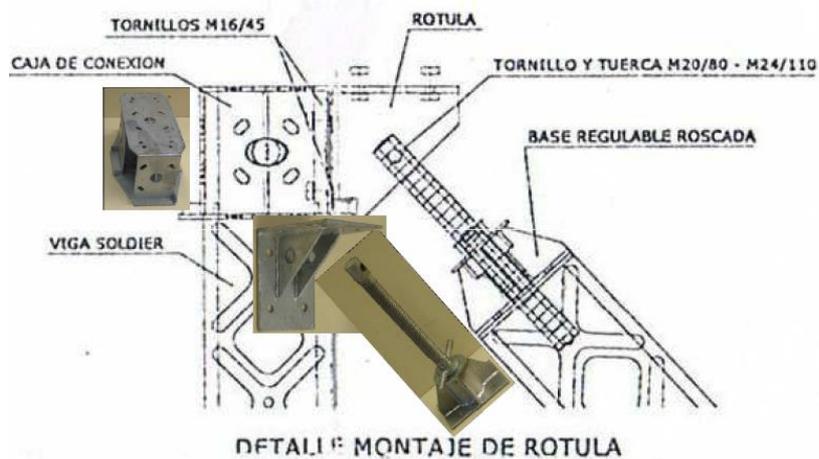


Figura 4.13. Detalle montaje de rótula en viga MKII.

Fuente: catálogo del distribuidor ALQUIANSA de MKII.

- Sistema estructural ST-200 y ST-200R: con patente española por ESEDESA+/REHASA ESTRUCTURAS. Es una patente similar a la viga SuperSlim. Igual que ella tiene limitada su capacidad de carga por su base regulable a 100 KN
 - Viga ST200 de sección 200x162 mm. Tiene limitada su capacidad de carga por su base regulable a 100 KN.
 - Momento máximo: 27,48 KNm
 - Compresión máxima: 240 KN
 - Tracción máxima: 120 KN

VIG12000	Viga ST200 L 2000mm	34,81
VIG12500	Viga ST200 L 2500mm	43,08

ST200 Sistema Estructural

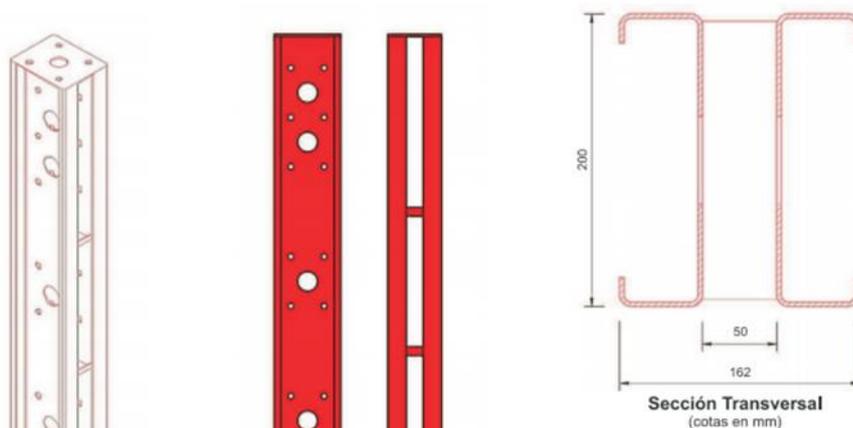


Figura 4.14 Figura. Detalle sección viga ST200.

Fuente: Documento técnico ST200 de RH ESTRUCTURAS.

- Viga ST200R de sección 420x162 mm. Apta para cargas muy elevadas. En este caso la base regulable limita la carga a la elevada capacidad de 800 KN (en un caso simple de pie derecho con fuste más bases regulables). Para apeos más complejos pueden

requerirse elementos de unión que pueden limitar la carga hasta 400 KN a compresión, o 360 KN a tracción (el caso de la pieza de conector simple a 6 caras).

- Momento máximo: 87,60 KNm
- Compresión máxima: 832 KN
- Tracción máxima: 704 KN

VIM11500	Mega ST200R L 1500mm	94,48
VIM12500	Mega ST200R L 2500mm	148,59

ST200R Sistema Estructural

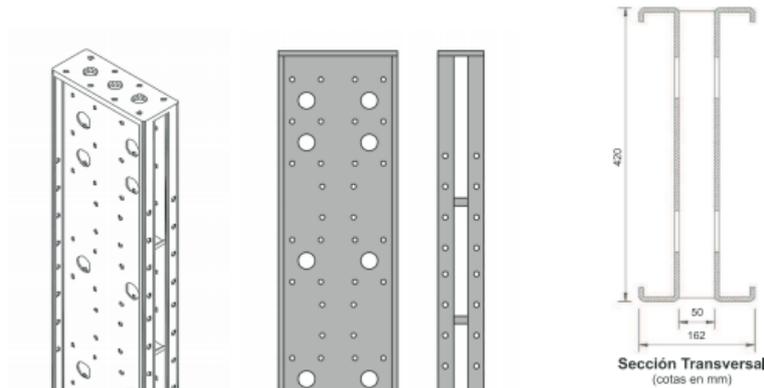


Figura 4.15. Detalle sección viga ST200R.

Fuente: documento técnico ST200 de RH ESTRUCTURAS.

- Puntal HD 200: fabricado por PERI.

Está fabricado en aleación de aluminio formado por tres tubos de $\varnothing 48$ mm unidos mediante cartelas triangulares.

La sección es de un triángulo de 273 mm de base x 273 mm de altura.

Tiene una capacidad de carga máxima (según ensayo del fabricante) de 200 KN, dependiendo de altura y longitud de extracción del husillo. Es muy ligero (un fuste de 2,7 m pesa menos de 30 kg).

Como aspecto interesante que puede observarse en la siguiente figura, dispone de un mecanismo de ajuste para el ascenso y descenso fino que permite afinar la puesta en carga y destensado accionando un tornillo con un destornillador, incluso a la máxima capacidad de carga.



Figura 4.16. Peri HD200 detalle mecanismo de ajuste fino para entrada en carga.

Fuente: catálogo HD 200 de Peri.

