20

Sistemas estructurales:
Rehabilitación y reparación

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 20

SISTEMAS ESTRUCTURALES: REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Lección 20.1: Reforzar las estructuras 1

1 INTRODUCCIÓN 4
2 NIVELES DE RECONSTRUCCIÓN 5
3 TRABAJOS TEMPORALES 7
3.1 Recalzo de muros y apuntalamiento 7
3.2 Estabilización de los elementos verticales 8
4 SISTEMAS PARA REFORZAR (REPARACIÓN Y REFUERZO) 11
4.1 Refuerzo de las estructuras de mampostería 11
4.2 Estructuras de madera 12
4.3 Estructuras de hormigón 14
4.4 Estructuras de hierro y acero 15
5 RESUMEN FINAL 18
6 BIBLIOGRAFÍA 18
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 18

Lección 20.2: Transformación y reparación 19

1 INTRODUCCIÓN 22
2 MODIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS 23
2.1 Vaciado 23
2.2 Introducción 23
2.3 Ampliación 23
2.4 Reducción de la carga permanente 24

3 CONSIDERACIONES GENERALES EN LA REPARACIÓN 25
3.1 Construcción 25
3.2 Sustitución de cubiertas 25
3.3 Corrosión de la estructura de acero existente 25
4 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EL CENTRO HISTÓRICO DE ANCONA, ITALIA 26
5 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIO PARA OFICINAS VAN LEER EN AMSTELVEEN, PAÍSES BAJOS 28
5.1 Montaje de la estructura principal y de apoyo 28
5.2 Descenso del piso 29
5.3 Finalización de la estructura 29
6 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIO PARA OFICINAS, SEA CONTAINERS LIMITED, LONDRES, GRAN BRETAÑA 30
7 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: GIMNASIO DE CANTU, COMO, ITALIA .. 32
8 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: RUE DE L'OURCQ, PARÍS, FRANCIA 33
9 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIOS DE QUÍMICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE BERLÍN, ALEMANIA 35
10 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: SALA DE EXPOSICIONES ALTER BAHNHOF, ROSENHEIM, ALEMANIA 37
11 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: RUE ST. JACQUES – UN MODERNO APARTAMENTO SOBRE UNA CASA DEL SIGLO XIX 38
12 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: ABADÍA DE VAL SAINT-LAMBERT SERAING, BÉLGICA 39
13 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: AMPLIACIÓN DEL MUSEO IMPERIAL DE GUERRA, LONDRES 40
14 RESUMEN FINAL 41
15 BIBLIOGRAFÍA 41
16 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 41

Lección 20.3: Nuevo Uso de Edificios 43

1 INTRODUCCIÓN 46
2 PRINCIPIOS DE REHABILITACIÓN 47
2.1 Secuencia de construcción típica 47
2.2 Nueva construcción interna – Sistemas de pisos 47
2.3 Cómo realizar la unión con la fachada 48

2.4 Sistema de retención de la fachada como parte del trabajo permanente 49
2.5 Reestructuración que conlleva modificaciones en la fachada 50
2.6 Consideraciones generales del acero en la reestructuración 50
3 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: DEPENDENCIAS DE TRABAJO EN LA ESCUELA FOLKWANG DE ESSEN-WERDEN, ALEMANIA 51
4 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: KANNERLAND, LIMPERTSBERG, LUXEMBURGO 52
5 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EL ROEMERHOF EN ZURICH, SUIZA [2] 54
6 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIO PARA OFICINAS WETERINGS-CHANS 165, AMSTERDAM, PAÍSES BAJOS 55
7 ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EL TRIBUNAL DE JUSTICIA DE ANCONA, ITALIA 57
8 RESUMEN FINAL 59
9 BIBLIOGRAFÍA 59
10 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 59

Lección 20.4: Valoración de Vida Residual Tradicional de Puentes 61

1 INTRODUCCIÓN 64
2 ELEMENTOS GENERALES 65
2.1 Las curvas de Wöhler 65
2.2 La Regla de Palmgren-Langer-Miner 66
2.3 Coeficientes dinámicos de los trenes reales 67
2.4 Coeficiente dinámico de la carga de la UIC 67
3 PASOS PRINCIPALES PARA LA VALORACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA FATIGA DE LOS PUENTES DE FERROCARRILES EXISTENTES 71
4 REFUERZO DE LOS PUENTES DE ACERO 79
4.1 Consideraciones generales 79
4.2 Métodos de refuerzo 79
4.2.1 Refuerzo directo 79
4.2.2 Refuerzo indirecto 79
4.3 El refuerzo del puente "Angel Saligny" sobre el Danubio 83

5 RESUMEN FINAL 2
6 BIBLIOGRAFÍA 86
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 86
EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO 87

Lección 20.5: Reforma de puentes: Nuevos enfoques 89

1 INTRODUCCIÓN 92
2 PROBLEMA 93
3 ACTUALIZACIÓN O REPRODUCCIÓN DE PLANOS Y ANÁLISIS ESTÁTICO 94
4 LA BASE DE LA VERIFICACIÓN DE LA TENACIDAD 96
4.1 "Fragilidad" y "Ductilidad" 96
4.2 Determinación de los elementos vitales 96
4.3 Hipótesis sobre grietas iniciales 97
4.4 Principios básicos de verificación 98
4.5 El uso de la integral J 100
5 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN PRÁCTICA 102
5.1 Generalidades 102
5.2 Determinación de a_{crit} 102
5.3 Determinación del tiempo de servicio mínimo $N(t_p)$ 102
5.4 Ejemplo de la aplicación 104
6 VERIFICACIÓN EN CASO DE REFUERZO 106
7 PROCEDIMIENTO SI NO ESTÁN DISPONIBLES LAS MEDICIONES DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 107
8 RESUMEN FINAL 108
9 BIBLIOGRAFÍA 108
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 109

ESDEP TOMO 20
SISTEMAS ESTRUCTURALES: REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Lección 20.1: Reforzar las estructuras

OBJETIVOS/CONTENIDO

Ofrecer definiciones generales. Describir las diversas formas de trabajos temporales requeridos en dichos proyectos y proporcionar una introducción a los problemas del refuerzo de estructuras por medio de acero. Identificar las ventajas del acero en estas actividades.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 20.2: Transformación y Reparación

Lección 20.3: Nuevo Uso de Edificios

RESUMEN

En el futuro la industria de la construcción se preocupará cada vez más por la rehabilitación, el nuevo uso y la transformación de los edificios antiguos. Se han desarrollado numerosas técnicas especializadas para reforzar las estructuras de edificios, en todos los casos, las estructuras de acero ofrecen ventajas únicas en cuanto a construcción prefabricada y en seco, velocidad y facilidad de montaje, inmediata resistencia sustentadora y relación entre alta resistencia y peso.

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente, la industria de la construcción considera con un interés especial la restauración del patrimonio arquitectónico. En el futuro esta industria se preocupará exhaustivamente del refuerzo, nuevo uso y modernización de los edificios antiguos que puedan haber sufrido daños como consecuencia de la acción atmosférica, los terremotos, etc.. Lo ideal sería que la necesidad de reforma se considerase como parte del proyecto original, proporcionando flexibilidad y adaptabilidad dentro de la forma estructural utilizada. Desgraciadamente, muchos de los edificios que se reforman actualmente fueron proyectados y construidos hace muchos años, antes de la introducción de características tales como los modernos sistemas de aire acondicionado, redes de telecomunicaciones y revestimientos livianos. Aun cuando se hubieran tenido en cuenta las necesidades de la renovación de equipos de los edificios, apenas se podría esperar que se hubieran previsto los inmensos avances que han tenido lugar. La facilidad del reacondicionamiento de los edificios se ha convertido actualmente en una importante consideración del proyecto.

Algunos de los edificios que se van a reformar pueden ser normales y corrientes, pero muchos poseen un interés histórico y arquitectónico. En todos los casos, el acero es un material ideal para los trabajos de reforma, tanto desde un punto de vista estructural como arquitectónico.

Las estructuras de acero ofrecen una base apropiada para cualquier tipo de reforma y trabajo de reconstrucción, tanto temporal como permanente. Debido a que se elabora fuera de la obra, se reducen al mínimo los requisitos de espacio en lo que a menudo son obras muy limitadas y congestionadas. Puede montarse rápidamente, en muchos casos sin necesidad de equipo de elevación pesado, puesto que se trata de una forma de construcción relativamente liviana. La interrupción de las operaciones habituales dentro del edificio existente se reduce al mínimo, ya que se pueden eliminar los oficios del cemento y del mortero y la nueva estructura es capaz de soportar la carga inmediatamente sin necesidad de puntales.

En cualquier trabajo de reparación o reconstrucción es necesario llevar a cabo una valoración inicial de las necesidades de la estructura existente [1]. Este examen tiene que considerar si el edificio existente es apropiado o no para su mejora y si los elementos de construcción existentes pueden soportar nuevas cargas o si, en caso necesario, pueden cambiar de ubicación para adaptarse a los nuevos requisitos de planificación.

Esta lección perfila la gama de actividades de reforma que pueden ser necesarias. Describe en detalle los tipos de trabajos temporales que están relacionados con las reformas. Se examinan los métodos para reforzar las estructuras de mampostería, madera, hormigón, hierro y acero existentes. En las lecciones 20.2 y 20.3 se abordan con más detalle actividades de reforma más exhaustivas que suponen modificaciones estructurales y reestructuración.

2. NIVELES DE RECONSTRUCCIÓN

Desde el punto de vista estructural, se puede utilizar ampliamente el acero en todas las formas de trabajos de reforma de estructuras existentes. Estos usos se pueden describir por orden de importancia de acuerdo con la siguiente clasificación: garantizar la seguridad, la reparación y el refuerzo.

Garantizar la seguridad es además lo primero en orden cronológico, cuando se requiere una acción de carácter temporal. Puede requerirse una acción urgente en el caso de estructuras que se han vuelto poco seguras, debido a daños accidentales, cargas excesivas o simplemente deterioro prolongado y no verificado. Quizás también sean necesarios los trabajos temporales antes de iniciar cualquier otra actividad de construcción permanente. En todos los casos, el objetivo es conseguir una adecuada seguridad a corto plazo tanto para las personas como para la obra.

Después de conseguir la seguridad, las siguientes etapas, tanto lógica como cronológicamente son la reparación y el refuerzo.

La reparación implica la realización de una serie de operaciones en la estructura de un edificio dañado, con el fin de conseguir su antigua eficacia estructural. Por otra parte, el refuerzo supone la mejora del rendimiento estructural, con el fin de permitir que el edificio cumpla nuevos requisitos funcionales (por ejemplo, condiciones de cargas más pesadas relacionadas con un cambio de uso) o condiciones ambientales (tales como la ubicación en un área recientemente declarada como sujeta a condiciones sísmicas).

Las operaciones de refuerzo se pueden subdividir en:

- modificaciones en los elementos estructurales particulares de un edificio, con el fin de alcanzar un grado de seguridad más alto, pero sin modificar significativamente el rendimiento global;
- modificaciones en la estructura global, por ejemplo, en el caso de alargamientos verticales u horizontales, o siempre que las modificaciones den lugar a una forma estructural diferente a la original.

Existen numerosos sistemas de refuerzo basados en el uso de acero que pueden utilizarse para restaurar estructuras de mampostería, madera, hormigón armado, hierro y acero.

Las modificaciones estructurales, que consisten en la modificación total o parcial de la distribución funcional y de las dimensiones volumétricas, junto con las demás características del edificio, incluido el sistema estructural original, están relacionadas con trabajos de rehabilitación. Estos trabajos pueden conllevar la apertura de espacios internos, la inserción de una estructura adicional, la ampliación en sentido vertical y la eliminación de partes del edificio existente con el fin de reducir las cargas.

Cada vez más, la reforma implica una completa reestructuración de un edificio, de cuya construcción original sólo se conserva la fachada. Este proceso requiere un minucioso análisis de la estabilidad de la fachada durante la reforma, demolición del interior y construcción de la nueva estructura, incluidas las uniones con la fachada que se ha conservado.

La elección del acero como elemento de reforma se basa en buena medida en su gran rendimiento mecánico. Cuando se va a restaurar un edificio de interés histórico, la operación es más delicada y el uso de acero estructural presenta más ventajas. Dicho trabajo supone la conservación de edificios existentes y su integración con un nuevo uso.

Diversas recomendaciones internacionales sobre restauración reconocen que el uso de métodos de construcción del pasado quizás ya no sean convenientes ni posibles por muchas razones, sobre todo de tipo tecnológico, la tradición de construcción, nuevos requisitos funcionales y la falta de disponibilidad de materiales antiguos. Estas recomendaciones, especialmente en casos que implican una recons-

trucción parcial, también indican la necesidad de utilizar tecnologías y materiales que se adapten en forma inequívocamente moderna.

El acero cumple estos requisitos y, por consiguiente, se utiliza ampliamente en el trabajo de restauración en todo tipo de monumentos y edificios antiguos.

3. TRABAJOS TEMPORALES

Los trabajos temporales normalmente son responsabilidad del contratista de obras, más que del ingeniero estructural. No obstante, comprender los puntos principales que se necesitan tener en cuenta a la hora de proyectar sistemas de puntales es importante para todos aquéllos que participan en estas actividades. El problema principal es garantizar que cualquier trabajo temporal que contribuya a sustentar la estructura existente no obstaculice los futuros trabajos finales. Los sistemas apropiados deben ofrecer facilidad de montaje y proporcionar flexibilidad de construcción. Con este fin, el acero, con su forma prefabricada, permite proyectar y adaptar soluciones estándar de forma que se ajusten a los requisitos especificados.



Diapositiva 1

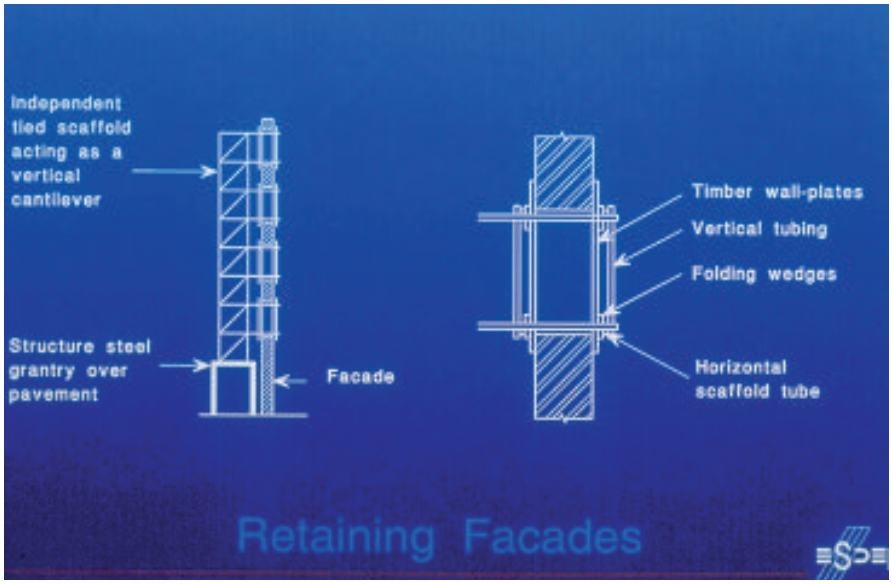
3.1 Recalzo de Muros y Apuntalamiento

Las áreas más frecuentes en las que el ingeniero estructural tomará parte en los trabajos temporales son las de recalzo de muros y apuntalamiento, con el fin de proporcionar un sistema que soporte las cargas verticales. La diapositiva 1 muestra una estructura hecha de perfiles de acero laminado en caliente, que se proyectó para el apuntalamiento temporal de los pilares de piedra del vestíbulo del Palazzo Carigliano de Turín. El trabajo de restauración supuso la sustitución de los antiguos forjados por unos nuevos, consistentes en perfiles IPE y HE con chapas de acero perfiladas, que actúan como encofrado.

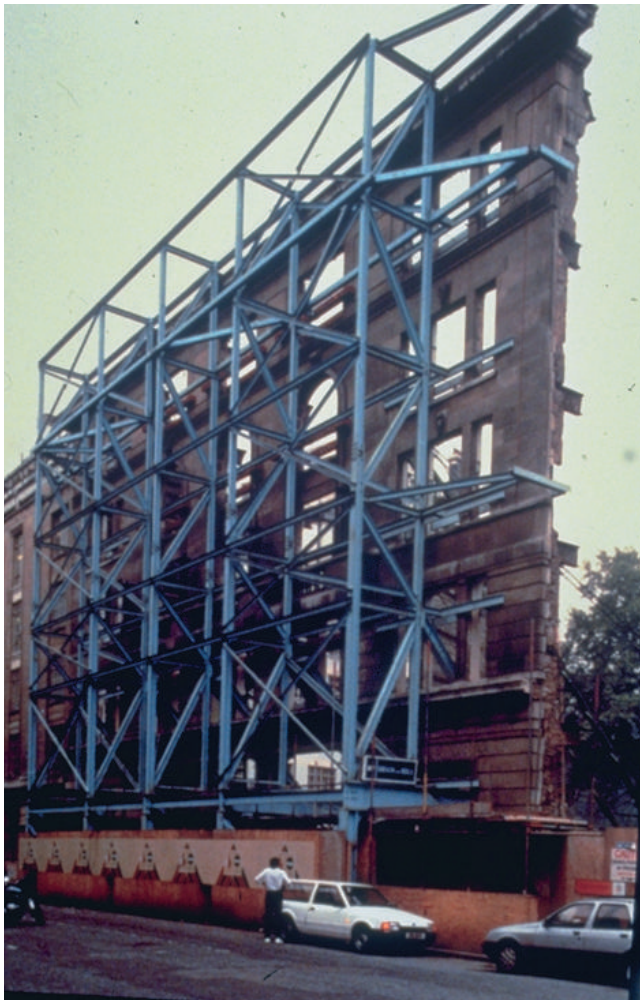


Diapositiva 2

Cuando se forman grietas en las paredes, es necesario bajar las cargas procedentes de la parte superior hacia cimientos temporales mientras se introducen las nuevas barras de apoyo. Si se utilizan perfiles de acero como elementos de apuntalamiento, es importante comprobar la resistencia y el pandeo de los mismos (diapositiva 2).



Diapositiva 3



Diapositiva 4

3.2 Estabilización de los Elementos Verticales

A menudo es necesario proporcionar un apoyo lateral temporal para la estabilización de muros que se van a conservar durante la fase de demolición. Existen varios sistemas que se utilizan para esto: puntales inclinados de gran sección, andamios en forma de puntales y como celosías, y marcos metálicos rectangulares dispuestos horizontal y verticalmente.

El sistema de apoyo para conservar las fachadas (diapositiva 3) puede colocarse interna o externamente. Si se coloca internamente, debe instalarse mediante cavidades realizadas en la estructura existente y debe asentarse sobre cimentaciones temporales antes de que tenga lugar cualquier demolición importante.

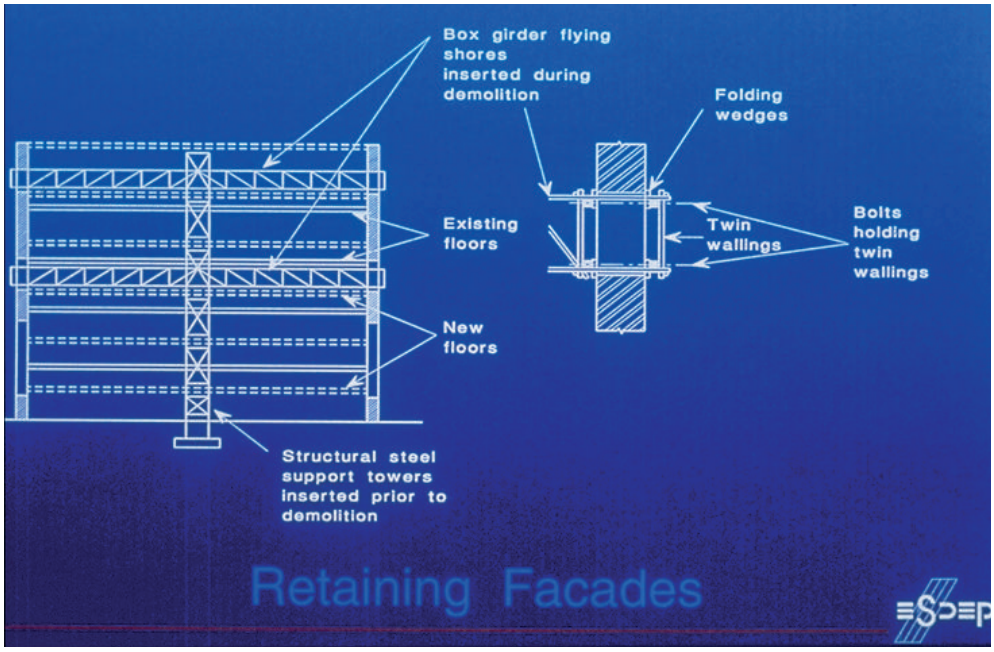
Si los trabajos temporales se sitúan externamente, entonces, los trabajos pueden realizarse independientemente de la demolición. En los concurridos centros de las ciudades es importante proporcionar acceso y protección a las personas, en forma de pórticos de acero sobre las aceras. Generalmente, las celosías horizontales ascienden por las paredes y extienden las cargas debidas al viento hacia atrás, a las celosías verticales (diapositiva 4). Claramente, en dichos casos los trabajos externos no originan ningún obstáculo.

En algunos casos, los trabajos temporales pueden situarse en parte internamente y en parte externamente. En todos los casos está claro que es importante garantizar que no obstaculicen las distintas operaciones, especialmente allí donde las operaciones de recalzo con pilotes sean necesarias.

Una alternativa es utilizar puntales horizontales que se extiendan entre las paredes laterales del edificio. Estos puntales pueden introducirse antes de cualquier demolición. Para tramos

taculicen las distintas operaciones, especialmente allí donde las operaciones de recalzo con pilotes sean necesarias.

Una alternativa es utilizar puntales horizontales que se extiendan entre las paredes laterales del edificio. Estos puntales pueden introducirse antes de cualquier demolición. Para tramos más largos puede requerirse un puntal o torre de apoyo central. Este aparato de apoyo necesitará tener una cimentación temporal que admita las cargas que va a soportar (diapositiva 5). Un sistema así de arriostramiento temporal de los muros perimétricos, por medio de anillos horizontales de perfiles laminados de acero sujetos a los muros, se utilizó durante la reestructuración del antiguo teatro Moller de Darmstadt, Alemania, para su uso como archivo general estatal (diapositiva 6). También se dispone de sistemas patentados de puntales horizontales de acero.



Diapositiva 5

Un problema lo constituye la necesidad de pasar nuevos elementos metálicos a través de los trabajos temporales. Por lo tanto, es necesario estudiar minuciosamente la colocación de los puntales, para evitar la obstrucción de la nueva estructura.

Quizás también sea necesario proporcionar estabilidad en el plano perpendicular a los muros durante la reconstrucción. En este caso, se pueden unir las fachadas para impedir su separación debido a las fuerzas del viento, mediante el uso de perfiles laminados de acero horizontales o inclinados, sujetos como bandas alrededor del perímetro del edificio (diapositiva 7).



Diapositiva 6



Diapositiva 7



Diapositiva 8

Quizás también sea necesario proporcionar estabilidad en el plano perpendicular a los muros durante la reconstrucción. En este caso, se pueden unir las fachadas para impedir su separación debido a las fuerzas del viento, mediante el uso de perfiles laminados de acero horizontales o inclinados, sujetos como bandas alrededor del perímetro del edificio (diapositiva 7).

En muchos casos se requieren diversos trabajos temporales. Por ejemplo, si se va a conservar una fachada y se va a construir un nuevo sótano, será necesaria una combinación de puntales inclinados de gran sección, recalzo de muros y puntales (diapositiva 8).

4. SISTEMAS PARA REFORZAR (REPARACIÓN Y REFUERZO)

Todos los materiales de construcción habituales son propensos al deterioro o desmoronamiento en un período prolongado y, por consiguiente, quizás sea necesario emprender acciones de reparación para reforzar las estructuras debilitadas. Los cambios en el uso de los edificios pueden requerir una mejora en las resistencias sustentadoras, con el fin de permitir un aumento de la carga aplicada. En cualquier caso, se puede utilizar el acero de diversas maneras para reforzar las estructuras existentes. A continuación se describen algunas de estas formas.

4.1 Refuerzo de las Estructuras de Mampostería

El refuerzo de la mampostería se utiliza para el aumento de la resistencia sustentadora, en relación con las cargas verticales, así como las acciones horizontales debidas al asiento de los cimientos, la asimetría de la forma geométrica o de la carga, o -más gravemente- la acción sísmica.

La resistencia sustentadora de cargas verticales puede mejorarse mediante los métodos siguientes:

- rodeando los pilares de albañilería de perfiles laminados de acero verticales y presillas;
- introducción de nuevos pilares de acero, ya sea en perfiles en U realizados en la pared o simplemente colocadas al lado de la pared (diapositiva 9);

El refuerzo de paredes o pilares para resistir las acciones horizontales se puede suministrar de la siguiente manera:

- afianzando las paredes de la fachada con perfiles laminados de acero, dispuestos para conformar una serie de anillos horizontales en diversos niveles, unidos mediante tirantes;
- afianzando las esquinas por medio de perfiles laminados de acero verticales, unidos mediante viguetas o tirantes;
- introduciendo un arriostramiento de acero para proporcionar una unión transversal entre las paredes maestras;
- apuntalando las paredes maestras por medio de sistemas de arriostramiento introducidos entre los pilares de acero (diapositiva 10).



Diapositiva 9

Los arcos de mampostería pueden reforzarse mediante el uso de perfiles laminados de acero doblados según un radio apropiado e instalados debajo de la estructura existente (diapositiva 11).



Diapositiva 10

sobre las maderas para permitir que se lleven viguetas sobre el ala, o ya sea ensamblándolos debajo de la madera;

- se puede colocar un par de perfiles en U o vigas I en cualquier lado de la viga de madera y simplemente atornillarlos a o unirlos mediante chapas metálicas;
- se puede considerar el uso de una chapa de acero para conformar una viga de forro, introduciendo la chapa en una ranura practicada en las maderas principales y atornillándola en su posición o asegurándola mediante el uso tanto de tornillos como de pegamentos resinados suficientes, para aumentar las resistencias al esfuerzo cortante y a la flexión;
- trabajando desde arriba, si las vigas de madera están en buenas condiciones y vale la pena ponerlas al descubierto, pueden reforzarse mediante vigas en I colocadas encima y unidas mediante un sistema apropiado de piezas de fijación.

Una variante interesante de este último método se utilizó en la restauración de la Fortaleza Este de San Martino en Rio, Reggio Emilia. El

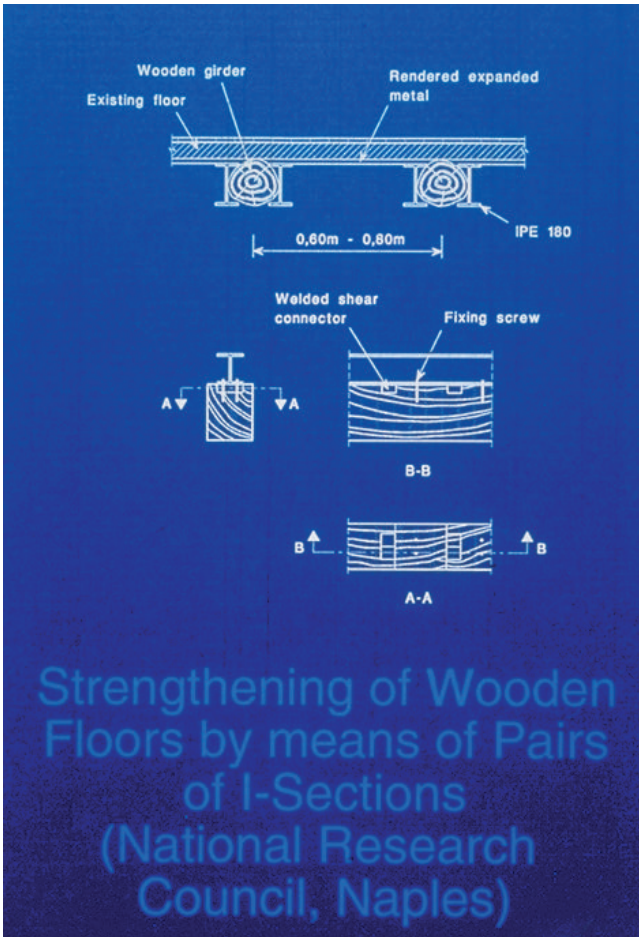
4.2 Estructuras de Madera

Como una alternativa a una sustitución completa, los pisos de madera, que son especialmente frecuentes en los edificios antiguos, pueden reforzarse con bastante facilidad mediante el uso de perfiles laminados de acero, utilizando diversos métodos de construcción (diapositivas 12 y 13):

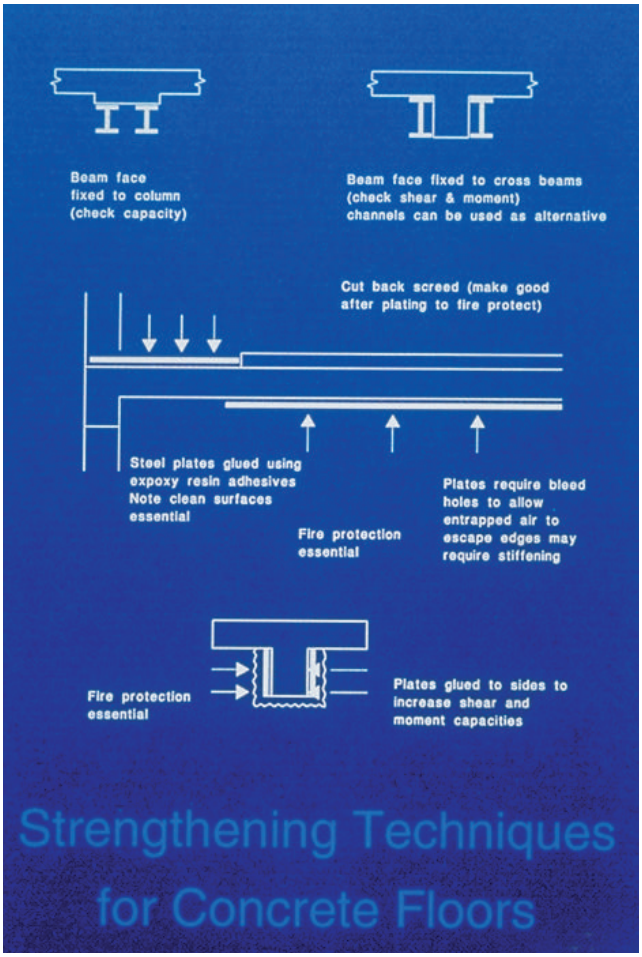
- se pueden atornillar perfiles angulares a través de las vigas principales de madera a las alas inferiores, ya sea



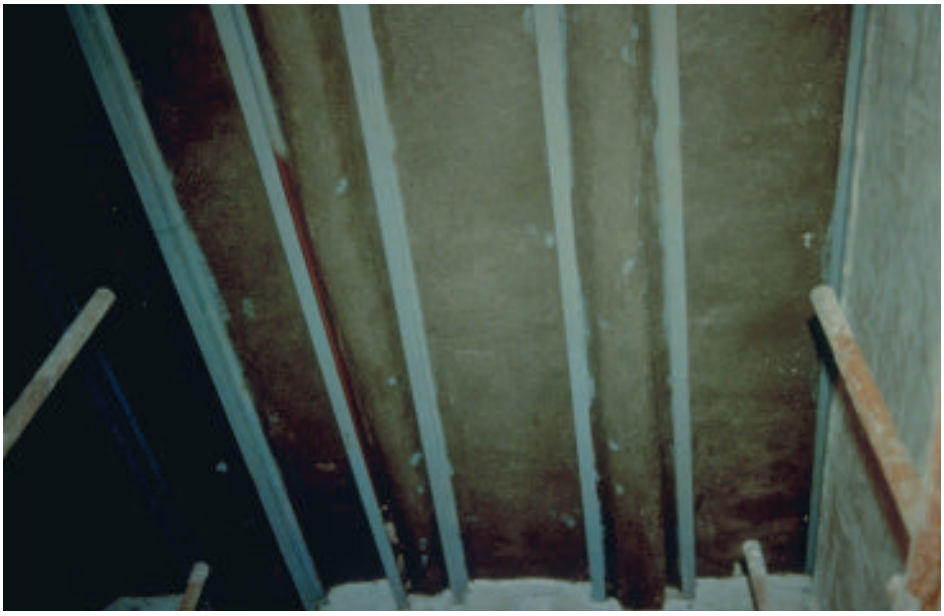
Diapositiva 11



Diapositiva 12



Diapositiva 14



Diapositiva 13

objetivo era salvaguardar el antiguo piso de madera mediante la creación de una nueva estructura metálica que se encargara de su función de soporte de carga: Se colocaron vigas metálicas en la parte superior de las vigas de madera y se montó una losa de hormigón sobre chapas de acero perfiladas. Como encofrado perdido, la acción conjunta de la viga metálica y la losa de hormigón se consiguió por medio de conectores soldados a la parte superior de las vigas metálicas [2].

4.3 Estructuras de Hormigón

Las estructuras de hormigón también pueden reforzarse mediante el uso de perfiles laminados de acero, como se muestra en la diapositiva 14. Se pueden colocar perfiles de viga o pilar debajo de o adyacentes a vigas de hormigón existentes e inyectarles en su lugar una lechada de mortero de resina epoxi. Por otra parte, se pueden unir chapas de acero a las superficies superior e inferior de las losas de hormigón o a los laterales de las vigas de hormigón para aumentar la resistencia al esfuerzo cortante y a la flexión. El uso de estas chapas de acero es una técnica relativamente sencilla; no obstante, se deben tener en cuenta tanto la corrosión como la protección contra el incendio. Pueden requerirse rigidizadores a lo largo de los laterales de las chapas para evitar la distorsión durante el proceso de fijación y será necesario dejar orificios de purga para garantizar una cobertura completa del mortero de resina epoxi.



Diapositiva 15



Diapositiva 16

Los pisos de hormigón y rasillas huecas pueden reforzarse de forma similar o mediante la introducción de vigas en I entre los nervios de hormigón en cavidades apropiadas (diapositiva 15).

A la hora de reforzar forjados de hormigón quizás se necesite adaptarse a las diferentes formas de la losa de hormigón y capiteles a cortante (diapositiva 16).

Quizás se requieran vigas de celosía de acero de alta resistencia para edificios cuando sea necesario transferir cargas muy pesadas de nuevo a los pilares de hormigón.

Ante terremotos o acciones elevadas tanto a cortante como en el plano horizontal, a menudo se disponen estructuras aporticadas arriostradas entre pilares con un doble objetivo. Aumentan considerablemente la resistencia a las fuerzas horizontales y, al mismo tiempo, equilibran la distribución de la rigidez interna con respecto al centro de esfuerzas cortantes, con el fin de reducir al mínimo las peligrosas vibraciones torsionales. Las paredes de cizallamiento con arriostramiento de acero (diapositiva

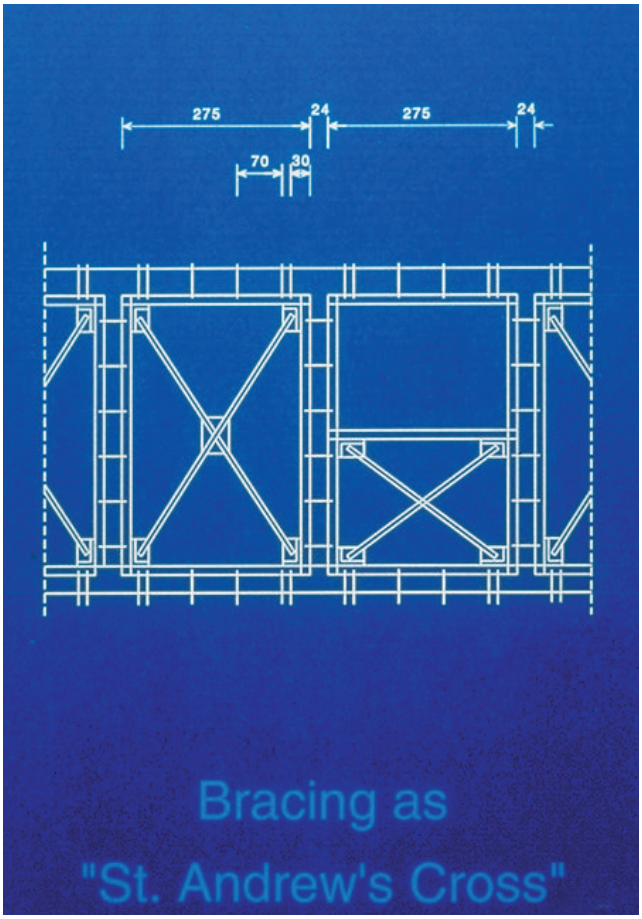


Diapositiva 17

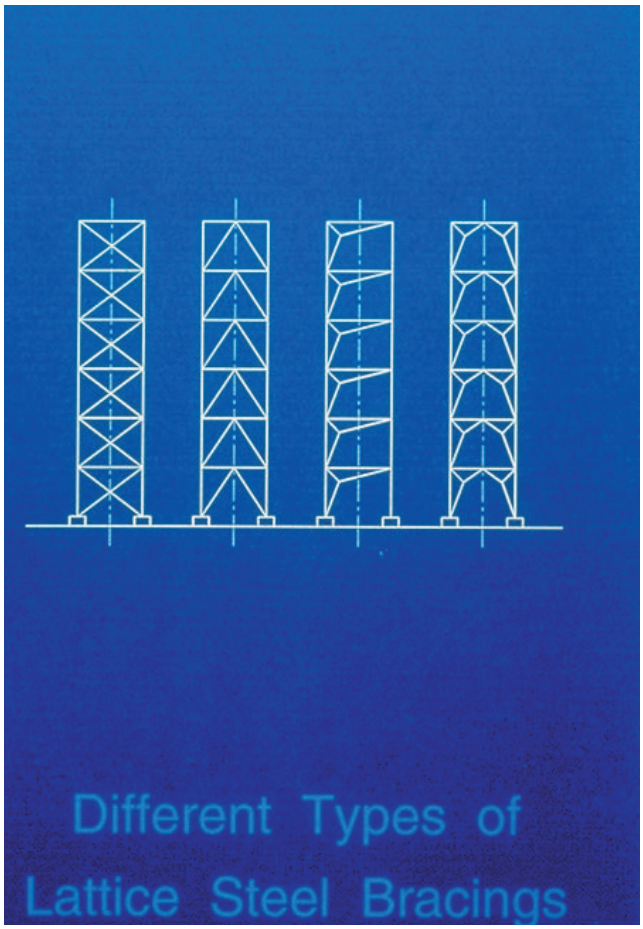
19) se hacen conectando perfiles laminados de acero a las vigas y pilares del marco de hormigón armado. Dentro del marco se disponen diagonales y contradiagonales según el clásico modelo de aparejo belga (diapositiva 17) o según otros modelos más apropiados al uso del edificio (diapositiva 18). La presencia de una sola diagonal para cada panel rectangular hace posible conseguir vanos para puertas y ventanas. Un sistema de este tipo se utilizó en el refuerzo sísmico de la estructura de hormigón armado en el Complejo Hospitalario Carderelli de Nápoles, Italia. Tanto el marco como las vigas de celosía diagonales se hacen generalmente de secciones doble T [2].