4.4 Sistemas de tubos embridados.

VENTAJAS:

- Ligereza de sus elementos.
- Facilidad de corte de los tubos en obra y construcción de celosías planas o tridimensionales.
- Adaptabilidad en obra y rapidez lo hacen apto para apeos urgentes similar a la madera.
- Arriostramiento fácil mediante grapas.
- No es necesario tener la solución perfectamente estudiada y diseñada para pedir el material.
- Compatibilidad de piezas de diferentes fabricantes ya que no es un sistema bajo patente.

INCONVENIENTES:

- No llega a las posibilidades de adaptabilidad de la madera.
- Al no ser patente, no hay tablas basadas en ensayos normalizados del fabricante para configuraciones tipo que permitirían un cálculo rápido.

El sistema se basa en la combinación de tubos de acero estándar cortados a medida y unidos mediante bridas, con otros elementos industrializados (procedentes esencialmente de sistemas de andamios). Tales como bases reguladoras de husillo o vigas puente de celosía.

Tubos a utilizar:

La normativa aplicable al material para los tubos es la EAE Y CTE-AE.

El tipo de acero será el S275, no aleado. Su uso nos garantiza una resistencia a tracción de 430 N/mm² y un límite elástico de 255 N/mm².

De todos los tubos que permite la norma en cuanto a espesores y Ø, se utilizarán los diámetros de las bridas más comunes comercialmente. Esto es:

Las de 42 mm y 48 mm, con más restricciones de 56 mm, y con más aún de 60 mm.

Por lo tanto serán esos mismos los Ø de tubos a emplear.

Grapas o bridas:

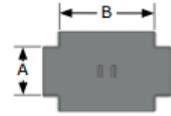
Ver el desarrollo en el anterior apartado 4.1 sobre puntales telescópicos en el sub-apartado de arriostramiento, en página nº80.

Elementos industrializados (de la industria de los andamios) aplicables al sistema de tubos embridados:

CABEZALES CIMBRA

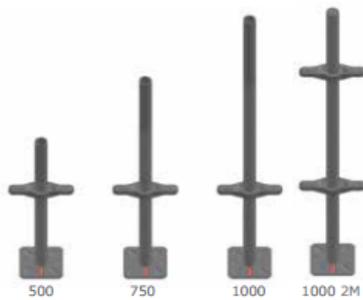


Fabricados en acero con acabado superficial galvanizado en frío. Disponen de cabezal con 4 puntas para el uso mediante vigas de encofrado tipo H20. Barra roscada de $\varnothing 38$ mm, disponible en diferentes longitudes. Con de distancia de solape según normativa vigente. Espacio entre guías (mm): $(A \times B) = 85 \times 170$.



ELEMENTO	PESO (kg)	REG. MÁX. (cm)	REFERENCIA
CABEZAL HUSILLO CIMBRA $\varnothing 38$ (500)	7,0	25	228130050
CABEZAL HUSILLO CIMBRA $\varnothing 38$ (1000)	11,5	70	228130100

BASES HUSILLO



Transmiten al suelo las cargas de los pies verticales (Meka) o de los marcos del andamio. La placa reforzada de apoyo tiene un espesor de 5 mm y una superficie de 120 x 120 mm. Barra roscada de $\varnothing 36$ mm, disponible en diferentes longitudes. Con distancia de solape según normativa vigente. Galvanizado en frío (cincado).

La base husillo 1000 de 2 manitas se emplea preferentemente para estabilización de estructuras, combinada junto con estabilizadores.



ELEMENTO	PESO (kg)	REG. MÁX. (cm)	REFERENCIA
BASE HUSILLO $\varnothing 36$ (500)	2,8	35	025010108
BASE HUSILLO $\varnothing 36$ (750)	3,6	57	025020078
BASE HUSILLO $\varnothing 36$ (1000)	3,9	75	025020108
BASE HUSILLO $\varnothing 36$ (1000) 2 manitas	3,9	100	025020118

LARGUEROS REFORZADOS SIN TERMINACIÓN



Formados por tubos de diámetro 48 mm unidos mediante pasamano de sección rectangular. Para aplicaciones en andamios colgantes, formación de cerchas, zunchado de fachadas en estabilizadores,... Excelente relación entre prestaciones y peso. Galvanizados en caliente con un espesor mínimo de 75 micras.



ELEMENTO	PESO (kg)	LONGITUD (m)	REFERENCIA
LARGUERO REFOR. S/TER 2500 (GA)	14,4	2,5	211010250
LARGUERO REFOR. S/TER 3000 (GA)	17,4	3,0	211010300
LARGUERO REFOR. S/TER 3500 (GA)	20,3	3,5	211010350
LARGUERO REFOR. S/TER 4000 (GA)	23,2	4,0	211010400
LARGUERO REFOR. S/TER 5000 (GA)	29,0	5,0	211010500
LARGUERO REFOR. S/TER 6000 (GA)	34,9	6,0	211010600

Figura 4.17. Diferentes accesorios para andamios aplicables a los sistemas de tubos embridados.

Fuente: Catálogo de accesorios del fabricante de andamios DACAME.

4.5 Perfiles de acero laminado.

VENTAJAS:

- Permite barras de mayor longitud que la madera y gran capacidad de carga.
- Cierta facilidad de corte de los perfiles en obra y construcción de celosías planas o tridimensionales.
- Cierta adaptabilidad en obra lo hacen apto para apeos urgentes. Aunque se necesita personal especializado (cerrajero de armar y soldador).
- Arriostramiento fácil con perfiles de acero.
- No es necesario tener la solución perfectamente estudiada y diseñada para encargar el material. Aunque sí deseable.
- No es un sistema bajo patente.
- Reutilizable en situaciones similares.

INCONVENIENTES:

- Más caro que el sistema con madera.
- Los perfiles se compran, no hay opción de alquiler como con sistemas industrializados.
- No llega a las posibilidades de adaptabilidad de la madera
- Operarios especializados (soldador, herrero).
- Piezas algo más pesadas que los sistemas industrializados.

Conceptualmente se corresponden con los apeos de madera, aunque en este caso los materiales son barras a base de perfiles laminados o tubos. Y tiene algunas soluciones específicas para este material.

Las uniones se pueden realizar por soldadura, atornilladas o con pasadores.

La normativa a cumplir sería la EAE y CTE-AE.

El cálculo se realizaría como si de una estructura metálica se tratase (cálculo de acciones y reacciones según la estática, cálculo de solicitaciones de barras y cálculo de secciones y uniones según la resistencia de materiales).