4.4 Estructuras de Hierro y Acero

Las tensiones admisibles para el hierro y el acero en la construcción han aumentado paulatinamente a medida que han tenido lugar mejoras en la fabricación y producción. A finales de la década de 1800 las tensiones admisibles para la fundición eran de aproximadamente una tonelada por cada 6,45 centímetros cuadrados (1 pulgada cuadrada) y para el hierro pudelado de aproximadamente cinco toneladas por cada 6,45 centímetros cuadrados (1 pulgada cuadrada). Las tensiones admisibles actuales para el acero, que se ofrecen en las normas más recientes de proyectos de estructuras de acero, son mucho más altas. Evidentemente, es necesario considerar la resistencia de las estructuras de hierro y acero existentes en relación con las normas vigentes en el momento de la construcción original, aunque con pruebas exhaustivas quizá sea posible justificar un ligero aumento en las tensiones admisibles en aquel momento.



Diapositiva 18



Diapositiva 19

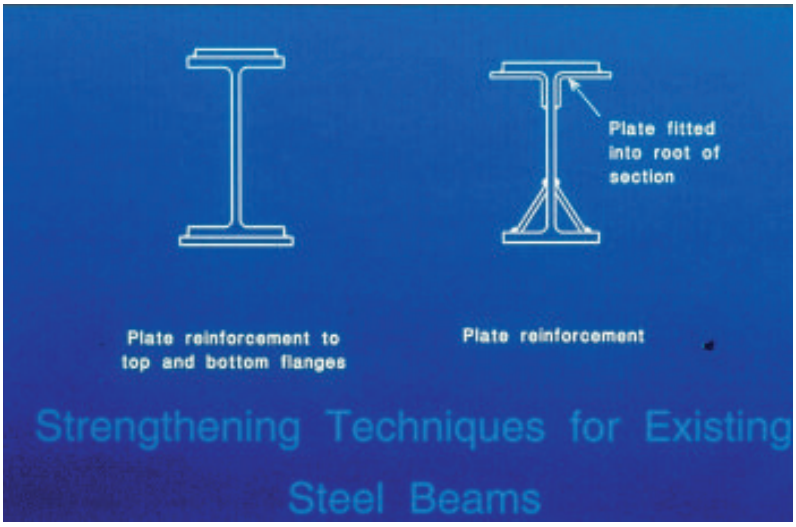
En el Reino Unido se dispone de una orientación sobre las tensiones admisibles de todos los perfiles que se sabe que se han laminado desde finales de la década de 1880 en fundición, hierro pudelado y acero [3].

Al considerar el refuerzo de vigas metálicas existentes se pueden emplear diversas técnicas (diapositiva 20):

- se pueden soldar chapas o perfiles angulares en las alas superior e inferior;
- se pueden soldar perfiles en U, o perfiles T a las alas;
- se pueden soldar chapas entre las alas superior e inferior para conformar un perfil tubular;
- trabajando desde arriba, se puede echar una losa de hormigón armado, unida a las vigas situadas debajo mediante conectores apropiados (perfiles angulares, perfiles T, barras, espárragos, etc). soldados al ala superior para desarrollar una acción conjunta (estructura mixta).

En todos los casos se deben estudiar minuciosamente uniones atornilladas, la unión entre lo nuevo y lo existente. Si se va a utilizar atornilladura, será necesario tener en cuenta la pérdida inicial de resistencia de la barra existente mientras se realizan los orificios de los tornillos, ya que esta condición temporal puede resultar crítica. Si se usa la alternativa de la soldadura, entonces la especificación de la técnica de soldadura debe ser compatible con el material existente. Éstas son algunas reglas básicas a tener en cuenta:

- la fundición no se puede soldar; excepto algunos pequeños accesorios que soportan los elementos no estructurales y que pueden soldarse usando electrodos con porcentaje de níquel muy grande;
- el hierro pudelado se puede soldar; los electrodos deben ser bajos en hidrógeno y secarse según las recomendaciones del fabricante (aproximadamente 350 C). Las secciones superiores a 25 mm tendrán que precalentarse con el fin



Diapositiva 20

de reducir la velocidad de enfriamiento;

- los aceros dulces pueden soldarse usando electrodos que sean compatibles (generalmente, electrodos bajos en hidrógeno). Puede requerirse un análisis minucioso para determinar si el acero es de bajo o alto contenido en carbono. En el primer caso se requiere un precalentamiento para perfiles cuyo grosor sea superior a 25 mm. Los aceros ricos en carbono generalmente se elaboraron en el período comprendido entre 1910 y 1930 y requieren precalentamiento para todos los grosores.

Un punto que se debe tener en cuenta es que el acero es un material reutilizable; aunque el edificio que se está examinando puede haberse construido en la década de 1950, por ejemplo, el acero puede haberse usado ya con anterioridad a ese momento y perfectamente se pudo haber producido durante el período comprendido entre 1910 y 1930. Por consiguiente, algunos perfiles laminados de acero deberían siempre probarse antes de decidir la especificación final.

Una vez que se ha decidido la especificación, éstos son algunos puntos que necesitan tenerse en cuenta a la hora de pormenorizar la soldadura en obra:

- las soldaduras en ángulo son preferibles a las soldaduras a tope, puesto que la preparación es menos extensa;
- realice soldadura en posición plana siempre que sea posible, para garantizar que el contratista de la soldadura pueda acceder fácilmente a la posición para soldar y sea capaz de asegurar una mayor calidad de la soldadura;
- mantenga las soldaduras paralelas a la línea de tensiones para evitar el cizallamiento;
- las soldaduras por puntos requieren menos consumo de calor y, por lo tanto, son más económicas que la soldadura continua;
- es necesario precalentar los perfiles más gruesos con el fin de reducir la velocidad de enfriamiento y garantizar así que el metal de base y el metal depositado alcancen tensiones equivalentes;
- realice alguna soldadura de prueba en la obra: suelde una chapa al perfil y realice una sencilla prueba con un martillo para comprobar tanto la ductilidad de la soldadura como el endurecimiento del metal de base.

5. RESUMEN FINAL

- El trabajo de rehabilitación y reconstrucción puede clasificarse por orden de importancia de la siguiente manera: garantizar la seguridad, para la reparación y el refuerzo.
- Los trabajos temporales para garantizar la seguridad incluyen la estabilización de los elementos verticales, con mayor frecuencia allí donde las fachadas se van a conservar mientras se reconstruye el resto del edificio, y las paredes de apoyo vertical temporal, lo que conlleva el recalzo de muros y el apuntalamiento.
- Todos los materiales estructurales, tales como mampostería, madera, hormigón armado, hierro y acero, pueden reforzarse por medio de sistemas apropiados de estructuras de acero.
- Las ventajas de la construcción metálica, tanto en trabajos temporales como de refuerzo, son que se elabora fuera de la obra, es relativamente liviana, es una forma seca de construcción que se monta con rapidez, no requiere apuntalamiento y la resistencia sustentadora es inmediata una vez que el marco está completo.
- La consideración de la necesidad de reforma debería iniciarse con el proyecto original, para proporcionar flexibilidad y adaptabilidad.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] "Appraisal of Existing Structures", Institution of Structural Engineers, London, 1980.

[2] "Refurbishment", ARBED, Luxembourg, 1989.

[3] "Historical Structural Steelwork Handbook", British Constructional Steelwork Association, London, 1984.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. "Renovation", L'Acier pour Construire, No. 45, June 1992, OTUA, Paris.

2. "Regeneration", Tubular Structures 56, British Steel, Corby.

3. Harris, A., "Structural Steel in Refurbishment Projects", Civil Engineering, Steel Supplement, November/December 1985.

ESDEP TOMO 20
SISTEMAS ESTRUCTURALES: REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Lección 20.2: Transformación y Reparación

OBJETIVOS/CONTENIDO:

Hablar sobre la necesidad de reformar edificios existentes y las diversas formas de modificaciones estructurales que podrían relacionarse con dichos trabajos. Destacar cuestiones particulares que necesitan tenerse en cuenta en la reforma a diferencia de la nueva construcción e ilustrar los principios mediante el estudio de diversos casos.

CONOCIMIENTOS PREVIOS:

Ninguno.

LECCIONES AFINES:

Lección 20.1: Reforzar las Estructuras

Lección 20.3: Nuevo Uso de Edificios

RESUMEN

La reforma de edificios cada vez se hace más frecuente, para permitir que los edificios antiguos puedan contar con modernas instalaciones, para conservar los edificios de mérito arquitectónico y debido a que puede ser menos cara que una nueva construcción. El grado de reforma puede variar enormemente desde la simple reparación a la modificación de la estructura existente, incluida la ampliación tanto hacia arriba como lateralmente. Debe prestarse atención a las necesidades especiales de programación, diseño y construcción de los proyectos de reforma. Se describen los principios de estas necesidades y se ilustran con diversos estudios de casos reales. Se destaca el papel concreto de la construcción metálica en estas actividades.

1. INTRODUCCIÓN

La vida de un edificio no es ilimitada. No obstante, se espera que la estructura típica de un edificio dure bastante más tiempo que cualquier otra parte del edificio. La vida puede llegar generalmente a unos 60 años para la estructura, mientras que se espera que el revestimiento dure 30 años, los servicios 20 años, los interiores cinco años y el equipo de control y comunicaciones al menos dos años. La necesidad de permitir flexibilidad y proporcionar adaptabilidad en la estructura del edificio tiene, por consiguiente, una importancia fundamental, no sólo en la etapa de reforma, sino también cuando se proyecta inicialmente el edificio. El equipo del proyecto debería considerar detenidamente este requisito en la nueva etapa de construcción, de forma que cuando se lleve a cabo una reforma posterior, se puedan adaptar fácilmente las modificaciones necesarias. Cuando se cuenta con una estructura metálica existente que se ha planificado y construido correctamente, la opción de reforma puede ser muy sencilla. Por ejemplo, los típicos edificios de estructura de acero de EE.UU. poseen grandes luces entre pilares, así como altura entre forjados, lo que posibilita la modificación de los servicios y los interiores. En dichos casos, la reforma puede suponer poco más que un reacondicionamiento y un nuevo revestimiento internos, eliminándose la obra de albañilería existente y sustituyéndose por una nueva fachada acristalada y liviana.

Existen muchos motivos para decidir reformar un edificio. El equipo de servicio/comunicaciones puede estar anticuado con respecto a las necesidades de los usuarios; quizás el edificio necesite una actualización para generar una demanda de inquilinos, o necesite importantes trabajos de reparación para adaptarse a las nuevas necesidades. Por último, tal vez sea más viable económicamente reformar que reconstruir y en esto pueden influir una programación local e incentivos fiscales. Por ejemplo, en el Reino Unido, los edificios construidos originariamente antes de la década de 1940 pueden reunir las condiciones de un aumento en el área edificable en relación con el área total, lo que permite un área alquilable mayor que la estructura de nueva construcción equivalente en la misma ubicación. En el caso de un edificio de Finsbury Square, Londres, se han añadido dos pisos adicionales al nivel del tejado, lo que proporciona al cliente un incremento del área alquilable. Evidentemente, es necesario tener en cuenta los aspectos económicos de la reforma. También puede ser que otros factores, tales como un 'listado' de fachadas y estructuras históricas o los requisitos para conservar el carácter de una zona obliguen al equipo del proyecto a elegir una opción de reforma.

Las estructuras de acero se utilizan mucho en la transformación y reparación de edificios existentes. Las principales categorías de modificación estructural (a diferencia de la reparación y refuerzo, que, junto con los trabajos temporales, se trataron en la lección 20.1, y la reestructuración completa, que se examinó en la lección 20.3) son el vaciado, la introducción, la ampliación (vertical y horizontal) y la reducción de la carga permanente.

Los principios de estas categorías se describen en las siguientes secciones, que destacan cómo se puede utilizar el acero de construcción en particular en dichos trabajos. Se describen diversos estudios de casos prácticos para ilustrar cómo se han aplicado estos principios en situaciones reales. En la práctica, la distribución entre estas categorías inevitablemente se hace borrosa y esto puede verse en los ejemplos citados.

2. MODIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

2.1 Vaciado

El vaciado consiste en la eliminación de las estructuras internas de un edificio y su sustitución por otras de diferente tipo. Quizás sea necesario debido a los cambios en el uso del edificio que requieran modificaciones en la forma estructural, por ejemplo, la sustitución de los muros de carga por un marco estructural. Los casos más extremos surgen cuando los factores arquitectónicos y/o urbanísticos exigen la conservación de las fachadas de un edificio, mientras que el plan de conjunto del interior se cambia completamente; este caso puede definirse como reestructuración y se aborda en la lección 20.3.

2.2 Introducción

La introducción supone la integración de nuevas estructuras o elementos estructurales dentro del volumen global original del edificio. Esta integración no sólo proporciona un área cubierta utilizable adicional, sino que las áreas internas pueden también adoptar nuevas características, derivadas tanto de su plan de conjunto más racional como de los elementos estructurales adicionales que confieren al edificio nuevos valores estilísticos. El ejemplo más frecuente es la creación de un desván dentro del espacio de cubierta, con el fin de aumentar la superficie cubierta utilizable dentro de los límites de un volumen determinado. Las estructuras autoestables, a menudo construidas dentro de museos para albergar vitrinas de exposiciones especiales, posiblemente visibles en varios niveles, así como las jaulas de las nuevas escaleras y ascensores, también pueden incluirse en esta categoría. En estos casos, es importante reducir al mínimo el efecto sobre la estructura existente. Por lo tanto, el acero es muy apropiado, debido a su alta resistencia, poco peso, simplicidad de la construcción en la obra y debido al hecho de que las estructuras metálicas pueden desmontarse, si es necesario, en una etapa posterior.

2.3 Ampliación

La ampliación vertical consiste en añadir uno o más pisos sobre la estructura existente, lo que da lugar a un aumento del volumen global del edificio. Es necesario verificar la resistencia sustentadora de carga del edificio original, teniendo en cuenta las cargas y estructura adicionales para determinar qué refuerzo, si debe existir, es necesario. De nuevo, el alto rendimiento mecánico (relación entre resistencia/peso específico) del acero le hace muy apropiado para dichos fines, puesto que contribuye a reducir al mínimo el peso de la nueva estructura.

La ampliación de un edificio lateralmente puede considerarse en buena medida como una nueva construcción, ya que la interacción con la



Diapositiva 1

estructura existente se limita en gran parte a los detalles de la unión. En la medida de lo posible, la forma de la nueva ampliación debe estar de acuerdo con la existente, de forma que las líneas de soportes coincidan, eliminando la necesidad de estructuras de transferencia. La resistencia sustentadora de carga de los elementos existentes debe verificarse cuando se requiera que éstos soporten cargas adicionales y, si es necesario, deben emprenderse medidas de refuerzo. Por otra parte, la nueva estructura puede considerarse como una forma aislada, totalmente independiente, que, por ejemplo, proporcione nuevos soportes adyacentes a los ya existentes para soportar nuevas vigas.

2.4 Reducción de la Carga Permanente

El proceso opuesto -la reducción de la carga permanente- puede incluir la demolición de uno o más niveles en la parte superior de un edificio, por ejemplo, para reducir las cargas en las estructuras existentes. También se podrían sustituir los pisos, cubiertas o cualquier otro elemento estructural, por materiales más ligeros por la misma razón. De hecho, la sustitución de los pesados pisos de madera por ligeras vigas I de acero es muy frecuente (diapositiva 1), como lo es la reconstrucción completa de cubiertas mediante el uso de cerchas de acero.

3. CONSIDERACIONES GENERALES EN LA REPARACIÓN

Quizás sea posible reformar un edificio existente sin realizar ninguna modificación estructural, especialmente si la necesidad de adaptabilidad se ha tenido en cuenta en la etapa inicial del proyecto. Sin embargo, en muchos casos, particularmente cuando existe un cambio de uso, serán necesarias algunas modificaciones estructurales. En cualquier caso, se requerirá un estudio completo del edificio existente, para determinar el plan de conjunto y el estado estructural [1]. Se proyectarán cambios en la estructura que sean compatibles con las demás partes del edificio. Será necesario valorar y tener en cuenta la resistencia sustentadora de carga, en lo que se refiere tanto a medidas de refuerzo (véase la lección 20.1) como a cambios en el reparto de la carga que podrían derivarse de las modificaciones propuestas.

3.1 Construcción

Los procedimientos de construcción probablemente son más críticos en los contratos de reforma que en los nuevos edificios. No hay duda de que será necesario examinar la estabilidad del edificio completo en todas las etapas, incluidas la demolición y la rehabilitación. Quizás también sea necesario tener en cuenta las necesidades de los usuarios del edificio, aun cuando éste vaya a permanecer parcialmente ocupado durante el trabajo.

3.2 Sustitución de Cubiertas

Las estructuras de las cubiertas de los edificios antiguos a menudo se componen de cerchas de madera, que pueden haberse deteriorado debido a su exposición a los agentes atmosféricos. Una solución apropiada puede ser sustituirlas por nuevas cerchas de acero.

Cuando no se puede colocar una nueva cubierta en un edificio monumental, debido al alcance del deterioro del sistema resistente, se puede hacer una nueva estructura de cubierta totalmente independiente de la albañilería situada por debajo. Esta solución se ha utilizado para crear una cubierta sobre las ruinas de la iglesia de S. Rocco en Morra De Sanctis, Avellino, Italia [2].

3.3 Corrosión de la Estructura de Acero Existente

La corrosión de la estructura de acero existente puede constituir un motivo de preocupación en un contrato de reforma. No obstante, es inusual que la estructura de acero interna experimente defectos significativos de corrosión durante la vida del edificio. Los soportes, si no quedan por el exterior de la albañilería, generalmente no sufren demasiado en el caso de que exista un sistema razonable de pintura antes del montaje. A menudo se descubre que estos soportes han sobrevivido sin oxidación significativa. La corrosión sólo es probable que constituya un problema cuando la estructura de acero ha entrado en contacto con el exterior permitiendo penetrar la humedad. Si se puede mantener un claro flujo de aire, entonces no debería haber ningún problema de corrosión, incluso para una estructura de acero con un sistema de pintura bastante poco sofisticado.

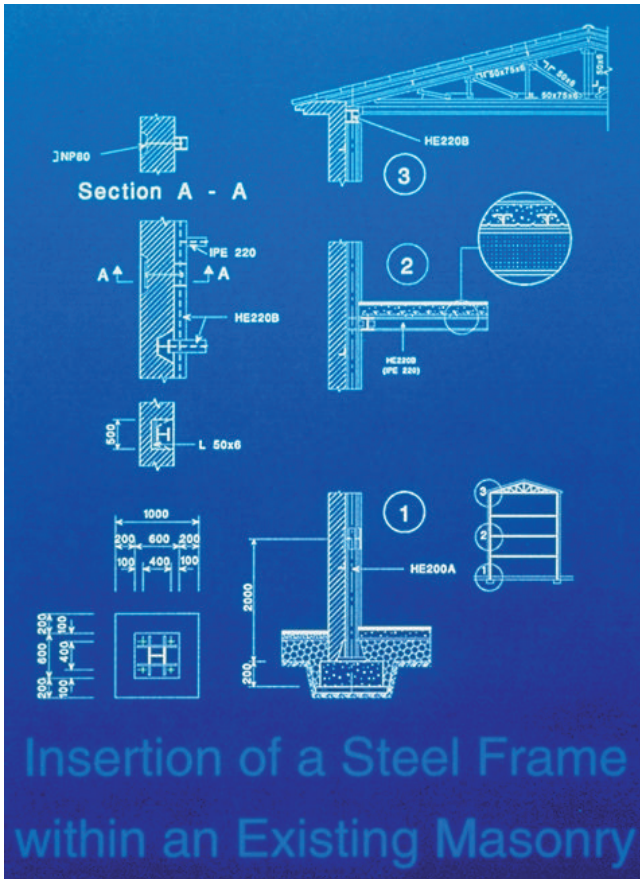
No obstante, existen ocasiones en las que los detalles de construcción deficientes han dado lugar a una estructura de acero situada en condiciones de humedad y sin ventilación, lo que provoca problemas de corrosión y requiere trabajo de reparación.

Están disponibles pautas sobre los sistemas de pintura para la reforma de los elementos metálicos existentes [3]. El método básico es preparar la superficie mediante picado, rascado o cepillado con alambre, en cuyo caso se debería usar un sistema de pintura bastante sencillo, apropiado al entorno en el que se mantendrá la estructura de acero. Por otra parte, si es posible el acceso a una preparación más minuciosa de la superficie, utilizando una limpieza de chorreo abrasivo con abrasivos húmedos o secos, entonces se pueden usar revestimientos modernos más sofisticados.

4. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EL CENTRO HISTÓRICO DE ANCONA, ITALIA

Las estructuras metálicas se han empleado mucho en la rehabilitación de todo el centro histórico de Ancona, en la región de Capodimonte. Los edificios de mampostería estaban en un avanzado estado de deterioro, originado por los importantes daños sufridos durante el terremoto de 1972, además de terremotos anteriores, en especial el de 1930, así como los bombardeos sufridos durante la Segunda Guerra Mundial. Esta situación ha dado lugar a la evacuación preventiva de prácticamente todos los habitantes de la región.

En todos los edificios de dos o tres pisos sobre la planta baja, los muros de ladrillo macizo y sillares estaban muy agrietados y el mortero se había descompuesto completamente.



Diapositiva 2

Era necesario un método fiable de reestructuración de estos edificios. Se rechazó el método tradicional basado en el refuerzo local de los componentes individuales y, en lugar de eso, se decidió instalar un nuevo sistema estructural que soportara las cargas hacia los cimientos. El sistema desarrollado consistía en pilares de acero introducidos en los muros, unidos a vigas horizontales de acero y viguetas secundarias de acero. La nueva estructura, unida convenientemente a los muros de hormigón armado de los núcleos de la nueva escalera, forma un sistema estructural independiente con relación a las cargas tanto verticales como horizontales.

Los muros externos, restaurados adecuadamente, aún conservan su forma arquitectónica y proporcionan refugio, pero se les libera de toda función sustentadora de carga principal. Los muros internos, que ya no eran necesarios debido a la resistencia sustentadora de carga de la nueva estructura, y las antiguas escaleras se demolieron. Se cincelaron pequeños perfiles en U verticales en los muros perimétricos para albergar los soportes HE 200A que sustentan las vigas maestras del suelo de sección HE 220B. Apoyadas en éstas están las viguetas, tipo IPE 220, con separaciones que oscilan entre 1 m y 1,2 m, que a su vez sustentan la losa mixta del piso (diapositiva 2).

La cubierta se reconstruyó con cerchas y correas que soportaban chapas perfiladas de acero.

Los trabajos de reforma se llevaron a cabo en las siguientes etapas:

- realización de excavaciones en la parte inferior de los muros para desarrollar las nuevas zapatas de hormigón armado;
- colocación de los pernos de anclaje y las placas de base;
- después de la colocación de perfiles en U verticales en los muros perimétricos, montaje de pilares de acero en la altura completa y arriostramiento temporal de éstos en los niveles del suelo;

- construcción de la cubierta con una nueva estructura y reutilización de las tejas existentes en la cubierta;
- desde el piso superior, demolición de los muros internos y del piso correspondiente y reconstrucción del nuevo piso con viguetas y vigas maestras y losa mixta;
- consolidación de los muros de hormigón armado de los núcleos de las escaleras con escalones y descansillos colocados en la obra;
- unión final de la estructura metálica a los muros existentes y escaleras de hormigón armado y fijación con hormigón de sellado;
- finalización con tabiques, enlucido con yeso, revestimientos de los pisos y acabados.

Debido a la ilimitada variabilidad de los edificios, tanto en planta como en altura, no fue posible pronosticar con precisión la longitud exacta de cada elemento estructural en particular y se tuvo en cuenta la soldadura de todas las uniones en la obra.

5. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIO PARA OFICINAS VAN LEER EN AMSTELVEEN, PAÍSES BAJOS

El edificio para oficinas perteneciente a Van Leer, fabricantes de cilindros de acero y embalajes, se construyó a finales de la década de los años 50 para dar cabida a 500 empleados. Debido a la descentralización de la organización Van Leer, sólo unos 300 empleados han estado trabajando allí en los últimos años. Al igual que muchos edificios diseñados antes de la crisis del petróleo, los costes energéticos del edificio eran muy elevados.

El edificio constaba de un vestíbulo central, con un ala de oficinas de dos pisos en forma de V en cada extremo. Cada piso de oficinas tenía una superficie de unos 1.000 metros cuadrados. Las salas de servicios estaban en el vestíbulo central y en edificios auxiliares independientes. Las alturas de los pisos eran muy grandes: 5,6 m brutos (4,3 m netos) en las alas de oficinas, mientras que el vestíbulo central tenía una altura de 7,2 m.

La estructura sustentadora de carga estaba hecha de acero, con 19 soportes en cada ala de 1.000 metros cuadrados, con una separación de estructuras de 8,0 m. La distancia entre los soportes oscilaba, debido a la forma de la planta, entre 8,15 y 9,0 m. Los soportes están situados a unos 3 m de los muros. Los montantes de las fachadas, donde iban colocados los marcos de ventanas y los filtros solares, estaban alejados de los pisos. Cuando se proyectó originariamente el edificio, se tuvo en cuenta en los cimientos y la construcción la posibilidad de añadir un piso adicional a las alas extremas en una etapa posterior.

Los principales requisitos del programa de reformas fueron:

- reducción de la altura de los pisos en las alas de oficinas de 5,6 m a 3,75 m, para que, dentro del volumen del edificio existente, la superficie cubierta útil de oficinas pudiera incrementarse de 4.000 metros cuadrados a 6.000 metros cuadrados;
- el proyecto de una nueva fachada, completamente aislada, pero que conservara la expresión original del edificio;
- la creación de nuevas provisiones de servicios en ambas alas, tales como ascensor, escaleras y baños.

En la primera fase se adoptó la siguiente solución:

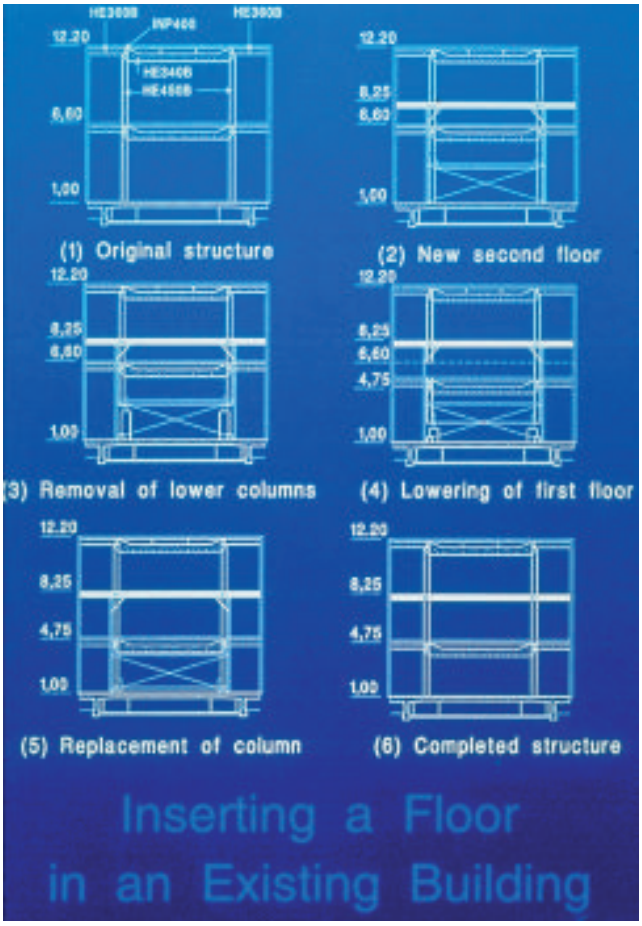
- colocación de la estructura metálica para el nuevo piso a 8,25 m;
- montaje de la estructura de apoyo temporal bajo la nueva estructura;
- acortamiento de los soportes inferiores en 1,85 m;
- colocación de los gatos;
- liberación de la presión de los gatos y posibilidad de reducción del piso en 1,85 m;
- colocación de los soportes cortados en su nueva posición y soldadura conjunta de toda la estructura.

Este procedimiento se ilustra en la diapositiva 3 y se describe con más detalle a continuación.

5.1 Montaje de la Estructura Principal y de Apoyo

Se eliminaron completamente las estructuras de los muros exteriores, dejándose solamente los montantes de apoyo. Como se describe anteriormente, primero se construyó el nuevo piso (a un nivel de 8,25 m). Todas las vigas, excepto las vigas en voladizo, se elevaron con una grúa hasta el piso existente a 6,6 m. Las vigas en voladizo se atornillaron directamente a los soportes existentes.

Se elaboró un equipo móvil especial para colocar las otras viguetas. Fue necesario elevar



Diapositiva 3

las vigas aproximadamente 1,65 m para poder montarlas a la altura correcta. Esto es una situación ideal: las vigas no tienen que levantarse mucho y no se requieren escalas ni andamiaje.

Después de haber colocado la estructura temporal y de haber sujetado los gatos a las columnas existentes, se pudo empezar a cortar los soportes principales mediante el uso de oxiacetileno. Este trabajo tenía que hacerse con sumo cuidado. El corte debía ser absolutamente horizontal, ya que las secciones de los soportes se iban a usar de nuevo en el piso superior y se iba a eliminar la menor cantidad posible de material. Este corte y eliminación era el proceso más importante de toda la operación, ya que en este momento la estructura de apoyo estaba bajo la carga máxima.

5.2 Descenso del Piso

Cuando se habían colocado todos los gatos, se soltaron los tornillos de unión entre el piso existente y los montantes. Se presurizaron los gatos y se levantó un poco toda la estructura. Entonces, se cortaron los soportes existentes y de nuevo se colocó bajo carga la estructura de apoyo. Esto se realizó para eliminar el descenso que tendría lugar cuando se eliminaran los soportes inferiores. El piso se bajó con el gato 1,85 m y se colocó sobre los soportes acortados en la planta baja.

Se tardó tres horas en hacer descender el piso los 1,85 m necesarios, a una velocidad media imperceptible de 1 cm por minuto. Las uniones de los soportes se soldaron inmediatamente después de retirar los gatos.

5.3 Finalización de la Estructura

Las secciones de los soportes que se eliminaron en la fase anterior se acortaron y se les suministró una chapa superior. Entonces se volvieron a colocar estas secciones entre el piso que se hizo descender y el nuevo piso. Se soldaron todas las uniones. Cuando se completó la soldadura, se pudo retirar la estructura de apoyo y se comenzaron a elevar con una grúa las planchas de hormigón prefabricado para el nuevo piso.

Se tardaron cinco meses y medio en construir la primera ala y la segunda ala se finalizó en un plazo de cuatro meses.

6. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIO PARA OFICINAS, SEA CONTAINERS LIMITED, LONDRES, GRAN BRETAÑA

En la orilla sur del río Támesis en Londres, junto al puente Blackfriars, está situado el hotel Kings Reach. Se construyó como un hotel en 1974/1976, pero nunca se terminó y permaneció abandonado durante algunos años, con todos sus 12 pisos y 28.000 metros cuadrados. Fue comprado por Sea Containers House Limited, que tuvo la previsión de ver el potencial de convertir el armazón en oficinas y el valor de hacerlo.

La estructura original era en hormigón armado. La estructura se asentaba sobre pilotes. Por encima del tercer piso, la estructura estaba concebida como muros transversales de hormigón situados cada 3,6 m, siendo ésta la anchura estándar de los dormitorios. Los muros irán a lo largo de la anchura total del edificio, existiendo sólo una pequeña abertura para el pasillo en cada piso. Se asentaban en la gruesa losa del tercer piso, transfiriendo las cargas de los muros hacia los pilares situados debajo, que estaban a una doble separación de 7,2 m.

La necesidad básica era eliminar los muros transversales, de forma que se pudieran abrir los pisos para uso de oficinas. El alzado original de la orilla del río tenía balcones aterrazados que ya no se necesitaban para las oficinas. Se requirieron ascensores adicionales, siendo necesaria una modificación sustancial en dos núcleos de ascensor/escalera. Fueron necesarias otras modificaciones, en especial en el montaje de aire acondicionado.



Diapositiva 4

El edificio tiene una planta en forma de T, en la que el borde largo, el ala norte, mira hacia el río Támesis. El ala sur está en ángulos rectos con el ala norte.

Tanto el ala norte como el ala sur presentaban los mismos requisitos básicos de eliminación de los muros transversales. Su eliminación se consiguió mediante la introducción de nuevos apoyos verticales hacia la mitad del edificio y nuevas vigas en cada piso, para soportar los forjados, que originalmente estaban sustentadas en los muros que se iban a eliminar. Para completar la estructura, se dejó una longitud de muro en cada extremo que se convirtieron en los soportes de las fachadas del edificio.

Para ambas alas, se usaron perfiles en U de acero laminado para las vigas. Se montaron a cada lado del muro y se sujetaron fuertemente con pernos a la losa del piso (diapositiva 4). Se construyeron soportes intermedios que actuaron como pilares de planta en el futuro, sustituyendo a los muros, como soportes convencionales en el ala norte, puesto que ya existían soportes debajo que las sustentaban. En el ala sur sólo existía un soporte en el extremo del ala situada debajo del tercer piso; El área restante estaba vacía y este ala pasa por encima de una carretera. Por lo tanto, en el ala sur las barras centrales tenían forma de péndolas soportadas por nuevas cerchas al nivel de la cubierta, todo ello siendo sustentado por el cajón original de hormigón armado poco flexible que formaban los pisos tercero al cuarto y que cruzaba la carretera.

Entre el forjado de la planta 2 y 3 se realizó una estructura median-



Diapositiva 5

te el uso de vigas compuestas unidas a los pilares existentes que actuaban de soporte de los pilares de las plantas superiores, mediante la perforación de la gran losa en la planta 3 (diapositiva 5).

Se estudió minuciosamente el método y la secuencia de la demolición del hormigón y de la introducción de una nueva estructura. El método para transferir la carga de un forjado desde los muros hasta la nueva estructura se desarrolló usando gatos planos hidráulicos. De hecho, todos los pisos de cualquier estructura vertical se levantaron con el gato en una operación, impulsada por una bomba maestra y cuyo objeto era que todas las flechas de viga y otros movimientos de "asentamiento" de la estructura fueran absorbidos por el movimiento del gato.

Aunque en algunos lugares se usó hormigón armado, la mayor parte del nuevo armazón era acero de construcción y, de hecho, se emplearon unas 2.000 toneladas en la transformación. La clara ventaja del uso de acero en esto es que el acero no experimenta retracción o fluencia y puede introducirse sin necesidad de apuntalamiento, permitiendo así inmediatamente que se sustente la estructura situada encima. Los únicos requisitos son estudiar las flechas elásticas, que se pueden explicar mediante contraflecha o mediante levantamiento con el gato hasta su posición.

7. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: GIMNASIO DE CANTU, COMO, ITALIA

Un antiguo edificio industrial de Cantu, en la provincia de Como, ha sido transformado en gimnasio mediante el uso de construcción de acero, para conseguir un cambio de plan de conjunto de la estructura original de hormigón armado.

El plan de conjunto existente consistía en una estructura de hormigón armado de dos pisos con soportes intermedios. La transformación en un gimnasio requirió desmontar completamente



Diapositiva 6

el interior del edificio, eliminando los soportes centrales y el piso intermedio. La estructura de la cubierta existente ahora se sustenta en nuevos pórticos de acero, dispuestos por pares a ambos lados de los pilares existentes. En la fachada delantera, los pórticos atraviesan los muros perimetrales de tal forma que se crea un interesante



Diapositiva 7

motivo decorativo arquitectónico, que rompe la monotonía de la fachada (diapositiva 7).

En el interior, los dinteles de la nueva estructura rodea la viga de hormigón armado existente y soporta directamente las correas de cubierta (diapositiva 6).

8. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: RUE DE L'OURCQ, PARÍS, FRANCIA

Este edificio, situado en el 135 a 145, rue de l'Ourcq y en el 24 a 36, rue Labois-Rouillon, era un edificio industrial originariamente utilizado como depósito y planta de embalaje para papel y tejidos usados, y posteriormente como almacén de muebles. La propiedad tenía que adaptarse a su nuevo cometido como bloque de apartamentos, al tiempo que se debía sacar el mejor partido de su arquitectura industrial de finales del siglo XIX (diapositiva 8).

La profundidad del edificio no permitía que la totalidad del área cubierta se usara para apartamentos. Por consiguiente, resultó necesario formar un espacio vacío en la sección central. Los arquitectos hicieron uso de esta limitación para crear un espacio interior único, fuertemente definido aunque muy diferenciado. Formaba una especie de columna vertebral que prestaba servicio a todos los apartamentos, permitiéndoles extenderse hacia una tranquila zona de jardines, alejada del ruido de la calle y proporcionándoles luz natural. Esta disposición ofrece a los apartamentos un carácter individual con una calle interior privada.



Diapositiva 8

Se han construido pequeños locales comerciales en la planta baja, a lo largo de rue de l'Ourcq y en la pequeña plaza. Esta posición se eligió debido al fácil acceso y la animación que proporciona a la calle.

Todos los pisos, vigas y soportes del interior del edificio, construidos a principios de siglo, se encontraban en un estado aceptable, sin daños importantes ni corrosión excesiva. La estructura era muy apropiada al cambio de uso del edificio, ya que sus componentes se habían proyectado originalmente para soportar pesadas cargas industriales.

Los soportes internos que sustentan los pisos están hechos de una estructura de fundición en un emparrillado estructural que mide 4 m por 4 m. Cuando la nueva disposición creó pequeñas cargas, los pilares se dejaron en su estado original. Para pesadas cargas, los pilares se encerraron en una sección cuadrada de hormigón armado. Los soportes se sustentan horizontalmente a media altura mediante las vigas de los entresuelos o mediante la fachada de hormigón armado.

Las vigas eran demasiado estrechas y algunas estaban descentradas. En la mayoría de los casos estaban dispuestas por pares, separadas un ancho de ala. De vez en cuando, una viga principal estaba formada por dos vigas de diferentes alturas. Algunas veces, las vigas estaban unidas, otras veces, eran simples. Las uniones eran tan variadas como las vigas. Por consiguiente, se han comprobado y reforzado todas las uniones cuando ha sido necesario y se han reforzado los apoyos de las vigas en los pilares.

Los pisos originales estaban hechos de viguetas que soportaban bóvedas de ladrillo hueco y capa de compresión. En ciertas zonas, se reforzó el piso cubriéndolo con hormigón en toda la altura de las viguetas. En otras áreas, se tuvieron que demoler o reforzar los pisos.

Todo el edificio está techado con una cubierta en diente de sierra, dispuesta en paralelo a la calle. Las vertientes norte estaban acristaladas y las vertientes sur estaban cubiertas con tejas. El tramo de las cerchas de diente de sierra es doble que el de las viguetas en el nivel inferior. Los pilares que sustentan la cubierta son generalmente secciones IPN 260.

La transformación que daría lugar al patio interior hizo necesaria la eliminación de varias luces cenitales norte. La orientación del edificio y su tipo de cubierta en diente de sierra lo hacían ideal para el montaje de paneles solares para calentar agua.

Fue necesario proporcionar una resistencia al fuego de media hora para los pisos y el sistema resistente. Esta resistencia al incendio se consiguió en los apartamentos o bien revistiéndolos de hormigón armado de aproximadamente 70 mm de grosor, cuando los pilares caían dentro de los muros cortafuegos entre los apartamentos, o bien con pintura intumescente. En los locales comerciales, se utilizó un revestimiento de lana de roca con una cubierta protectora de yeso.

9. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIOS DE QUÍMICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE BERLÍN, ALEMANIA

La fábrica principal del antiguo edificio de química de la Universidad Técnica de Berlín, edificio declarado de interés arquitectónico en 1982, estaba en un buen estado de conservación. Sin embargo, el interior del edificio había sufrido mucho debido a los continuos cambios de uso. La capacidad de la sala para dar cabida a las diferentes disciplinas y para el número constantemente creciente de estudiantes también se amplió al máximo y sólo la adición de una nueva ala y la incorporación de patios interiores hizo posible desenmarañar las estructuras. Esta transformación se iba a lograr como un sistema autorresistente en un estilo arquitectónico contemporáneo que, sin embargo, guardaría armonía con el lenguaje arquitectónico existente en el siglo XIX.