Según las condiciones que requiera el apeo en cuestión, al ejecutarlo con este material es recomendable plantearse si podemos diseñar la solución como un “apeo definitivo” o lo que sería más correcto llamarlo, un refuerzo. Con el ahorro económico que representa.

Aunque el apeo tiene la característica de provisionalidad es necesaria una mínima protección contra la corrosión.

Puede ser útil utilizar accesorios industrializados de alguna patente en este sistema.

También pueden formar parte la perfilería metálica como elemento auxiliar de otro sistema de apeo (por ejemplo como vigas sopandas en un sistema de entramado con torres de carga).

4.6 Torres de carga.

VENTAJAS:

- Gran capacidad de carga y altura.
- Facilidad y rapidez de montaje y desmontaje. Pueden montarse horizontalmente en el suelo y después izarse, si se monta con los accesorios adecuados.
- La propia configuración de la torre ya proporciona estabilidad. Según la altura puede necesitarse arriostamiento adicional. De fácil solución con tubos embridados a elementos externos o entre torres.
- Elementos modulares pequeños muy ligeros.
- Reutilizable.
- Diseño según documentación técnica en base a pruebas de carga con ensayos normalizados.
- Opción de alquiler o compra.

INCONVENIENTES:

- Caro.
- Por la configuración está pensado para funcionar únicamente como pie derecho vertical, no para trabajar inclinado ni apear esfuerzos horizontales.

Se trata de elementos tubulares configurados de tal forma que pueden ensamblarse para formar un fuste de celosía de sección cuadrada o triangular.

Existen piezas especiales para base y cabeza, para la recepción y distribución de la carga.

Existen diferentes patentes de funcionalidad similar, en este apartado se va a analizar la TORRE DE CARGA PERI ST 100.

Esta torre forma un fuste de sección cuadrada de 1mx1m.

Se pueden alcanzar alturas de hasta 12.29m. Para esa altura la capacidad de carga es unos 40 KN por pata (exactamente 43,3 KN sin considerar el viento y 39.1 KN considerando el viento, según si el montaje es en interior o exterior).

Según la altura de la torre y la colocación o no de barras diagonales, puede ser necesario arriostamiento.

Esta torre se monta con 5 piezas básicas (facilidad para el pedido).

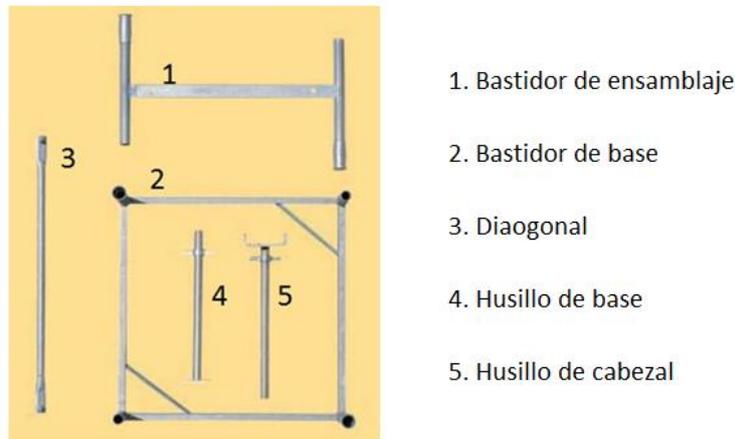


Figura 4.18. Detalle de las 5 piezas básicas de montaje Peri ST100.

Fuente: Catálogo Torre de Carga ST100 de PERI.

Los módulos van ensamblados por inserción, no hay roblonado (rapidez de montaje y desmontaje).

El montaje puede hacerse vertical desde el interior de la torre subiendo la plataforma de trabajo a medida que se montan las piezas, o hacerse horizontal en el suelo y una vez acabado el montaje se iza la torre con medios auxiliares de elevación.



Figura 4.19. Detalle del montaje de Torre ST100.

Fuente: Catálogo Torre de Carga ST100 de PERI.

Existen diferentes configuraciones de montaje ensayadas por el fabricante (diferente altura, diferentes piezas de base y cabeza, montaje de diagonales, arriostramiento...) y con documentación técnica al respecto. Si se sigue una de las múltiples configuraciones ensayadas se tiene garantía de la capacidad de carga sin necesidad de cálculo (siempre teniendo en cuenta que las condiciones en obra no

son ideales como en el laboratorio y que por lo tanto habrá que considerar un coeficiente de seguridad).



Torre de carga ST 100

El diagrama corresponde al ensayo de tipo de la Oficina de ensayos de estática para la construcción, Düsseldorf (Certificado de ensayo N° II B 3-543-236). Solo podrá aplicarse observando este ensayo de tipo.

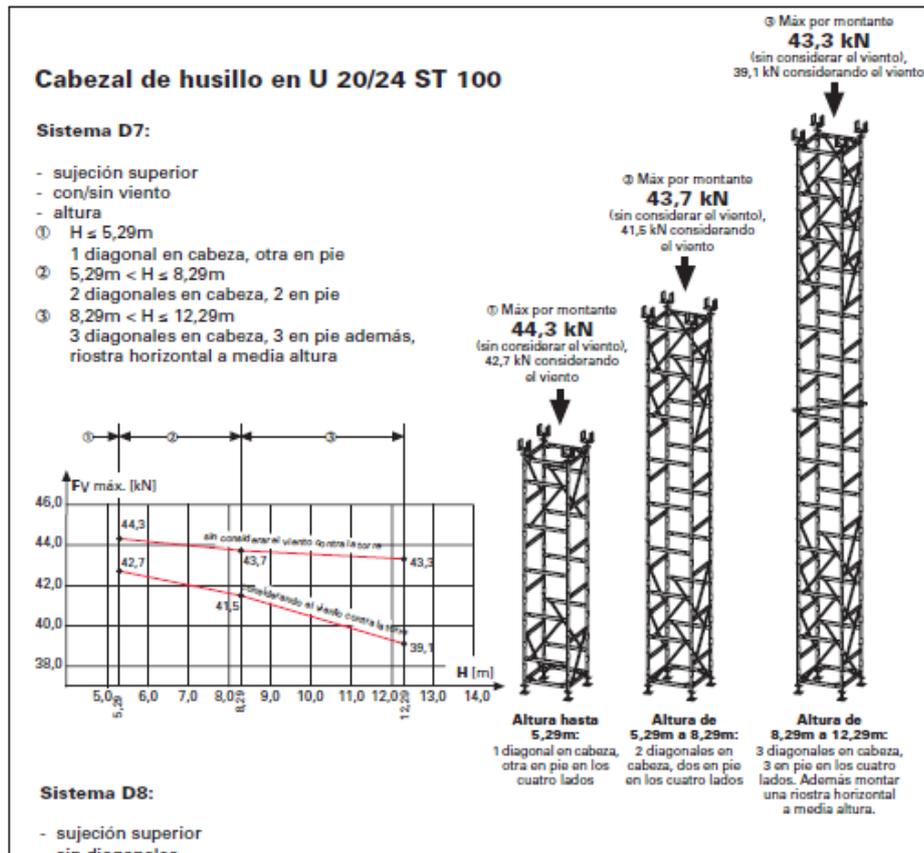


Figura 4.20. Ejemplo de ensayo de carga con configuración de montaje D7 en Torre ST100.