Se desarrollaron los siguientes pasos de programación:

- Transformación del primer piso del ala oeste delantera, para dar forma a tres laboratorios con una galería directa que se interconecta a una escalera existente
- Rediseño de las áreas del vestíbulo como un prototipo para la reorganización de todas las partes comunes
- Reconstrucción de una biblioteca en la parte oeste exterior
- Transformación de la antigua zona de la biblioteca en el tercer piso en laboratorios y salas de topografía
- Reubicación de los talleres, almacenes y cafetería en los patios interiores
- Renovación general de todo el edificio

Era esencial garantizar la continuidad de las actividades académicas durante los trabajos de reforma. Un cálculo estimativo de los costes había indicado que era más económico renovar la estructura existente que levantar una completamente nueva.

Los deseos del cliente de más espacio se pudieron satisfacer mediante la colocación de una galería, que fue posible gracias a los techos altos (diapositiva 9). La galería está unida a las escaleras existentes a través de un puente de viguetas metálicas aligeradas (diapositiva 10).



Diapositiva 9

Los nuevos elementos se habían integrado con sumo cuidado en la arquitectura existente. Se hizo un exhaustivo uso del acero, con el fin de obtener el máximo efecto de esbeltez posible y además aligerar el aspecto interior. El emparrillado de la estructura metálica se desarrolló de acuerdo con el plan de conjunto de ventanas y pilares. El transporte y montaje de los elementos estructurales durante la fase de construcción se facilitó mucho mediante el uso de uniones atornilladas. Así, por ejemplo, en la nueva



Diapositiva 10

galería un único punto de intersección sirve como unión simultánea, entre la suspensión, las viguetas, los dispositivos de fijación de las lámparas y la balaustrada.

El pasillo está enlosado con baldosas de arcilla vitrificada, en concordancia con los fragmentos existentes del antiguo piso. Los modelos de baldosas, la iluminación y la combinación de colores mejoran las estructuras de arcadas y bóvedas de arista.

10. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: SALA DE EXPOSICIONES ALTER BAHNHOF, ROSENHEIM, ALEMANIA

Construido en 1858, este edificio fue anteriormente un barracón para locomotoras antes de convertirse en una sala de exposiciones en 1987. El trabajo de reforma tenía como objetivo conservar el valioso exterior histórico, además de complementarlo con modernos conceptos arquitectónicos. La construcción de una nueva cubierta para el edificio iba a conformar la base del proyecto (diapositiva 11).

En el centro del edificio, existe una galería similar a un armario incorporado a una altura de 2,7 m. Como era necesario transformar y desmontar el nivel de esta galería, se eligió un sistema resistente formado por pilares de acero de sección hueca de 114 mm de diámetro y vigas HE 140 B.

La unión de la nueva cubierta a los muros existentes se realizó de forma consistente en



Diapositiva 11



Diapositiva 12

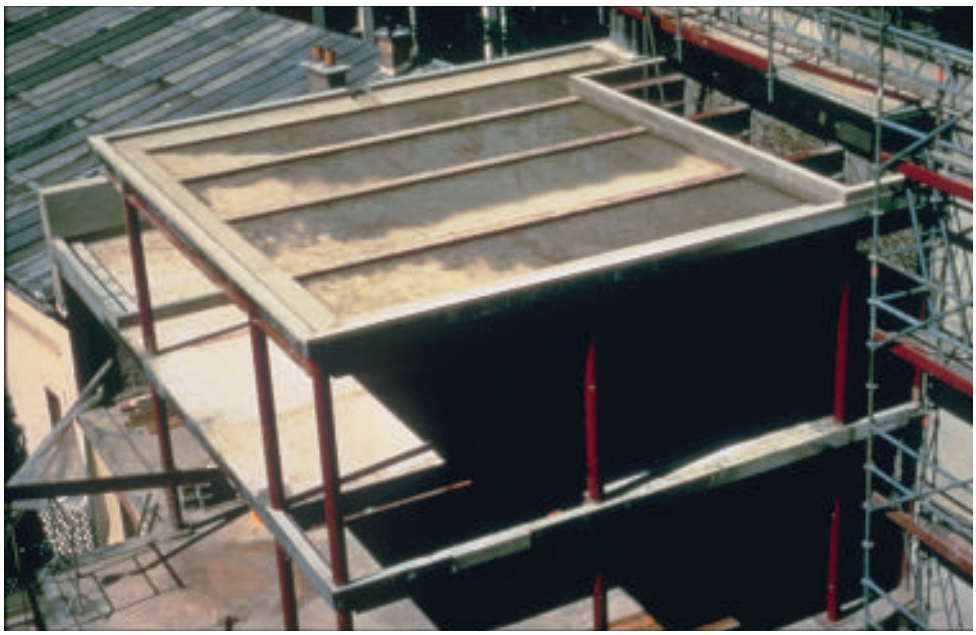
todos los puntos de contacto y cierres acristalados (diapositiva 12). La nueva estructura de cubierta consta de secciones en I IPE 500 colocadas por pares, con un tramo de 15 m. Los perfiles angulares soldados sirven para incorporar cableado. En este proyecto, el acero no sólo sugería imágenes de los ferrocarriles, sino además un material que proporciona un contraste interesante y estético a la pesada mampostería.

11. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: RUE ST. JACQUES - UN MODERNO APARTAMENTO SOBRE UNA CASA DEL SIGLO XIX

La oficina en París del arquitecto Georges Marios está situada en una casa independiente de finales del siglo XIX, cerca de la Rue Saint-Jacques, con espacio residencial en el ático. En 1988 se decidió ampliar el edificio añadiendo un piso para proporcionar alojamiento adicional de 130 metros cuadrados. El contratista principal tuvo que trabajar dentro de dos limitaciones: no se le permitió interrumpir las actividades de las oficinas, incluso cuando se retiró la cubierta; además, el peso del piso adicional tenía que ajustarse a la estructura existente. Por lo tanto, existía la necesidad de una solución intermedia entre estabilidad y poco peso.

La estructura existente, que no se había modificado con anterioridad, era del tipo de mampostería tradicional, con un tejado inclinado cubierto con tejas. La parte superior de la casa fue demolida y se construyeron dos nuevos pisos. Con el fin de permitir que no se interrumpiese el trabajo de las oficinas, el piso del ático se dejó en su lugar y se recubrió con una losa de hormigón armado liviano, para adaptar el aumento de carga y suministrar un cimiento para la nueva estructura metálica. Esta estructura está formada por pilares de tubo estructural, de 168 mm de diámetro y 6,3 mm de grosor, que sustentan vigas de borde IPE300 (diapositiva 13). Las viguetas (IPE 360) se extienden aproximadamente 8 m entre la estructura de borde y la mampostería existente.

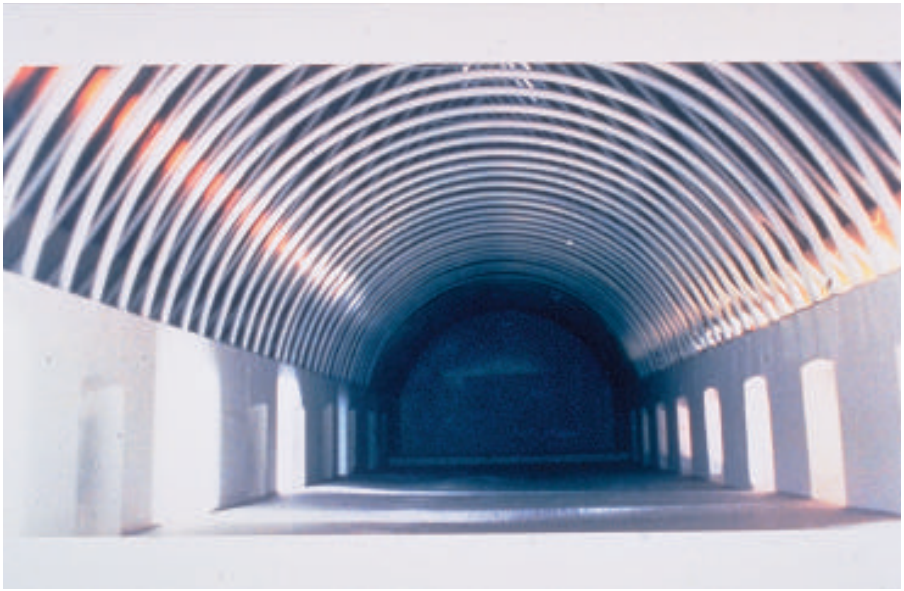
Con el fin de reducir el peso de la carga en los muros antiguos, Georges Marios eligió materiales livianos para las fachadas. Estas fachadas eran de paneles de aluminio de 6 mm (fijados en presillas con tornillos de acero inoxidable), una cavidad de 35 mm que proporcionaba aislamiento térmico y acústico, madera contrachapada de 16 mm, aislamiento de espuma de 60 mm y revestimiento interior Fermacel. En total, la nueva estructura pesa un poco menos de 30 toneladas, 8 de las cuales son el peso de la estructura metálica.



Diapositiva 13

12. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: ABADÍA DE VAL SAINT-LAMBERT SERAING, BÉLGICA

Después de un incendio en 1983, todo lo que quedó de la abadía cisterciense del siglo XIII fueron los muros y once de los dinteles de madera originales de la sala capitular. Se elaboró un proyecto para salvar este antiguo monumento y convertirlo en un centro internacional de vidriería. Tenía que armonizarse la nueva estructura de la cubierta con la austeridad y sencillez de la abadía original. Esta combinación se logró mediante el uso de dinteles de acero apoyados en un armazón curvo, en secciones huecas circulares de 193,7 mm (diapositiva 14).



Diapositiva 14

A los dinteles se fijan tejamaniles de acero resistente a la corrosión atmosférica, de 3 mm de grosor, por medio de tornillos autorroscantes, que armonizan bien con el color de la obra de mampostería original. La luz cenital se consigue mediante líneas de revestimiento de policarbonato de la misma magnitud y método de fijación que los tejamaniles, dispuestos a ambos lados de la cumbrera.

13. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: AMPLIACIÓN DEL MUSEO IMPERIAL DE GUERRA, LONDRES

El edificio que alberga el Imperial War Museum de Londres fue diseñado en 1815 por James Lewis como el Hospital Real Bethlem. En 1983, se decidió reorganizar el edificio y proporcionar espacio adicional de exposición, cerrando el patio con una cubierta acristalada. Apoyada en soportes tubulares gemelos cada 7 m. La cubierta de las tres naves consta de dos tramos laterales a un agua, que salen en voladizo 5,5 m más allá de la fila interna de soportes, de forma bastante similar a una pluma de grúa, para soportar una bóveda de cañón central, de 12 m de anchura (diapositiva 15). Esta estructura crea un memorable espacio central de 25 m de anchura, 40 m de longitud y que asciende hasta unos 23 m de altura en la parte superior del cañón. Esta superficie es para dar cabida a cinco aviones suspendidos de las vigas de borde de la bóveda utilizando cables de acero. El más pesado de todos éstos es el Mosquito de la Segunda Guerra Mundial, con 75 kN.

Por razones visuales, se adoptó una rejilla soporte para la construcción de la bóveda de cañón. Esta estructura fue analizada como una estructura tridimensional completa, con los voladizos de apoyo modelados como resortes. Se utilizó una única magnitud de barra tubular -139,7 x 10 CHS- para todas las barras internas, con una sección más grande -219 x 12,5 CHS- para las barras perimétricas. El proyecto se basaba en tensiones de proyecto inusualmente bajas, porque muchas de las soldaduras se iban a realizar en la obra, y, puesto que se utilizaban barras tubulares, sólo se pudieron conseguir soldaduras a tope de penetración parcial. Se emprendió un exhaustivo programa de ensayos no destructivos en las soldaduras de taller y de obra.



Diapositiva 15

Debido a la importancia tanto de las tolerancias muy pequeñas como del aspecto visual, se realizaron montajes de comprobación. Las comprobaciones incluían un montaje completo de la bóveda de cañón en los talleres de los fabricantes, antes de su entrega en la obra en doce piezas independientes. En la obra, la cubierta se ensambló en el suelo, usando las mismas técnicas empleadas durante la comprobación y, a continuación, se elevó mediante grúa hasta su posición, a una velocidad de 3 m por hora, para la unión a los brazos del voladizo.

14. RESUMEN FINAL

- La reforma de los edificios puede ser necesaria por diversas razones, incluida la transformación o un cambio de uso.
- Los proyectos de reforma requieren un cuidado especial en relación con cuestiones tales como secuencias de construcción y el estado de la estructura existente.
- Existe una amplia gama de actividades de reforma, incluidos el desmontaje o la sustitución de las estructuras internas y la ampliación de los edificios existentes.
- Las ventajas de una estructura de acero en la reforma tienen que ver con su relación de alta resistencia/peso, su construcción sin mortero y prefabricada y su capacidad para soportar carga inmediatamente.

15. BIBLIOGRAFÍA

[1] "Appraisal of Existing Structures", Institution of Structural Engineers, London, 1980.

[2] "Refurbishment", ARBED 1989

[3] "Corrosion Protection Guide for Steelwork in Building Refurbishment", British Steel, Teesside 1990.

16. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. "Renovation", L'Acier pour Construire, No. 45, June 1992, OTUA, Paris.

2. "Regeneration", Tubular Structures 56, British Steel, Corby.

3. Harris, A.,"Structural Steel in Refurbishment Projects", Civil Engineering, Steel Supplement, Nov/Dec 1985

ESDEP TOMO 20
SISTEMAS ESTRUCTURALES: REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Lección 20.3: Nuevo Uso de Edificios

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir el carácter de la construcción de nuevos interiores de edificios detrás de una fachada conservada o del mantenimiento de una estructura interior existente y de la sustitución de elementos sustentadores de carga de la fachada.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno

LECCIONES AFINES

Lección 20.1: Reforzar las Estructuras

Lección 20.2: Transformación y Reparación

RESUMEN

La rehabilitación de un edificio generalmente implica la sustitución de los elementos estructurales internos sustentadores de carga, al tiempo que se conserva la fachada, aunque en algunos casos podría ser la estructura externa la que se sustituye como parte de un nuevo tratamiento de revestimiento. Dicho trabajo requiere un estudio minucioso del programa de construcción y, en especial, de la relación entre trabajo temporal y permanente. El campo de trabajos temporales generalmente utilizados en dichos proyectos se describe en la lección 20.1. Cuando se pueden introducir características permanentes en una etapa inicial para estabilizar las partes conservadas del edificio, quizás sea posible conseguir ciertos ahorros de costes. Es necesario proyectar detenidamente las uniones entre la fábrica existente y el nuevo trabajo, tanto temporal como permanente, en especial por lo que se refiere a las cargas impuestas sobre la estructura conservada y el efecto de las deformaciones del nuevo trabajo sobre el material existente. Al mismo tiempo, debe proporcionarse suficiente rigidez lateral para garantizar la estabilidad. Estos principios se ilustran con diversos estudios de casos prácticos.

1. INTRODUCCIÓN

Como se explicó en la lección 20.2, existen muchas razones para reformar un edificio. En algunos casos, la reforma es tan exhaustiva que sólo se conserva la fachada original, reconstruyéndose totalmente el interior. Este trabajo podría describirse como una rehabilitación y representa la forma más amplia de actividad de reparación o reconstrucción relacionada con los edificios existentes. Aunque generalmente es más caro que la demolición total y la nueva construcción, puede ser económicamente viable, debido a la programación local o los incentivos fiscales. Por ejemplo, en el Reino Unido los edificios construidos originariamente antes de la década de 1940 pueden reunir las condiciones de un aumento en el área edificable en relación con el área total, lo que permite un área alquilable mayor que la estructura de nueva construcción equivalente en la misma ubicación. En el caso de un edificio de Finsbury Square, en Londres, se han añadido dos pisos adicionales al nivel del tejado, lo que proporciona al cliente un incremento del área alquilable. Evidentemente, es necesario tener en cuenta los aspectos económicos de la solución más costosa de la rehabilitación, frente a la opción de empezar desde el principio otra vez pero obtener un área alquilable más pequeña.

Otra importante razón para rehabilitar en lugar de reconstruir es cuando las fachadas poseen un interés arquitectónico o histórico, o cuando existen necesidades de mantener el carácter y aspecto existentes en una zona.

En Europa, muchos edificios que se están reformando presentan básicamente una construcción de mampostería, con una altura del piso al techo relativamente baja. La necesidad de conservar la fachada existente tiene generalmente mayor importancia para los proyectistas que la conservación de la estructura interior. Este tipo de reforma puede significar trabajos temporales costosos para empotrar la fachada existente, como se describe en la lección 20.1. En otros casos, quizás sea la estructura interna la que se conserva, mientras que se realizan modificaciones en la fachada.

En esta lección se habla sobre los principios constructivos de la rehabilitación y se describen algunos ejemplos típicos. Éstos ilustran cómo se puede utilizar el acero para satisfacer los requisitos estructurales y arquitectónicos.

2. PRINCIPIOS DE REHABILITACIÓN

Los principios esenciales de la rehabilitación de edificios son similares a los de cualquier nueva construcción, aunque las limitaciones de la fachada existente en cuanto a la magnitud y los detalles, tales como situaciones de las ventanas y puntos adecuados para volverse a unir a la nueva estructura interna, influirán claramente en el nuevo plan de conjunto y forma estructural. Se debe prestar una atención especial a la secuencia de construcción, debido a la necesidad de empotrar la fachada en todo momento y de garantizar que ningún trabajo temporal obstruya los montajes permanentes.

Si la fachada existente presenta una construcción lo bastante sólida, quizás sea factible reutilizarla para que soporte las fuerzas horizontales del viento y para que proporcione estabilidad a la nueva estructura. No obstante, los edificios construidos con ladrillos y mortero quizás sean incapaces de suministrar suficiente resistencia para soportar nuevas fuerzas y, por lo tanto, pueden ser necesarios sistemas estabilizadores adicionales.

El arriostramiento en cruz de S. Andrés es a menudo la forma más eficaz de proporcionar estabilidad a la nueva estructura y, como en la construcción convencional, este arriostramiento puede ubicarse alrededor del núcleo de escalera/ascensor. Si el espacio para el arriostramiento en cruz de S. Andrés es limitado, se puede usar una construcción de marco rígido, aunque es menos eficaz. Otra posibilidad es hacer uso de chapas de acero como voladizos verticales.

En la reforma, la fachada existente puede ser de un material bastante frágil y entonces es necesario limitar las flechas de viga para evitar la fisuración excesiva. Los requisitos de flechas de viga de la estructura con frecuencia tienen prioridad sobre el proyecto de tensiones y en la construcción de marco rígido quizás se requieran soportes más grandes para limitar el movimiento horizontal.

El uso de escaleras de acero prefabricadas facilita el acceso y mejora la velocidad de reconstrucción.

2.1 Secuencia de Construcción Típica

El procedimiento habitual es proporcionar apoyo temporal a las fachadas, como se describe en la lección 20.1. La estructura interna puede entonces demolerse con cuidado y retirarse de la obra. A continuación, puede montarse el nuevo sistema estructural, pero es necesario prestar una atención especial a la magnitud de los elementos que se pueden manejar, ya que la obra inevitablemente tendrá un carácter restringido y el acceso puede ser difícil. La ubicación del sistema de arriostramiento temporal de la fachada supondrá también un obstáculo.

2.2 Nueva Construcción Interna - Sistemas de Pisos

En la reforma puede usarse convenientemente cualquier tipo de piso, aunque el canto total del piso puede tener una importancia fundamental. Las alturas de los pisos existentes a menudo deben mantenerse de forma que se adapten a las disposiciones de las ventanas.

Las viguetas de madera pueden ser apropiadas cuando el carácter interno del edificio así lo requiera. Debido a la retracción o al movimiento, no se debería depender de la madera para proporcionar estabilidad, así como tener en cuenta las medidas de resistencia al incendio.

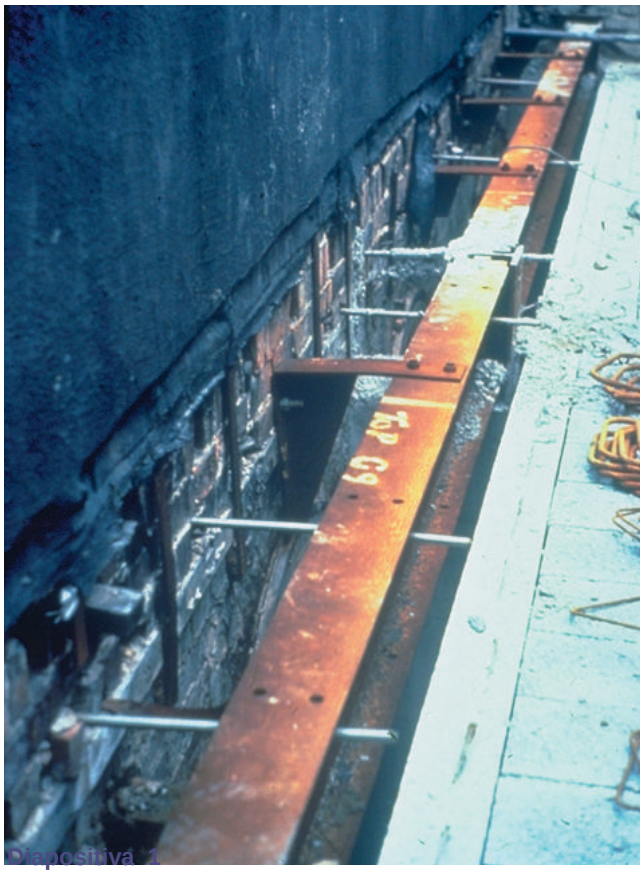
Se pueden utilizar unidades de piso prefabricadas, que se asienten o bien sobre el ala superior de los elementos metálicos o sobre un angular de asiento. Esta última posición reduce el canto total del piso, facilitando así la adaptación de servicios cuando la altura del piso pueda tener una importancia fundamental.

El límite del canto de la estructura del piso impuesto por las alturas de las ventanas existentes puede tener una importancia fundamental y es necesario que el sistema estructural tenga en cuenta los requisitos del servicio. Un emparrillado de vigas de acero que se extienda en dos direcciones se puede usar con los servicios que se extiendan en línea paralela a las vigas primarias.

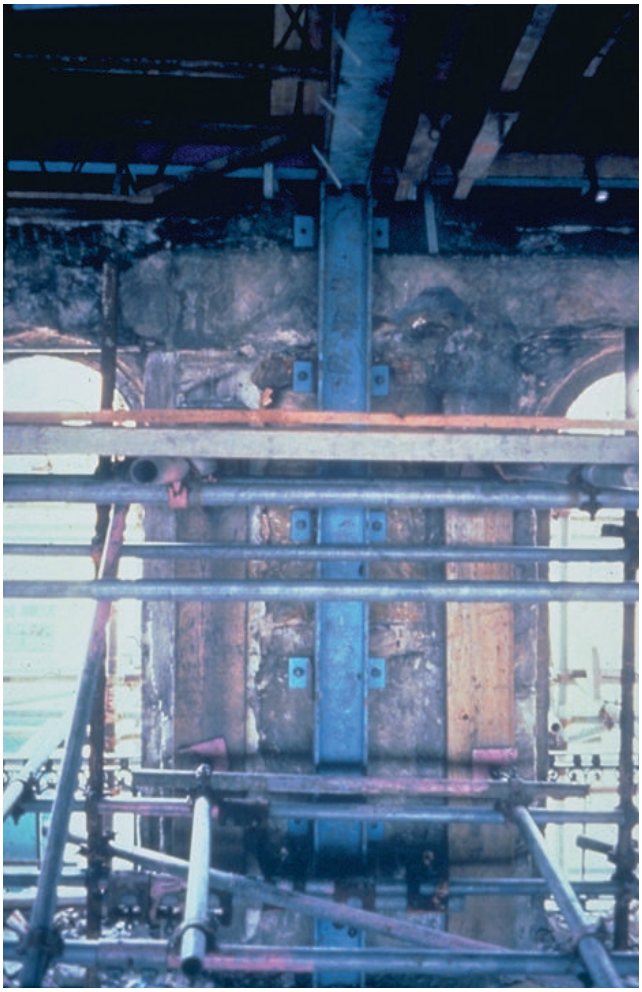
2.3 Cómo Realizar la Unión con la Fachada

Una vez que se ha completado al menos parcialmente la estructura interna, será necesario formar una unión permanente con la fachada conservada. El detalle preciso adoptado dependerá de si se va a transferir alguna carga vertical desde la nueva estructura a la fachada.

El método habitual para unir la nueva estructura de acero a la fachada existente es utilizar pernos de fijación. Sin embargo, en suelos con tendencia a la retracción tales como la arcilla, es necesario examinar la cuestión del movimiento de los cimientos. La fachada existente habrá estado soportando carga durante algunos años, lo que dará lugar al asiento de los cimientos. Una vez que se alivia la carga en la fachada y se transfiere a la estructura metálica interna, el suelo puede volver a su posición inicial y el cimiento de la fachada existente puede comenzar a aparecer. Al mismo tiempo, los nuevos cimientos empezarán a asentarse, imponiendo un movimiento diferencial entre la estructura y la fachada. El detalle normalmente adoptado es conformar una unión entre el muro y las vigas perimétricas que posea cierta flexibilidad en dirección vertical. Una forma sencilla de hacer esto es utilizar una chapa plana (diapositiva 1).



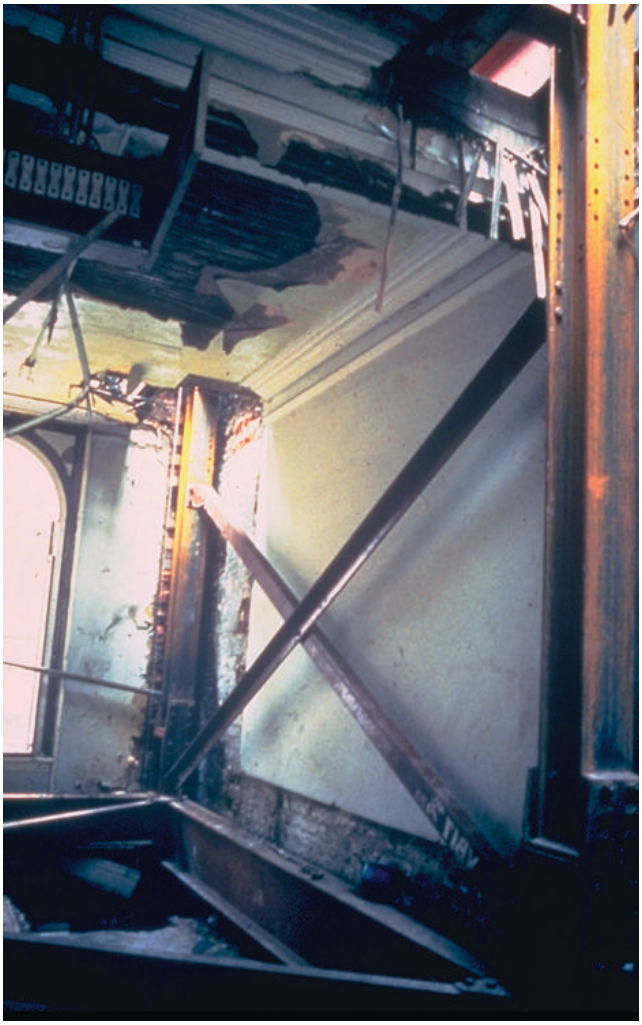
Diapositiva 1



Diapositiva 2

Si no es posible proporcionar suficiente unión a las vigas perimétricas, quizás sea necesario unir la fachada al soporte. Esta unión puede conseguirse mediante el uso de perfiles angulares soldados a ambos lados del soporte y atornillados en la fachada, empleando anclajes de resina epoxídica (diapositiva 2).

Por otra parte, la fachada puede "unirse de parte a parte" utilizando varillas y arandelas de acero inoxidable. Las varillas se instalan a través de orificios sobredimensionados, perforados



Diapositiva 3

en la fachada y cavidades en el exterior, para alojar las chapas de tuercas y arandelas. Internamente, el orificio sobredimensionado permite el movimiento en sentido vertical; el embridado horizontal lo suministra la acción de fijación por medio de las tuercas en cualquier extremo de la varilla. El problema principal de esta técnica es la necesidad de que quede en buenas condiciones, que en las fachadas complejas puede resultar una operación cara.

2.4 Sistema de Retención de la Fachada como Parte del Trabajo Permanente

Los marcos metálicos utilizados para soportar las fachadas pueden incluirse como parte de los trabajos finales. Generalmente, esta operación podría suponer la instalación de los soportes antes de la demolición (diapositiva 3). Si es necesario, se puede proporcionar arriostramiento angular temporal y se pueden montar inmediatamente las viguetas sobre el nivel del piso existente si esto es conveniente para la programación final. Se pueden realizar uniones temporales entre las viguetas de acero y la fachada en forma de una consola de apoyo de plataforma.



Diapositiva 4

Entonces se puede realizar la demolición de los pisos y muros internos (diapositiva 4) y la parte conservada de la fachada se embrida mediante el marco que se ha instalado.

Una vez finalizada la demolición y despejado el lugar de la obra, puede tener lugar la reconstrucción del resto del edificio (diapositiva 5).

El arriostramiento en cruz de S. Andrés que se proporciona para estabilizar el marco mientras se elimina el interior se suprime fácilmente después de que finaliza el contrato y constituye una forma relativamente barata de suministrar trabajos temporales.



Diapositiva 5

Quizás se requiera un método combinado. En el caso de la reconstrucción de los almacenes Waring and Gillow"s de Londres, se sujetó la antigua fachada mediante una estructura temporal de 210 metros, que constaba de soportes de 300 x 300 UC arriostrados con perfiles en U, que formaban un sistema autorresistente ubicado dentro del perímetro del edificio. Esta estructura permitió que la fachada y una zona de 5 m de anchura situada detrás de ella se conservase intacta mientras se demolía la parte restante del edificio. Después de reconstruir el interior de acuerdo con un plan de conjunto nuevo y más funcional, que proporcionaba 14.800 m^2 de moderno espacio de oficinas, la estructura metálica se retiró gradualmente [1].

2.5 Reestructuración que Conlleva Modificaciones en la Fachada

Si los soportes perimétricos están en una posición que es inaceptable para la planificación arquitectónica del edificio, entonces es posible con un marco metálico volver a colocarlos. Este reposicionamiento generalmente implica la construcción de un apoyo de cuna temporal a las vigas internas que permita que se retiren los soportes perimétricos (diapositiva 6). Los nuevos soportes pueden entonces unirse a la viga de acero, en este caso mediante el uso de angulares de unión y llevarse a cabo sobre un nuevo cimiento.

2.6 Consideraciones Generales del Acero en la Reestructuración

Los mismos principios de construcción eficaz de un nuevo edificio también se relacionan con la reforma y, en algunos aspectos, tienen una importancia aún más fundamental. Una vez que se ha despejado el lugar de la obra y un nuevo sistema está listo para su introducción, a menudo es posible preensamblar elementos de acero en la obra para agilizar el proceso de montaje.

Las ventajas de la estructura de acero es que ésta no experimenta retracción ni fluencia y puede soportar cargas desde el primer momento. Lo único que hay que tener en cuenta es la resistencia y el dimensionado, así como la flecha de servicio. Es evidente la necesidad de limitar la flecha de viga de los elementos metálicos para evitar la fisuración de las fachadas que se estén realizando. El método habitual es precombar la estructura de acero y utilizar cuñas de apriete para crear flechas iniciales antes de completarlo con mampostería o mortero.



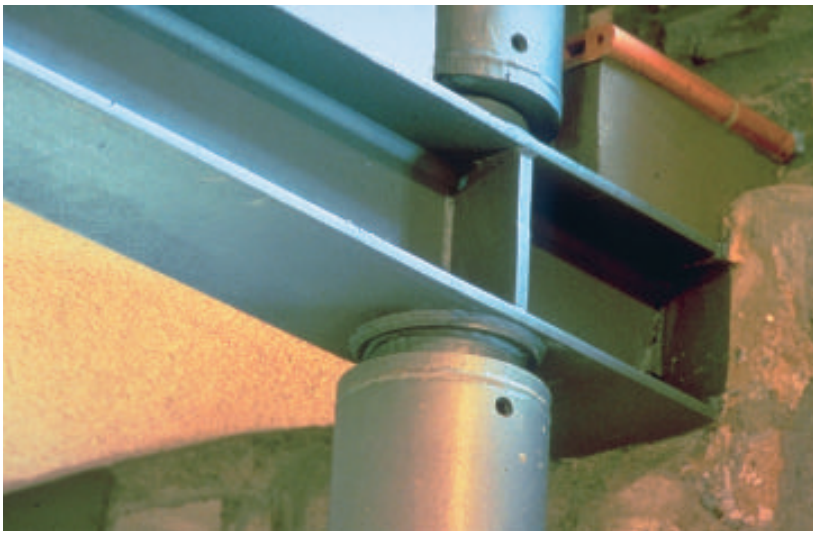
Diapositiva 6

3. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: DEPENDENCIAS DE TRABAJO EN LA ESCUELA FOLKWANG DE ESSEN-WERDEN, ALEMANIA

Después de su restauración, las antiguas dependencias de trabajo de la Abadía de Essen-Werden albergaban el comedor, la cafetería, un escenario de arte experimental y salas de ensayo. Sólo una pequeña parte del edificio histórico se dejó como estaba. La cubierta se desmontó y el edificio se vació completamente. Sólo se conservaron las paredes exteriores.

Los nuevos accesorios -torres, escaleras, galerías y terrazas- se introdujeron como unidades estructurales independientes dentro de los límites de los muros en ángulo, completamente separados del revestimiento exterior.

La nueva construcción está dispuesta de tal forma que las únicas cargas impuestas en los muros exteriores existentes son las del peso propio y el viento (diapositiva 7). Las cargas verticales se sustentan en una estructura metálica, mientras que las cargas horizontales son soportadas por los núcleos de hormigón armado situados cerca de la entrada principal, que arriostran todo el edificio.



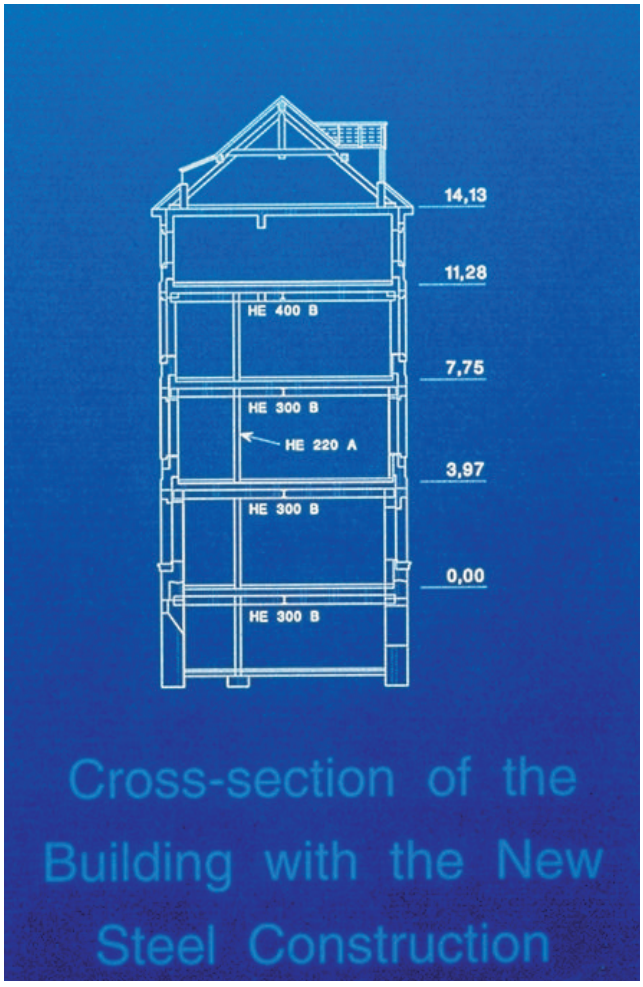
Diapositiva 7

La estructura de cubierta permanece visible desde el interior en la zona del estudio, el escenario experimental y el vestíbulo. Las cargas de la cubierta se sustentan en dinteles y correas y se transfieren a una celosía en los ejes transversales del edificio. Por último, la estructura en celosía transfiere las cargas verticales al suelo por medio de los soportes. El arriostramiento se suministra mediante cerchas de tubos de acero que soportan las cargas horizontales de la cubierta. El arriostramiento fuera de la propia cubierta se consigue gracias a estructuras de barras comprimidas transversales y en dirección longitudinal mediante dinteles.

4. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: KANNERLAND, LIMPERTSBERG, LUXEMBURGO

El edificio es un convento perteneciente a la orden de Santa Isabel. Entre las funciones del convento se encuentra la de dirigir un hogar infantil que está al cuidado de las hermanas de la Orden. Desde la década de 1970, se venía observando que el espacio disponible ya no bastaba para hacer frente a las necesidades, así que se decidió reconstruir el hogar infantil. Se decidió que la antigua ala se convertiría en la residencia de las hermanas.

Como la disposición de las habitaciones en la antigua ala no era apropiada para la función que se le acababa de asignar y los interiores estaban en un estado de deterioro bastante avanzado, se tomó la decisión de vaciar el edificio y renovarlo totalmente.



Diapositiva 8

Puesto que las antiguas fachadas ornamentales y la estructura de cubierta se iban a dejar como estaban, los materiales sólo se podían introducir a través de vanos de puertas o ventanas relativamente pequeños, haciendo que el uso de perfiles en I fuera especialmente apropiado.

Los pisos existentes se desmontaron por orden y se sustituyeron por nuevas vigas HE 300 B o HE 400 B (diapositiva 8). Estas vigas se apoyan en los muros externos de mampostería, que tienen un grosor de hasta 70 cm. Cuando esta estructura de apoyo se situaba directamente sobre el hueco de una ventana, se introducía una viga transversal (HE 200 A) en la mampostería sobre el dintel de la ventana, con el fin de transferir las cargas de la viga.

Durante la construcción, se tomaron las siguientes medidas para estabilizar el edificio y la nueva construcción de acero:

- Se colocaron tirantes (de 22 mm de diámetro) para eliminar la presión lateral ejercida por los dinteles principales de la cubierta a dos aguas
- Entre las vigas del techo se colocó un arriostramiento transversal en cruz de S. Andrés hecho de flejes de acero de 60 x 10 mm
- Se colocaron riostras intermedias (HE 180 A) entre las viguetas

Estas medidas eran temporales y cada uno de los elementos se retiró después de que el hormigón había fraguado y se habían construido los tabiques estabilizadores.

Con el fin de proteger del fuego la construcción de acero, los soportes HE 200 A se cubrieron con metal foraminado y se incorporaron a la fábrica circundante (24 cm). Las vigas están protegidas con planchas de falso techo que son resistentes al incendio.

Con un área superficial utilizable de 1.500 m^2, la nueva residencia de las hermanas tiene cabida, entre otras cosas, para 18 salones, 2 huecos de escalera y un pozo de ascensor, un refectorio con una cocina, así como una pequeña capilla con una sacristía y un confesionario en el primer piso.

5. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EL ROEMERHOF EN ZURICH, SUIZA [2]

La reforma del Roemerhof de Zurich sigue un modelo muy similar al de Kannerland descrito anteriormente. El edificio posee un notable mérito arquitectónico y fue construido a finales del siglo pasado. Para resolver los crecientes problemas de espacio, el Banco consideró dos alternativas: demolición del edificio y reconstrucción de uno nuevo, o reestructuración del edificio existente, dando a su interior un plan de conjunto más racional y dejando la fachada sin cambiar. Prevaleció la segunda alternativa: sin duda era más válida desde un punto de vista cultural y, además, permitía que la actividad comercial continuase en la oficina durante el trabajo, gracias a un programa de operaciones muy detallado.