Fuente: Catálogo Torre de Carga ST100 de PERI.

4.7 Andamios estructurales.

VENTAJAS:

- Posibilidad de formar estructuras tridimensionales muy variadas, para gran carga y altura (apeos para forjados, estabilizar muros de fachada para vaciado, acodalar entre cuerpos de edificación, apeo bóvedas y cúpulas).
- Facilidad y rapidez de montaje y desmontaje.
- La propia configuración ya proporciona arriostramiento.

- Elementos modulares muy pequeños y muy ligeros.
- Reutilizable.
- Diseño según documentación técnica en base a pruebas de carga con ensayos normalizados.
- Opción de alquiler o compra.
- Puede desplazarse con la grúa una vez ensamblado, si se monta con los accesorios adecuados.

INCONVENIENTES:

- Caro.
- No dispone de piezas en extremo para recibir y entregar carga de forma inclinada y que permitan giro.
- No es adecuado para diseñar sistemas de trabajo inclinados asimilables a los jabalcones y tornapuntas de madera o perfiles de acero, es decir con las barras trabajando inclinadas. El sistema tiene otro concepto, el de una retícula tridimensional vertical y horizontal. Esto no es un inconveniente, sino otro concepto diferente. Esto no implica que no pueda absorberse empujes horizontales o inclinados (caso de acodamiento a compresión, o sustentación de fachadas impidiendo el vuelco por contrapeso), pero con el concepto apuntado.

Como un orden de magnitud para ayuda en elección de sistemas se puede adjudicar a este sistema una capacidad de carga de 40 KN por pata en una torre de hasta 20m de altura (dato que corresponde a una torre montada con diagonales, de 21,89 m de altura, donde se soportan cargas admisibles de 40,3 KN sin viento y 30,50 KN con viento. Según catálogo de Peri Up Rosset)

Dentro de este apartado se incluyen patentes existentes similares a un andamio de trabajo pero con la característica principal de que han sido diseñados y ensayados para recibir cargas y que se puede calcular su capacidad en base a la documentación técnica ofrecida por el fabricante.

Existen diferentes patentes con sistemas multidireccionales y con sus verticales a base de barras como: la Cimbra Brio de ULMA, el sistema Peri Up Rosset de PERI, el sistema Peri Up Rosset Flex, el sistema Allround de LAYHER o el sistema Rapid Stage Access de RMD KWIKFORM.

Existen otras patentes con estructura más similar al andamio de trabajo, con bastidores de dos patas con travesaños y arriostramiento de tijeras. A este grupo pertenecería el sistema PD8 de PERI.

Este segundo grupo ofrece más rapidez de montaje pero el primero ofrece mayor versatilidad.

El SISTEMA PERI UP ROSSET FLEX: es una evolución del SISTEMA Peri Up Rosset pensado para usos industriales (plataformas de trabajo en refinerías...) o grandes cargas (puentes obra civil...). Las piezas se ensamblan en la roseta con un pasador que cae por gravedad, en lugar de una cuña introducida a golpe de

martillo. Tiene piezas reforzados para más carga. El fabricante lo recomienda como andamio industrial, no como torre de carga ni como andamio de construcción.

4.7.1 EL SISTEMA PERI UP ROSSET:

Este sistema pertenece a los multidireccionales con pieza de roseta. Su uso en edificación está extendido para encofrado de grandes losas o andamio y su utilización en apeos es muy válida.

El sistema se basa en tubos a los que se les suelda, cada 50 cm, piezas que forman una corona alrededor del tubo llamadas rosetas. La corona tiene orificios suficientes para acoplar 8 tubos en diferentes direcciones e inclinaciones.

Piezas básicas (montantes, largueros, plataformas, diagonales...) moduladas en 25-50 cm.

Los largueros antiguamente se unían a la roseta con la inserción de una cuña que queda ajustada con un golpe de martillo, lo que crea un nudo bastante rígido (semirrígido).

El modelo evolucionado incorpora un cierre por gravedad, al insertar el montante en la roseta la cuña cae por gravedad en el hueco y queda trabada.

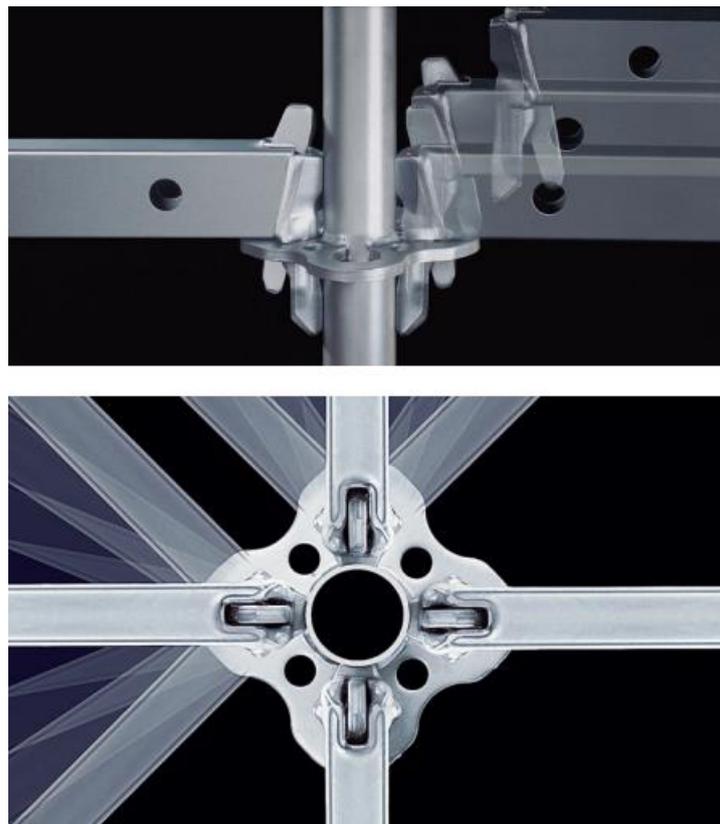


Figura 4.21. Arriba detalle del nuevo cierre por gravedad, abajo detalle de nudo en planta con roseta en sistema Peri Up Rosset.