El interior se desmontó completamente y se sustituyó por una estructura metálica arriostrada por los núcleos de la escalera y el ascensor. Las diversas etapas de construcción tuvieron lugar de la manera siguiente:

- Construcción de nuevos cimientos
- Apertura de huecos apropiados en los muros de las fachadas y en los pisos, para montar nuevos soportes de acero, que se introdujeron desde arriba después de dejar al descubierto parcialmente la cubierta
- Montaje de arriostramientos transversal y longitudinal temporales, para estabilizar los muros de las fachadas mientras se retiraban los pisos existentes
- Montaje de las vigas y viguetas horizontales
- Acabado de los pisos, hechos de chapas perfiladas como encofrado perdido y losa de hormigón.

El uso de una estructura metálica dio lugar a una significativa reducción del peso de la estructura, con lo que se conseguían unos cimientos más ligeros. Gracias a la rapidez del montaje, también se pudo cumplir el programa con unas interferencias mínimas en la actividad de la empresa.

6. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EDIFICIO PARA OFICINAS WETERINGS-CHANS 165, AMSTERDAM, PAÍSES BAJOS

Este proyecto implicaba la renovación y ampliación de unos antiguos grandes almacenes, construidos originalmente en 1934. Estos grandes almacenes, proyectados por el arquitecto J. Dulker para la cadena de moda Winter, ya eran de por sí una renovación parcial de una antigua escuela técnica. Se había dejado que el edificio se deteriorase desde 1968 aproximadamente, permaneciendo vacío desde 1975 hasta esta renovación en 1982. El interés particular de este proyecto es la reutilización de la estructura metálica existente con una nueva fachada de acero.



Diapositiva 9

La historia del edificio había desempeñado un importante papel en el proyecto. La idea central no era fundamentalmente hacer un edificio que ocupara un lugar discreto en la calle, sino llevar más lejos las ideas sugeridas por el arquitecto Dulker en 1934: la construcción de una fachada de metal.

La fachada es de acero separada de la estructura. El revestimiento exterior está hecho de cajones de acero horizontales rellenos de lana mineral. El exterior está cubierto con paneles verticales, acabados en un revestimiento gris aplicado en fábrica. El interior está acabado en chapa de acero esmaltada, que también contiene los elementos de calefacción. Los marcos de las ventanas y los marcos de los escaparates son de aluminio anodizado.

La estructura existente constaba de vigas y pilares de acero, colocados en los cimientos existentes en la antigua escuela técnica. Para esta renovación se eliminaron el revestimiento de acero y las viguetas de madera. Con el fin de hacer que el edificio fuera más práctico y obtener un piso adicional, se llevaron a cabo las siguientes operaciones de construcción:

- Los cimientos se reforzaron con pilotes
- Se eliminó una fila de soportes centrales y se sustituyó por dos filas, reduciendo así el vano de 7,70 m y 8,90 m a 5,80 m
- Se reforzaron las vigas existentes
- Se colocaron nuevas vigas y pilares de acero para el nuevo piso (diapositiva 9)
- Se construyeron pisos y cubiertas de tablero metálico y hormigón fabricado a pie de obra
- Todos los pilares de acero existentes se proyectaron en hormigón como protección contra el incendio
- Las vigas de acero se rociaron con un material ignífugo

- Se demolieron el pozo del ascensor y las escaleras existentes y se construyeron dos nuevas escaleras y un pozo central con dos ascensores

Al ampliar el tercer piso existente y añadir un nuevo cuarto piso, fue posible aumentar el área utilizable de 2.150 a 3.140 m^2.

7. ESTUDIO DE CASO PRÁCTICO: EL TRIBUNAL DE JUSTICIA DE ANCONA, ITALIA

Este edificio se vació completamente y se reestructuró para albergar las nuevas oficinas del tribunal. Se conservó la disposición de las ventanas, cornisas y todos los adornos de las fachadas de mampostería que caracterizaban su estilo neorrenacentista.

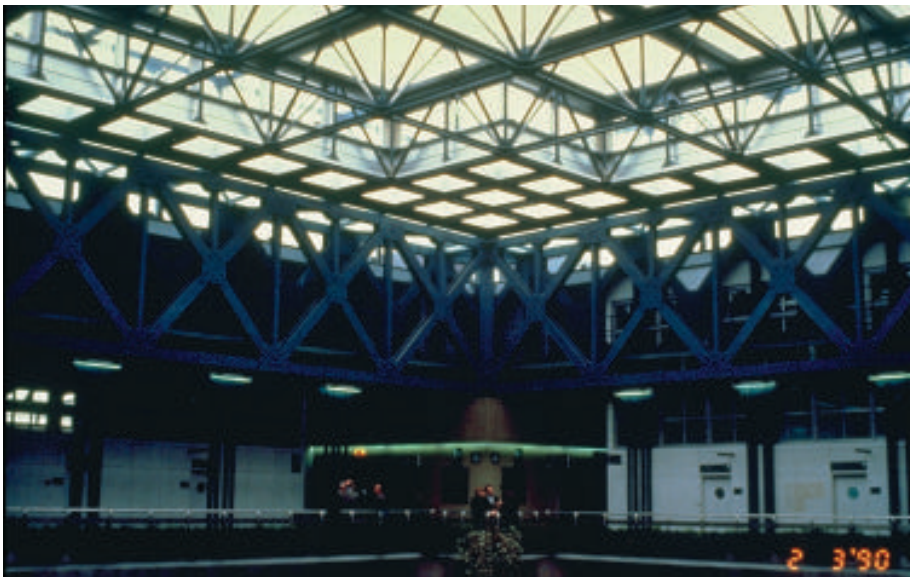
La principal estructura sustentadora de carga consta de cuatro torres de hormigón armado, de 9 m x 9 m, que contienen escaleras, ascensores y servicios de pisos, y que están ubicadas en las esquinas del patio cubierto interior. Estas torres proporcionan el apoyo vertical a la cubierta y a los cinco pisos suspendidos de ella, así como estabilidad horizontal para resistir los efectos de la actividad sísmica (diapositiva 10).

El sistema de suspensión de la cubierta consta de cuatro pares de vigas en celosías apoyadas en el borde interior de las cuatro torres de hormigón armado, señalando así el perímetro del patio cubierto. Cada par de vigas de celosías forma una viga en cajón de 1,80 m de anchura, 4 m de altura, con montantes cada 3,0 m y diagonales en forma de X. Todas las barras del reticulado están fabricadas en perfiles en I de acero, unidos por medio de cartelas atornilladas. El anillo interior, formado por cuatro pares de vigas con un vano de 21,40 m, representa el componente clave de la estructura metálica al que están unidas las demás barras de la estructura:

- Las vigas que soportan los lucernarios de la cúpula, que iluminan el patio interior, descansan sobre los nudos de las vigas de celosías superiores
- Las vigas, que abarcan la zona situada fuera del perímetro definido por las cua-



Diapositiva 10



Diapositiva 11



Diapositiva 12

tro torres, están unidas a los nudos de las vigas de celosías inferiores

- Los tirantes de los cuatro pisos colgados debajo arrancan en grupos de cuatro desde los nudos de las vigas de celosías de los cordones inferiores (diapositiva 11)

Los cinco pisos colgados de las vigas de la cubierta se relacionan con las cuatro zonas de aproximadamente 9 $\times$ 20 m situadas entre las cuatro torres (diapositiva 12). Constan de vigas y viguetas de acero, que soportan losas de piso de tablero de metal compuesto. Las vigas maestras en la parte interior están suspendidas mediante tirantes del anillo de viga en cajón, mientras que en la parte exterior descansan sobre las estructuras de hormigón armado que conforman el área perimétrica situada entre las cuatro torres y las fachadas exteriores del edificio. Estaban unidas mediante soldadura a chapas apropiadas colocadas previamente en el hormigón. Todos los demás componentes estructurales se ensamblaron en la obra con uniones atornilladas. Cada uno de los elementos se fabricó en magnitudes convenientes para su transporte dentro del casco histórico de la ciudad y el montaje dentro de un área de gran densidad.

8. RESUMEN FINAL

- Cada vez es más frecuente la rehabilitación de los edificios existentes que implique una importante reestructuración y a menudo se encuentran ejemplos de trascendencia arquitectónica que requieren una minuciosa atención.
- Cuando se van a conservar las fachadas y se va a sustituir la estructura interna, un importante motivo de preocupación es garantizar la estabilidad de los muros existentes, generalmente mediante trabajos temporales durante la construcción y posteriormente mediante una apropiada sujeción a la nueva estructura.
- Cuando se pueda introducir una estructura permanente en una etapa inicial de la secuencia de reconstrucción, quizás sea posible reducir al mínimo la cantidad de trabajos temporales requeridos, ahorrando, de esta forma, costes.
- Es necesario planificar detenidamente los detalles de la construcción, prestando la debida atención a la transferencia de carga entre los trabajos nuevos y existentes y a la necesidad de rigidez en la nueva estructura, tanto horizontalmente, para estabilizar las fachadas existentes, como verticalmente, cuando las partes existentes del edificio se van a apoyar sobre nuevos elementos de vigas.
- En el trabajo de rehabilitación, el acero ofrece las ventajas de un trabajo de construcción prefabricada y sin mortero, que puede sujetarse al edificio ya existente de forma relativamente sencilla y que es capaz de soportar carga inmediatamente después de que se finaliza el montaje.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] "Something Old ...", Building with Steel, Vol. , No. 4, April 1979, Constrado.

[2] "Refurbishment", ARBED, Luxembourg 1989.

10. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. "Renovation", L"Acier pour Construire, No. 45, June 1992, OTUA, Paris

2. "Regeneration", Tubular Structures 56, British Steel, Corby.

3. Harris, A., "Structural Steel in Refurbishment Projects", Civil Engineering, Steel Supplement, Nov/Dec 1985.

4. "Historical Structural Steelwork Handbook", British Constructional Steelwork Association, London 1984.

5. "Innovations in Steel: New Life for Old Buildings", IISI, Brussels 1992.

ESDEP TOMO 20
SISTEMAS ESTRUCTURALES: REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Lección 20.4: Valoración de Vida Residual Tradicional de Puentes

OBJETIVOS/CONTENIDO

Demostrar los medios con los que los puentes existentes se pueden dar valor y, cuando sea necesario, reforzar.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Ninguno.

LECCIONES AFINES

Lección 18.2: Acciones en Puentes

RESUMEN

La mayoría de los actuales puentes de acero de carreteras y ferrocarriles son estructuras remachadas construidas en el siglo pasado.

Muchos de estos antiguos puentes se han reparado o reforzado varias veces después de los daños sufridos en las Guerras Mundiales o debido a los cambios en los requisitos de servicio. Es necesario valorar la seguridad de estos puentes para las modernas cargas debidas al tráfico a lo largo de su duración de servicio probable.

Se ofrece un método clásico para la valoración de la seguridad de la fatiga remanente de los actuales puentes de ferrocarriles. Este método se basa en el procedimiento que se ofrece en las Normas de los Ferrocarriles Alemanes. Hay que advertir que las líneas S-N a las que se alude en este método no se ajustan a las líneas S-N que se ofrecen en el Eurocódigo 3. Además, las hipótesis de seguridad utilizadas en este método son diferentes a las especificadas en el Eurocódigo 3. No obstante, el método puede trasladarse fácilmente al sistema del Eurocódigo. El método se ilustra mediante un ejemplo numérico. Se aplican principios similares a los puentes de autopistas.

Se perfilan los métodos generales de refuerzo de los puentes y se ofrece un estudio de un caso práctico.

1. INTRODUCCIÓN

La naturaleza del comportamiento de un puente exige que la estructura deba estar sujeta a inspección y mantenimiento regulares. Los antiguos puentes de acero que están sometidos a una creciente densidad de tráfico y a cargas debidas al tráfico quizás necesiten una verificación de seguridad general para evaluarlos, con el fin de determinar su seguridad residual y duración de servicio probable. Esto puede incluir:

- determinación experimental de las tensiones
- valoración del estado
- refuerzo de los elementos
- sustitución de los elementos
- reducción de la velocidad
- reducción del tráfico
- cierre parcial o total de la línea férrea o carretera

Los métodos para evaluar la duración de servicio probable de las estructuras existentes se están haciendo cada vez más importantes a medida que crece exponencialmente el número de estructuras que superan su vida de proyecto. Este crecimiento se relaciona con el auge de la construcción de puentes que comenzó hace cien años. Es necesario sustituir pocas estructuras cuando alcanzan su vida de proyecto, porque en el pasado la vida de proyecto no se definía científicamente. La mayoría de las estructuras pueden soportar cargas de fatiga muy superiores a su vida de proyecto original.

La vida de proyecto es ese período en el que se requiere que un puente tenga un rendimiento seguro, con una probabilidad aceptable de que no necesitará reparación.

Generalmente, se sabe poco de las cargas, modificaciones estructurales o posible ubicación de grietas que con anterioridad se produjeron en un puente existente. A partir de sencillas hipótesis moderadas y procedimientos por pasos, se puede tomar una decisión adecuada en relación con la seguridad de la estructura.

En las páginas siguientes se ofrece un método clásico para la valoración de la seguridad de la fatiga remanente de los actuales puentes de ferrocarriles. Este método se basa en el procedimiento que se ofrece en las Normas de los Ferrocarriles Alemanes.

Hay que advertir que las líneas S-N a las que se alude en este método no se ajustan a las líneas S-N que se ofrecen en el Eurocódigo 3. Además, las hipótesis de seguridad utilizadas en este método son diferentes a las especificadas en el Eurocódigo 3. No obstante, el método puede trasladarse fácilmente al sistema del Eurocódigo a su debido tiempo.

2. ELEMENTOS GENERALES

2.1 Las Curvas de Wöhler

Un primer paso a la hora de evaluar la duración de servicio probable de un puente de ferrocarril de acero, ya existente, es valorar su vida a la fatiga con las curvas de Wöhler.

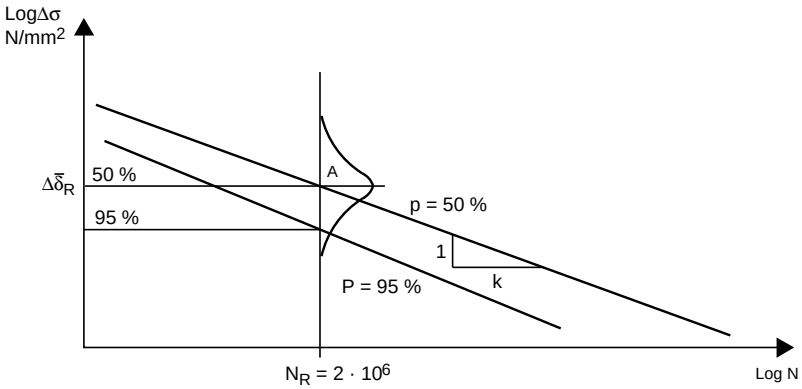


Figura 1 Curva de Wöhler con inclinación constante según DS 804

La rotura por fatiga se produce en elementos sometidos a cargas variables en valores significativamente inferiores a aquéllos que provocarían rotura en condiciones estáticas. Los primeros estudios sistemáticos sobre la fatiga fueron llevados a cabo por Wöhler. La expresión que relaciona el número de ciclos N y la variación de las tensiones $\Delta\sigma = \sigma_{máx} - \sigma_{mín}$ (la diferencia algebraica entre los dos extremos de un ciclo de tensiones) puede representarse en una escala logarítmica como una línea recta. Esta línea se conoce como la curva de Wöhler (o la curva S-N). La resistencia a la fatiga se define mediante una serie de curvas de Wöhler, en la que cada una de ellas se aplica a una categoría de detalles típica (la designación que se da a un detalle soldado o atornillado en particular). Estas curvas se obtienen experimentalmente a partir de un gran número de pruebas. Generalmente, la parte lineal de la curva de Wöhler se define mediante:

$$N_i = (\Delta\sigma_R / \Delta\sigma_i)^k \cdot N_R \qquad (1)$$

$$o \quad N_i = C\,\Delta\,\sigma_i^k$$

donde:

$$C = N_R\,\Delta\,\sigma_R^k \qquad (2)$$

$$o \quad \log N_i = \log (N_R\,\Delta\,\sigma_R^k) - k \log \Delta\sigma_i \qquad (3)$$

donde:

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ son variaciones de tensiones individuales en un espectro de proyecto

n_i son el número de repeticiones aplicadas de variaciones de tensiones perjudiciales $\Delta\sigma_i$

N_i son el número de repeticiones de variaciones de tensiones $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$.... que provocan la rotura, correspondientes a n_1, n_2 .... repeticiones de ciclos de tensiones aplicados.

N_R $= 2 \times 10^6$ ciclos

$\Delta\sigma_R$ = resistencia a la fatiga en N_R ciclos

k es la inclinación de la curva.

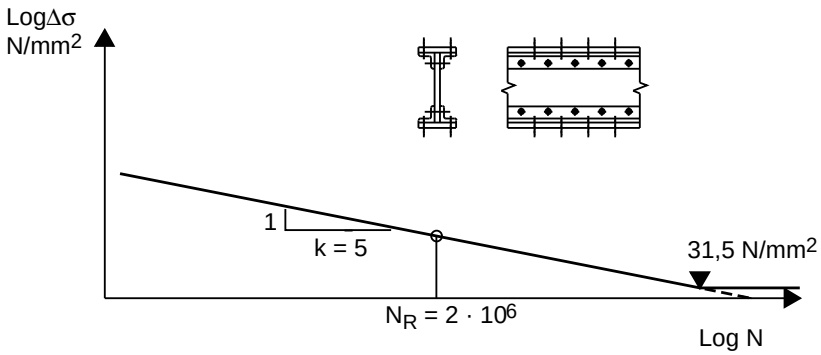


Figura 2 Curva de Wöhler con inclinación y límite de corte según DS 804

Existen diferentes formas de curvas de Wöhler que se pueden utilizar para los cálculos de los daños:

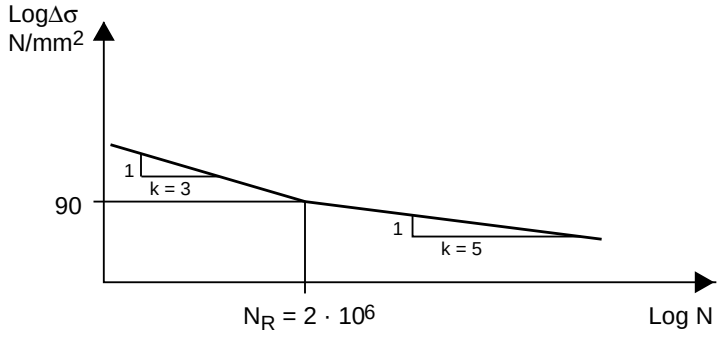


Figura 3 Curva de Wöhler con dos inclinaciones según DS 804

- con inclinación única (figura 1); incluso las bajas variaciones de tensiones contribuyen a la fatiga del material.

- con inclinación única y límite de corte (figura 2); las bajas variaciones de tensiones situadas por debajo del punto de quiebra no contribuyen a la fatiga del material.

- con dos inclinaciones (figura 3); las pequeñas variaciones de tensiones situadas por debajo del punto de quiebra tienen un efecto más pequeño pero finito.

Deberían observarse los puntos siguientes:

1. Las curvas de Wöhler se establecen estadísticamente; no se puede usar un pequeño número de pruebas experimentales para modificarlas.

2. Para las estructuras remachadas, el valor de la inclinación es k = 5,0; para los elementos soldados, k posee el valor 3,75.