Fuente: catálogo Peri Up Rosset de PERI.

Elementos básicos del sistema (ver Figura 4.22):

1. Husillo de cabeza con forma de horquilla.
2. Larguero.
3. Montante vertical.
4. Vertical de base.
5. Husillo de base ajustable.

En este caso se ha completado el sistema con el elemento (6), una viga industrializada de madera de PERI.

La estructura básica de torre se va completando con ampliación de elementos a sus lados de manera que se forma un sistema reticular tridimensional adaptable al elemento a apear.

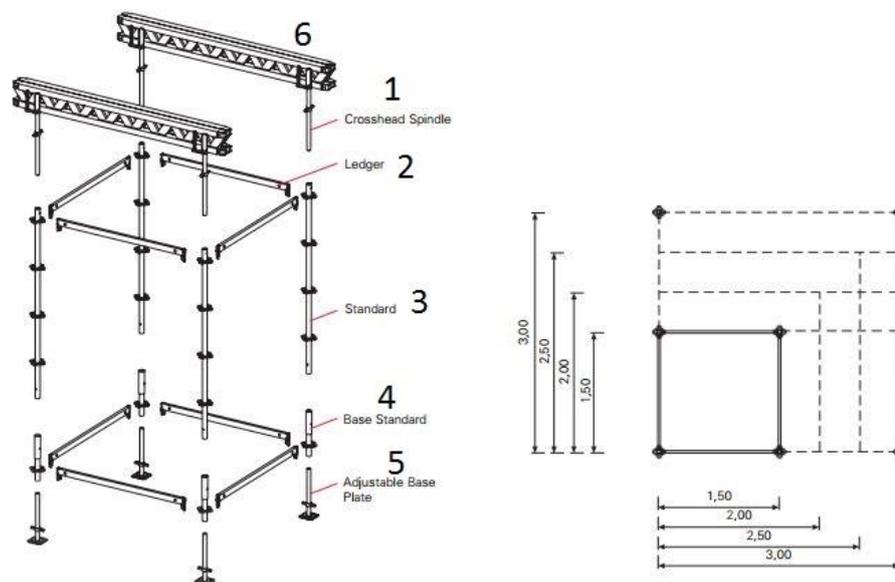


Figura 4.22. A la izda. detalle de elementos del sistema y configuración de torre de carga sin diagonales. A la derecha modulaje para emparrillado de base.

Fuente: catálogo Peri Up Rosset de PERI

En la Figura 4.23 puede observarse la versatilidad del sistema para adaptarse a estructuras tridimensionales, como una cúpula. Se ha construido una estructura de vigas de madera y camones para sostener la cúpula. Y ésta se encuentra sustentada a su vez por un andamio estructural, concretamente Peri Up Rosset. En la fotografía se observa lo que parece un arriostramiento por vientos (cables de acero tensados). Y también cómo se ha realizado la entrega del andamio a las vigas de madera mediante husillos de cabeza en forma de horca con unos calzos de madera en su interior con la forma complementaria a la viga. Y se suponen clavados a ella.



Figura 4.23. Apeo de cúpula con andamio estructural Peri Up Roset.
Fuente: Mora Vieyra de Abreu, E. et al, “Evaluación rápida...” [12]

4.7.2 SISTEMA ALLROUND de LAYHER:

A continuación se presenta un ejemplo de configuración para torre de gran carga resuelto con patas configuradas con 4 tubos por pata, gracias a unos adaptadores especiales. De la patente Allround de Layher.

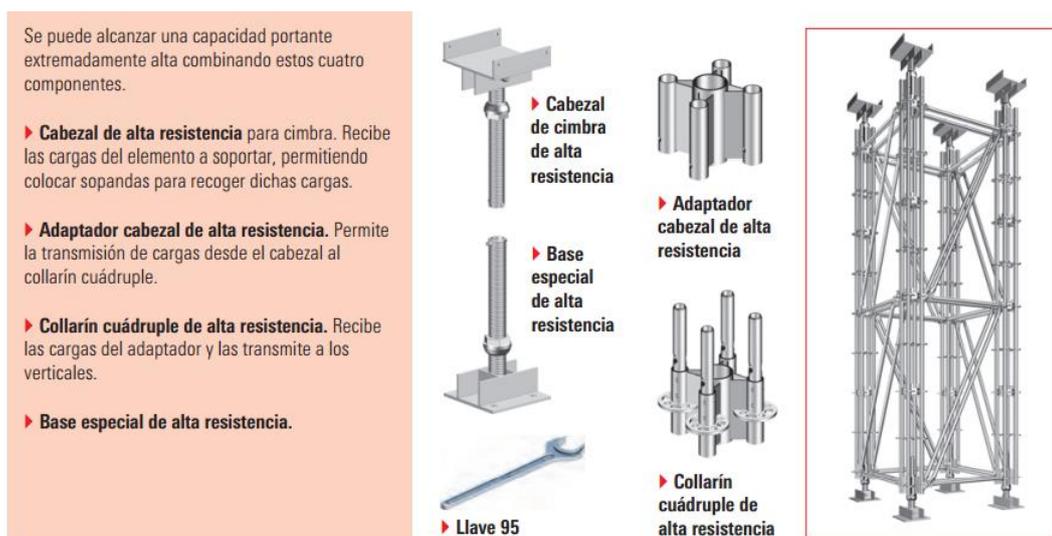


Figura 4.24. Ejemplo de configuración de 4 tubos por pata para cimbra de GRAN CARGA sistema Allround.

Fuente: catálogo andamio multidireccional Layher Allround de LAYHER

Para la configuración representada en la figura anterior, para una base de 1,09 x 1,09, una altura máxima de 20m, arriostamiento en la parte superior y sin viento, tiene una carga admisible total (repartida entre sus 4 soportes) de 669.6 KN. Considerando viento 304,0 KN.

Son unas cargas elevadas por pata y habrá que vigilar el elemento de transmisión de carga en la base (durmiente) para que tenga la resistencia adecuada.

5 APUNTALAMIENTOS ESPECIALES USADOS POR EL CUERPO DE BOMBEROS Y UME.

Se trata de material apto para apuntalamientos urgentes del que suelen disponer y utilizar los Cuerpos de Acción Rápida.

5.1 Puntales a base de cilindros extensibles industrializados.

Se ha analizado la documentación comercial-técnica de dos patentes: HOLMATRO Y PARATECH. Como se desarrolla en el apartado a continuación, Holmatro no es demasiado adecuado para apuntalamientos de obra. Es eficiente para alturas bajas y no está preparado para arriostrarse. Paratech está preparado para poder arriostrarse y estar pensado para apuntalamientos de más altura.

En cuanto a la patente HOLMATRO:

VENTAJAS:

- Rapidez y ligereza. Apto en apuntalamientos urgentes de 1er orden.
- Uso manual, neumático o hidráulico.
- Apto para luces muy cortas. Huecos confinados a partir de 25 cm.
- Amplio catálogo de piezas accesorias.
- Apto como primer apuntalamiento durante labores de inspección o mientras se realiza un apeo de madera más elaborado, de 2º orden.

INCONVENIENTES:

- Muy caro.
- Muy apto para rescate en estructuras colapsadas en espacios confinados pero no está pensado para apuntalamiento de planta en edificios.
- Está pensado para hacer su función mientras la brigada está presente. Una vez que se retira la brigada debe llevarlo con ella para nuevas actuaciones. Así que debe quedar sustituido por otro sistema.

- Muy elevada carga admisible para luces reducidas (100 KN a 1,3 m), pero para luces de altura de planta habitual en edificación, la carga admisible es similar a un puntal telescópico de acero (20 KN a 3 m). Patente Holmatro.
- No hay piezas especiales para arriostramiento.

Se trata de unos cilindros extensibles que pueden ser de accionamiento manual, neumático o hidráulico.



Figura 5.1. Componentes básicos del sistema HOLMATRO.

Fuente: catálogo Holmatro Powershore.

A la izquierda de la imagen se aprecian diferentes cilindros del sistema. Los dos superiores son puntales extensibles propiamente dichos, los dos inferiores son tubos de extensión fijos para acoplar a los anteriores y conseguir longitud. A la derecha se aprecian diferentes accesorios para transmisión de carga.

Su uso es muy adecuado para el rescate en estructuras colapsadas o rescate en accidentes de vehículos. Pero no está pensado para apuntalamiento de planta en edificios.

En cuanto a su uso en apuntalamientos de edificios su uso en la práctica queda limitado a los cuerpos de bomberos para asegurar rápidamente una estructura de un edificio mientras se hacen labores de inspección, rescate, o se trabaja en un apuntalamiento de madera más elaborado. Retirándolo una vez se ha sustituido por un apuntalamiento urgente de otro material.

Muy adecuado para trabajar en extensiones cortas (a partir de 25 cm) donde únicamente lo podría sustituir la madera. Puede trabajar en huecos confinados pudiendo accionar el puntal a distancia mediante el mecanismo hidráulico.

Los cilindros tienen una extensión corta (hasta 25 cm como máximo) solo útil para una regulación fina de la altura. La extensión necesaria se consigue acoplando varios cilindros alargadores sobre el cilindro extensible. La nomenclatura del fabricante para esas piezas es tubo alargador y riostra mecánica, respectivamente.

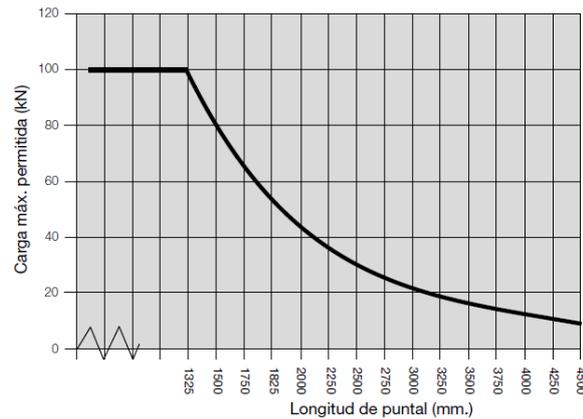


Figura 5.2. Capacidad de carga puntal Holmatro en función de la altura.

Fuente: catálogo Holmatro Poweshore.

Como puede apreciarse en la figura anterior, las capacidades de carga son muy elevadas para alturas reducidas (100 kN 1,3 m de altura). Pero para unos 3 m, que sería una altura de planta normal en edificación, la capacidad de carga admisible ronda las 20 kN. Esta capacidad se puede conseguir a esa altura sin problemas con un puntal telescópico de acero de la categoría adecuada (por ejemplo el PEP20-350 de PERI extendido a 3m admite 29.2 kN)

En cuanto a la patente PARATECH:

Se trata de un sistema muy similar al anterior, pero que ha desarrollado un modelo pensado para apuntalamientos más largos. Y concretamente para apuntalamientos inclinados para sostenimiento de muros. Esto lo hace más aprovechable en los apuntalamientos urgentes de edificación.

VENTAJAS:

- Mantiene las de la otra patente.
- Se le suma que pueden arriostrarse con madera (gracias a unas piezas de conexión que permite clavarla).
- Se le suma la aptitud para apuntalamientos más largos y completo kit de piezas para apuntalamientos inclinados para sostenimiento de muros.
- Mayor capacidad de carga en apuntalamientos largos.

INCONVENIENTES:

- Muy caro.

Dispone de un modelo interesante llamado LONGSHORE que está pensado para apuntalamientos más largos que lo hace apto para apeos en edificación.

Las cargas admitidas para extensiones largas son mayores que en la otra patente. Según Sánchez, J. (2015) en [2], por ejemplo, a una longitud de 1,8 m carga admisible de 99 kN. Y se reduce a 13 kN para longitud de 4,8 m.

A modo de ejemplo se adjunta unas imágenes con un montaje del puntal Paratech en configuración de sistema de apeo de muro con piezas especiales pensadas para tal efecto.

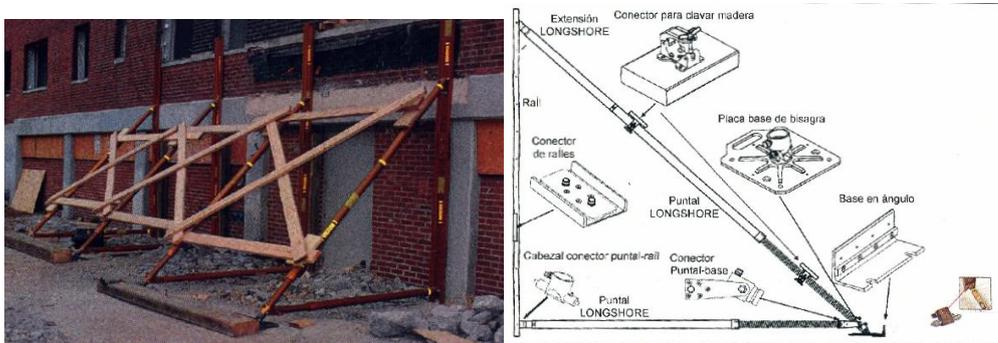


Figura 5.3. Kit de piezas para apuntalamiento de muro con puntal Longshore de PARATECH.

Fuente: Sánchez, J. (2015) "Técnicas de..." [2]

Es interesante la posibilidad de arriostramiento con madera mediante unos conectores preparados para clavarla. Así como otras piezas que permiten la unión entre los propios puntales, puntal con las bases y puntal con el perfil en riel.

5.2 Zampeado de madera o apuntalamiento vertical entarimado.

VENTAJAS:

- Ligero por ser módulos pequeños de madera.
- Muy rápido y sencillo de colocar para cargas verticales.
- Admite cargas elevadas (orden de magnitud 100 KN para alturas bajas).
- Adecuado para apuntalamientos de emergencia de 1er orden.

INCONVENIENTES:

- Recomendado para alturas inferiores a 1,2 m-1,8 m.
- Más apto para rescate urbano que para apuntalamiento de edificios.
- Si se apuntala un pilar dañado rodeándolo con el zampeado, no es compatible con la posterior reparación. Es necesario retirar el apuntalamiento y sustituirlo por otro.

Se trata de una estructura levantada con viguetas (sección 10x10 ó 15x15) de madera, fácil y rápida de realizar.

Los bomberos suelen trabajar con esas escuadrías de 10x10 ó 15x15, diferentes a la medida de tablonos de obra que se emplean en construcción y para apeos de manera estándar (Ver nota en página 32).

Se van montando capas y se cambia la dirección perpendicularmente en cada una de ellas.

El sistema trabaja transmitiendo las cargas por compresión.

Su entrada en carga se hace mediante cuñas.

Su principal uso es el rescate en estructuras colapsadas, ya que es fácilmente adaptable para cubrir medidas reducidas donde sea necesaria rapidez. Su uso en apeos de edificación es muy poco común.

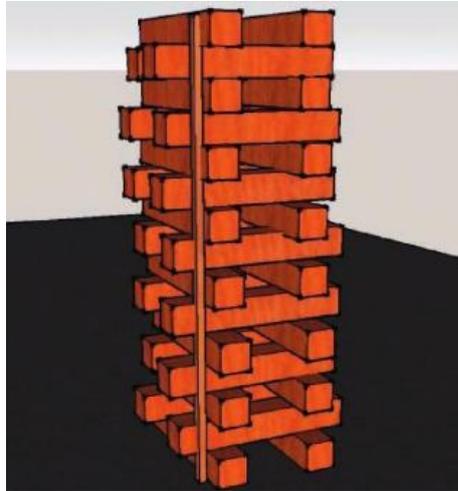


Figura 5.4. Zappeado alto con listón en lateral para facilitar colocación y avisar de descuadres.

Fuente: Sánchez, J. (2015) "Técnicas de..." [2]

Es posible adaptar la recogida de cargas a superficies ligeramente inclinadas intercalando vigas cortadas en cuña. Esta disposición es muy útil para rescate en estructuras colapsadas. Se muestra en la figura siguiente.

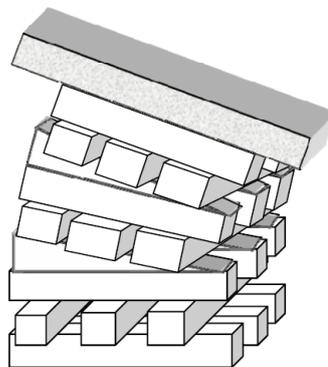


Figura 5.5. Zappeado adaptado a superficie inclinada.

Fuente: "Guía de operaciones de..." (2013) [8]

6 CONCLUSIONES

Este documento ha hecho patente la importancia de tratar con rigurosidad las actuaciones de apeos. Como si de un elemento más de la estructura del edificio se tratara. Se le confiere la misma responsabilidad al apeo que a ésta última. Únicamente que con un carácter de temporalidad.

Así como la conveniencia de orientar nuestro objetivo hacia una solución óptima para cada caso concreto. Al hablar de solución óptima se entiende que se trata de la que, siempre desde el lado de la seguridad, pondere mejor el peso de las variables que entran en juego para la solución (tiempo, coste, afectación a la habitabilidad, durabilidad...)

Se han dado las pautas y criterios para intentar conseguirlo. Con el estudio detallado y análisis de los materiales y sistemas que para ello el mercado pone a nuestro alcance.

Se ha demostrado la complejidad de intervenir en actuaciones urgentes. Además de no disponer de tiempo para estudiar la estructura con detenimiento ni la solución de apeo, se debe intentar que la solución empleada sea compatible con el sistema de reparación. Es en este caso cuando disponer de criterios claros y de un orden de magnitud sobre la capacidad resistente de cada sistema se hace más necesario que nunca.

Queda demostrado que algo tan básico como calcular el número de puntales telescópicos necesarios para apea un pilar dañado en función de la carga que baja por él, en ocasiones no se tuvo en cuenta en una situación de máxima urgencia como fue el sismo de Lorca.

En casos de no urgencia, disponer de esos criterios nos ayudarán igualmente a encaminar la solución óptima desde el inicio.

Se ha remarcado la importancia de entender cómo funciona la estructura para poder diseñar un apeo correctamente. Cómo viajan y se distribuyen los esfuerzos a través de ella. Cómo hay que realizar la entrada en carga y descarga... Sin esta capacidad por nuestra parte, o sin haber averiguado la causa correcta del problema, es posible que nuestra solución no ayude a subsanar el problema sino que llegue a agravarlo.

Se ha demostrado que “pequeños grandes detalles” de ejecución pueden mermar la capacidad resistente del apeo hasta niveles importantes. Se ha remarcado la importancia de no descuidar el “eslabón débil de la cadena”. En apeos suele tratarse de los elementos de transición de carga a la estructura y terreno o las uniones. De nada sirve tener piezas de gran capacidad si después fallan por su punto débil. Y todo ello hace entender perfectamente la necesidad de aplicar coeficientes de seguridad elevados en los apeos.

Se ha remarcado la importancia de nuestro propio criterio técnico y sentido común.

La Normativa está muy definida en cuanto a seguridad en el proyecto de estructuras nuevas pero no lo está para el caso de estructuras existentes. Y más incertidumbre todavía si la estructura tiene mermadas sus capacidades resistentes por una patología. Al final la valoración final recae en el propio criterio técnico.

De igual importancia: nuestro sentido común. La importancia de no limitarnos a aceptar, sin más, soluciones que nos vengan desde el exterior (detalles constructivos de bibliografía, soluciones de técnicos comerciales de empresas especializadas...). Sino pasar todo eso por nuestro análisis y por nuestro SENTIDO COMUN.

Por último, como posible propuesta de ampliación de este trabajo, sugiero un estudio comparativo del coste económico para una misma situación concreta de apeo resuelta con diferentes soluciones y sistemas. Con una casuística variada que permitiera crear unos baremos aproximados utilizables en primeras decisiones sobre la elección de sistemas, en cuanto a coste.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Espadasín, J. y J.I. García, J.I. *Apeos y refuerzos alternativos*. Munilla-Lería, Madrid, 2009.
- [2] Sánchez Fernández, J. *Técnicas de búsqueda y rescate en estructuras colapsadas*. Paraninfo, Madrid, 2015.
- [3] Brufau, R. “Intervenciones provisionales tendentes a mejorar la estabilidad del edificio durante su proceso de rehabilitación” en *Rehabilitar con acero*, cap.10. Apta, Madrid, 2010.
- [4] Abásolo, A. *Apeos y grietas en edificación*. Munilla-Lería, Madrid, 1996.
- [5] Pascual, J. “Apeos en general y de emergencia” en *Apuntes Primer curso. Patología y Restauración*. Apuntes Escuela de Edificación de Madrid, Madrid, 1987.
- [6] Sin especificar, “Diseño y Utilización de Cimbras”. *Estructuras y Edificación E-11*. Manual Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, Madrid, 2005.
- [7] Abásolo, A. “Recalces, Apeos y Demoliciones” en *Tratado de Rehabilitación tomo III: Patología y Técnicas de Intervención. Elementos estructurales*. Munilla-Lería, Madrid, 1998.
- [8] Sin especificar, “Guía de Operaciones de Apuntalamiento-GOA”. *Búsqueda y Rescate Urbano*. Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU, 2013. [En línea]. Disponible en: <http://www.disasterengineer.org/LinkClick.aspx?fileticket=NPcr8s6XVf0=> CONSULTADO EL 30 DE JULIO DE 2016 A LAS 12.28H
- [9] Sin especificar. “Guía de Operaciones de Campo para Especialistas de Estructuras-GOC”. *Búsqueda y Rescate Urbano*. Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EEUU, 2014. [En línea]. Disponible en: http://disasterengineer.org/LinkClick.aspx?fileticket=z4qpPTgF2_w%3D&tabid=57&mid=394
- [10] F.J. Vivo, F.J. *Apeos y Apuntalamientos de Emergencia*. TFG Universidad Politécnica de Cartagena UPCT, 2013. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10317/3664> CONSULTADO EL 30 DE JULIO DE 2016 A LAS 12.49H
- [11] Calavera, J. “Concepto de Seguridad” en *Curso de Rehabilitación. 5- La Estructura*, p.p. 7-17, Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid, 1985.

[12] Mora Vieyra de Abreu, E. et al, *Evaluación rápida de daños en emergencias. Protocolos de activación y actuación del Grupo de Evaluación de Daños*. Comunidad Autónoma de Murcia, 2015. [En línea]. Disponible en:

<http://www.112rm.com/dgsce/docs/Libro%20Evaluacion%20Rapida%20de%20Danos%20en%20Emergencias%20-%20Protocolos.pdf> CONSULTADO EL 30 DE JULIO DE 2016 A LAS 12.45H

[13] F. Regalado, F. y Lloret, V. “Actuación social y técnica tras los terremotos”, *Análisis y reflexiones sobre los terremotos del 11 de mayo de 2011 acontecidos en Lorca (Sugerencias para el futuro)*. Equipo Técnico de Florentino Regalado y Asociados y Regalado Arquitectos, Alicante, 2011. [En línea]. Disponible en:

www.fringeneria.com/descargas/Informe%20Terremoto%20de%20Lorca.pdf consultado el 1/8/2016 a las 9.33

[14] Ruíz, F. y Montilla, X. *Apuntalamientos y Apeos: Metodología, práctica y ejecución*. Curso no presencial en la plataforma de enseñanza online Area Building School, con acceso desde www.areabs.com , 2016.

[15] Ruíz, F. y Montilla, X. *Escala de gravedad de daños en los edificios: de la asignación directa a la contrastación estadística*. Tesis Doctoral en E.T.S. d'Enginyeria de Camins Canals i Ports (UPC), Barcelona, 2015. [En línea]. Disponible en:

<http://www.tdx.cat/handle/10803/285004> consultado el 1/8/2016 a las 9.34

[16] Pascual, G. González, S. y Alguacil, L. *Análisis de Consecuencias y Actuaciones de Protección Civil en el Terremoto de Lorca (Murcia): Pre-Emergencia, Emergencia y Post-Emergencia*. Protección Civil de la Comunidad de Murcia, Murcia, 2012. [En línea]. Disponible en:

<http://www.proteccioncivil.es/documents/11803/70376/Consecuencias%20By%20Actuaciones%20de%20Protecci%25C3%25B3n%20BCivil%20en%20el%20Terremoto%20de%20Lorca>. Consultado el 5/8/2016 a las 15.50