2.2 La Regla de Palmgren - Langer - Miner

El daño acumulativo provocado por los diferentes modelos de carga que actúan en una estructura se determina por:

$$S = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \qquad (4)$$

La ecuación (4) se puede transformar (figura 4)

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + ... + \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_e}{N_e} \leq 1 \qquad (5)$$

A partir de la ecuación (1) para una parte lineal de la curva S-N

$$N_i = N_R \Delta\sigma_R^k \frac{1}{\Delta\sigma_i^k} = C \frac{1}{\Delta\sigma_i^k} \qquad (6)$$

$$N_e = N_R \Delta\sigma_R^k \frac{1}{\Delta\sigma_e^k} = C \frac{1}{\Delta\sigma_e^k} \qquad (7)$$

(e = equivalente)

donde C es un valor constante definido por $N = 2\times 10^6$

Sustituyendo las ecuaciones (6) y (7) por la ecuación (5) tenemos:

$$\frac{n_i \Delta\sigma_1^k}{C} + \frac{n_2 \Delta\sigma_2^k}{C} + ... + \frac{n_i \Delta\sigma_i^k}{C} = \frac{n_e \Delta\sigma_e^k}{C} \qquad (8)$$

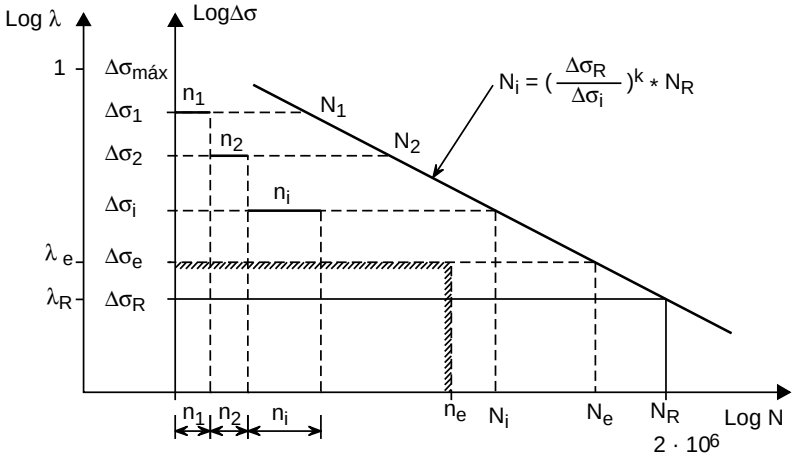


Figura 4 Transformación de la historia de tensiones

y finalmente:

$$\Sigma\, n_i\, \Delta\, \sigma_i^k = n_e\, \Delta\, \sigma_e^k \qquad (9)$$

Las variaciones de tensiones pueden relacionarse con el valor

$$\Delta\, \sigma_{UIC} = (\text{máx}\ \sigma_{UIC} - \text{mín}\ \sigma_{UIC})$$

donde σ_{UIC} son las tensiones resultantes de la carga UIC estándar, con la tolerancia apropiada para los efectos dinámicos, como se explica más adelante.

Si $\lambda = \Delta\, \sigma_i / \Delta\, \sigma_{UIC}$ entonces

$$\Sigma\, n_i\, \Delta\, \lambda_i^k = n_e\, .\lambda_e^k \qquad (10)$$

Matemáticamente, la relación expresa la equivalencia entre las diferentes áreas de la figura 4.

2.3 Coeficientes Dinámicos de los Trenes Reales

El efecto dinámico de un tren en movimiento se expresa generalmente como un porcentaje de la carga no permanente estática. Por ejemplo, la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC) y la Norma Alemana DS 805 [2] ofrece la siguiente expresión para el coeficiente dinámico:

$$1 + \rho \qquad (11)$$

donde $\rho = a_1\ \rho' + a_2\ \rho'' \qquad \rho < 1 \qquad (12)$

ρ' se refiere a un raíl intacto

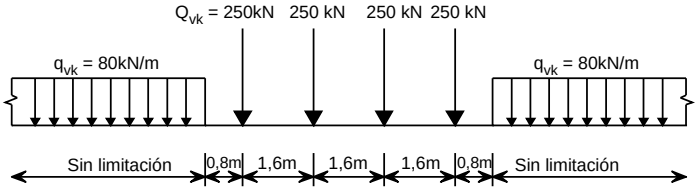


Figura 5 Carga 71 de la UIC y valores característicos de cargas verticales

ρ'' tiene en cuenta las imperfecciones del raíl

Los valores a_1 y a_2 son:

$$a_1 \begin{cases} \dfrac{15 + l}{12 + 0{,}1l} & \text{para trenes a vapor} \\ 1{,}0 & \text{para el resto de trenes} \end{cases}$$

$$a_2 \begin{cases} 1{,}0 & \text{calidad de raíl 3} \\ 0{,}5 & \text{calidad de raíl 2} \\ 0 & \text{calidad de raíl 1} \end{cases}$$

La Norma Alemana [2] ofrece las siguientes definiciones de la calidad de los raíles:

Calidad 3 - Imperfecciones de 2 mm de profundidad en una longitud de 1000 mm; generalmente antes de 1930, o cuando la velocidad v < 80 km/h

Calidad 2 - Imperfecciones de 1 mm de profundidad en una longitud de 1000 mm del raíl; para una velocidad 80 < v < 140 km/h

Calidad 1 - sin imperfecciones del raíl; para v > 140 km/h

Los valores de ρ' y ρ'' se ofrecen en las tablas 1 y 2.

2.4 Coeficiente Dinámico de la Carga de la UIC

La carga 71 de la UIC representa el efecto estático del tráfico normal de los ferrocarriles en la vía férrea, como se muestra en la figura 5.

Teniendo en cuenta los efectos dinámicos resultantes del movimiento de vehículos a gran velocidad, la carga equivalente puede calcularse a partir de las cargas estáticas, multiplicadas por un coeficiente dinámico, de la siguiente manera:

v [km/h] / 1 [m]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	140	160	180
2	0,0177	0,0360	0,0549	0,0746	0,0951	0,1163	0,1383	0,1612	0,1851	0,2099	0,2357	0,2625	0,3196	0,3815	0,4483
5	0,0177	0,0360	0,0549	0,0746	0,0951	0,1163	0,1383	0,1612	0,1851	0,2099	0,2357	0,2625	0,3196	0,3815	0,4483
7	0,0177	0,0360	0,0549	0,0746	0,0951	0,1163	0,1383	0,1612	0,1851	0,2099	0,2357	0,2625	0,3196	0,3815	0,4483
10	0,0177	0,0360	0,0549	0,0746	0,0951	0,1163	0,1383	0,1612	0,1851	0,2099	0,2357	0,2625	0,3196	0,3815	0,4483
15	0,0177	0,0360	0,0549	0,0746	0,0951	0,1163	0,1383	0,1612	0,1851	0,2099	0,2357	0,2625	0,3196	0,3815	0,4483
20	0,0177	0,0360	0,0549	0,0746	0,0951	0,1163	0,1383	0,1612	0,1851	0,2099	0,2357	0,2625	0,3196	0,3815	0,4483
30	0,0149	0,0303	0,0462	0,0625	0,0794	0,0968	0,1148	0,1334	0,1526	0,1725	0,1930	0,2142	0,2589	0,3067	0,3579
40	0,0133	0,0269	0,0409	0,0552	0,0700	0,0852	0,1008	0,1169	0,1335	0,1505	0,1681	0,1862	0,2240	0,2642	0,3069
50	0,0121	0,0245	0,0372	0,0502	0,0635	0,0772	0,0913	0,1057	0,1205	0,1357	0,1513	0,1673	0,2007	0,2360	0,2733
70	0,0105	0,0213	0,0323	0,0435	0,0549	0,0667	0,0786	0,0909	0,1034	0,1163	0,1294	0,1428	0,1706	0,1998	0,2304
100	0,0091	0,0183	0,0278	0,0374	0,0472	0,0571	0,0673	0,0776	0,0882	0,0990	0,1100	0,1212	0,1442	0,1683	0,1933
120	0,0084	0,0170	0,0257	0,0346	0,0436	0,0528	0,0622	0,0717	0,0814	0,0912	0,1013	0,1115	0,1325	0,1544	0,1771

Tabla 1 Valores del Coeficiente ρ' [2]

v [km/h] / 1 [m]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	140	160	180
2	0,0673	0,1345	0,2018	0,2690	0,3363	0,4055	0,4708	0,5380	0,5380	0,5380	0,5380	0,5380	0,5380	0,5380	0,5380
5	0,0545	0,1090	0,1635	0,2181	0,2726	0,3271	0,3816	0,4361	0,4361	0,4361	0,4361	0,4361	0,4361	0,4361	0,4361
7	0,0429	0,0858	0,1287	0,1715	0,2144	0,2573	0,3002	0,3431	0,3431	0,3431	0,3431	0,3431	0,3431	0,3431	0,3431
10	0,0258	0,0515	0,773	0,1030	0,1288	0,1545	0,1603	0,2060	0,2060	0,2060	0,2060	0,2060	0,2060	0,2060	0,2060
15	0,0074	0,0148	0,0221	0,0295	0,0369	0,0443	0,0516	0,0590	0,0590	0,0590	0,0590	0,0590	0,0590	0,0590	0,0590
20	0,0013	0,0026	0,0038	0,0051	0,0064	0,0077	0,0090	0,0103	0,0103	0,0103	0,0103	0,0103	0,0103	0,0103	0,0103
30	0,0012	0,0024	0,0036	0,0048	0,0060	0,0072	0,0084	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095
40	0,0004	0,0007	0,0011	0,0015	0,0019	0,0022	0,0026	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030	0,0030
50	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
70	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
100	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
120	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Tabla 2 Valores del Coeficiente ρ" [2]

$$\begin{cases} 1{,}67 & 0 \le L \le 3{,}61 \text{ m} \\ \dfrac{1{,}44}{\sqrt{L_\phi} - 0{,}2} + 0{,}82 & 3{,}61 \le L \le 65 \text{ m} \\ 1{,}00 & 65 \text{ m} \le L \end{cases} \quad (13)$$

Los valores de la longitud característica L_ϕ pueden tomarse de la tabla 3.

3. PASOS PRINCIPALES PARA LA VALORACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA FATIGA DE LOS PUENTES DE FERRO-CARRILES EXISTENTES

De acuerdo con DS 805 [2], la definición de una estructura existente es aquélla que tenga más de 10 años de antigüedad. Los pasos principales a la hora de evaluar la seguridad de los puentes existentes son los siguientes:

- El daño acumulativo provocado por diferentes trenes se determina mediante la regla de la suma de Palmgren-Langer-Miner:

$$S = \Sigma \frac{n_i}{N_i} \quad \text{donde} \quad \begin{cases} n_i \rightarrow \Delta \sigma_i \\ Ni \rightarrow \Delta\sigma \text{ rotura} \end{cases} \qquad (14)$$

- La curva de Wöhler para calcular N_i tiene la forma:

$$N_i = \left(\frac{\Delta \sigma_R}{\Delta \sigma_i} \right)^k N_R \qquad (15)$$

donde $\Delta \sigma_R$ es el valor de la variación de la tensión de proyecto para $N_R = 2 \times 10^6$ ciclos, obtenido mediante la aplicación de un coeficiente de seguridad

$$\Delta\sigma_R = \Delta \bar{\sigma} / \gamma_R \quad (\gamma_R = 1{,}65)$$

$\Delta\bar{\delta}$ es la ϕ = resistencia a la fatiga del 50% en $N_R = 2 \times 10^6$ ciclos

$\Delta \sigma_i$ es el valor de la variación de la tensión para N_i ciclos

- Las variaciones de tensiones se relacionan con el valor $\Delta \sigma_{uic}$ (máxima variación de la tensión) producido por el modelo de carga 71 de la UIC:

$$\Delta \sigma_{uic} = \text{máx } \sigma_{uic} - \text{mín } \sigma_{uic}$$

$$\text{y} \quad \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \sigma_{uic}} = \lambda_i; \quad \frac{\Delta \bar{\sigma}_R}{\Delta \sigma_{uic}} = \lambda_R \qquad (16)$$

Deberían observarse los puntos siguientes:

1. La introducción de estos valores permite tabular la relación λ_i:

$$\lambda_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \sigma_{uic}} = \frac{1+\rho}{\phi} \frac{\Delta M_i}{\Delta M_{uic}} \qquad (17)$$

2. Para una jácena libremente apoyada de la tabla 3 (Caso 5), los momentos de flexión producidos por el modelo de carga 71 de la UIC se ofrecen en la tabla 4.

- Las curvas de Wöhler se convierten en:

$$N_i = \left(\frac{\lambda_R}{\lambda_i} \right)^k N_R \qquad (18)$$

- Utilizando la expresión anterior y la regla PLM, el daño acumulativo es:

$$S_p = \sum_i \frac{n_i \lambda_i^k}{N_R \lambda_R^k} = \frac{1}{N_R \lambda_R^k} \Sigma n_i \lambda_i^k \qquad (19)$$

- La expresión $\Sigma n_i \lambda_i^k$ se refiere a todos los trenes que han cruzado el puente; para calcular el daño total a la estructura hasta el momento presente S_p, la relación de tensión λ_i se divide en una suma (λ_{Tj} es producida por los trenes "j"). Si N_j es el número de trenes tipo "j" que cruzan el puente en un día y T_n es el período en años a lo largo del cual estos trenes han cruzado el puente, el número total de trenes que cruzan durante este período es:

$$Z_{Tm} = 365\, T_n \sum_j N_j \qquad (20)$$

Para la evaluación de la seguridad de la fatiga de la estructura es necesario volver a examinar el tráfico en el pasado. Éste es un

Tabla 3 Definiciones de longitudes características para cálculos de fatiga

Caso	Elemento Estructural	Longitud Característica L_ϕ
CHAPA DE TABLERO Tablero cerrado (de acero) con balasto (chapa de tablero ortotrópica para tensiones locales)		
1	Tablero con nervios longitudinales y transversales	
	1.1 Chapa de tablero (para ambas direcciones)	3 × separación de los travesaños
	1.2 Nervios longitudinales (incluidos pequeños voladizos de hasta 0,50 m)(*)	3 × separación de los travesaños
	1.3 Travesaños, riostras de borde	2 × longitud de los travesaños
2	Chapa de tablero con travesaños solamente	
	2.1 Chapa de tablero (para ambas direcciones)	2 × separación de los travesaños + 3 m
	2.2 Travesaños, riostras de borde	2 × longitud de los travesaños
CHAPA DE TABLERO Tablero abierto (de acero) sin balasto		(para tensiones locales)
3	3.1 Traviesas	
	– como un elemento de un emparrillado	3 × separación de los travesaños
	– libremente apoyadas	separación de los travesaños + 3 m
	3.2 Voladizo de traviesa	la longitud característica da lugar a $\phi_3 = 2{,}0$
	3.3 Travesaños, riostras de borde	2 × longitud de los travesaños
CHAPA DE TABLERO CON BALASTO (hormigón estructural) (tensiones locales y transversales)		
4	4.1 Chapas de tablero como parte de vigas en cajón o cabeza superior de viga maestra	
	– extendiéndose transversalmente a las vigas principales	3 × tramo de chapa de tablero
	– extendiéndose en dirección longitudinal	3 × tramo de chapa de tablero o longitud característica de viga principal; lo menor
	– voladizos transversales que soportan la carga debida a los ferrocarriles	véase nota a pie de página (**)
	4.2 Chapa de tablero continua sobre los travesaños (en la dirección de la viga principal)	2 × tramo de chapa de tablero en dirección longitudinal
	4.3 Chapa tablero para puentes de tablero inferior:	
	– extendiéndose en perpendicular a vigas principales	tramo de chapa de tablero
	– extendiéndose en dirección longitudinal	2 × tramo de chapa de tablero o longitud característica de vigas principales; lo menor
	4.4 Losas de tablero que se extienden transversalmente entre las vigas de acero embebidas en hormigón	2 × longitud característica en dirección longitudinal
ELEMENTOS DE VIGA PRINCIPAL		
5	5.1 Losas y jácenas libremente apoyadas (incluidas vigas de acero embebidas en hormigón)	Tramo en dirección de la viga principal
	5.2 Jácenas y losas continuas sobre n tramos con:	$L_\phi = k \cdot L_m$, al menos máx. L_i (i=1,....,n)
	$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + .. + L_n)$	$\frac{n = 2 \quad 3 \quad 4 \quad \geq 5}{k = 1{,}2 \; 1{,}3 \; 1{,}4 \; 1{,}5}$

* En general, todos los voladizos superiores a 0,50 m y que soporten cargas debidas a ferrocarriles requieren un estudio especial.
(**) Estos voladizos requieren un estudio especial.

Tabla 4 Momentos de flexión máximos producidos en una jácena libremente apoyada por la carga 71 de la UIC

L (m)	$M_{máx}$ (kN.m)	L (m)	$M_{máx}$ (kN.m)	L (m)	$M_{máx}$ (kN.m)
1,0	62,5	6	732,2	34	15340
1,2	75,0	7	974,2	36	16990
1,4	87,5	8	1251	38	18710
1,6	100,0	9	1543	40	20520
1,8	112,7	10	1855	42	22400
2,0	125,8	11	2187	44	24360
2,2	139,3	12	2539	46	26410
2,4	153,2	13	2911	48	28530
2,6	167,5	14	3303	50	30740
2,8	182,2	15	3715	52	33020
3,0	197,3	16	4147	54	35380
3,2	212,8	17	4599	56	37830
3,4	241,2	18	5071	58	40350
3,6	275,0	19	5563	60	42960
3,8	312,5	20	6075	65	49820
4,0	350,0	22	7159	70	57180
4,2	387,5	24	8323	75	65040
4,4	425,0	26	9567	80	73400
4,6	462,5	28	10890	85	82260
4,8	500,0	30	12300	90	91620
5,0	537,7	32	13780	100	111800

problema difícil; analizando todo el tráfico de cierto período es posible tipificar los trenes. Dichos tipos de fatiga de los trenes de acuerdo con la DS 805 se ofrecen en la tabla 5; los valores correspondientes para el daño relacionado λ_{Tj} para cada tren se muestran en la tabla 6.

- El daño total para el período mencionado anteriormente es:

$$S_{Tm} = \frac{365}{N_R \lambda_R^k} T_n \sum_j N_{jn} \lambda_{Tj}^k \qquad (21)$$

- Sumando esto a lo largo de la vida de la estructura (T_n, con n = 1,2 ..m)

$$S_p = \frac{365}{N_R \lambda_R^k} \sum_{n=1}^{m} T_n \sum_j N_{jn} (\lambda_{Tjn})^k \qquad (22)$$

- Claramente, si S < 1 , la estructura o el elemento tiene suficiente seguridad frente a la rotura por fatiga.

- La seguridad de la fatiga para el daño acumulativo se determina mediante:

$$\gamma_{t,p} = \left(\frac{1}{S_p}\right)^{1/k} \geq 1 \qquad (23)$$

- La fórmula anterior tiene una explicación sencilla; la transformación puede seguirse en la figura 6:

$$\left(\frac{1}{S_p}\right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{N_R \lambda_R^k}{\sum_i n_i \lambda_i^k}\right)^{\frac{1}{k}}$$

$$\left(\frac{1}{S_p}\right)^{\frac{1}{k}} = \lambda_R \left(\frac{N_R}{\sum_i n_i \lambda_i^k}\right)^{\frac{1}{k}}$$

Con $\Sigma n_i \lambda_i^k = N_R \lambda_p^k$

tenemos $\frac{1}{\lambda_p^k} = \frac{N_R}{\sum n_i \lambda_i^k}$

y finalmente $\left(\frac{1}{S_p}\right)^{\frac{1}{k}} = \frac{\lambda_R}{\lambda_p} \geq 1$

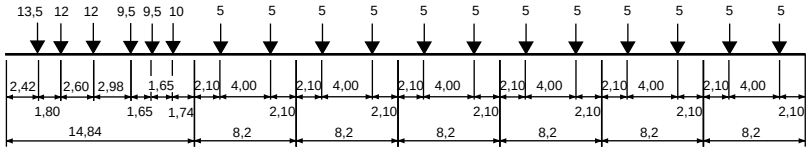
La relación de los dos valores depende del concepto de seguridad adoptado; cuanto más pequeño sea λ_p en comparación con λ_R, mayor será la seguridad.

- Por último, las principales posibilidades prácticas son:

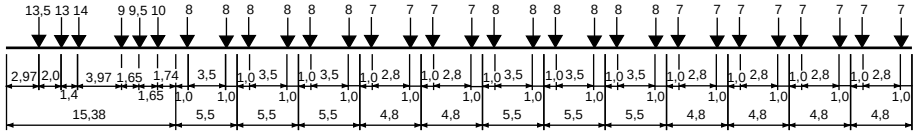
1. Estructuras o elementos, para los que la condición

Tabla 5 Tipos históricos de trenes para el análisis de la fatiga [1]

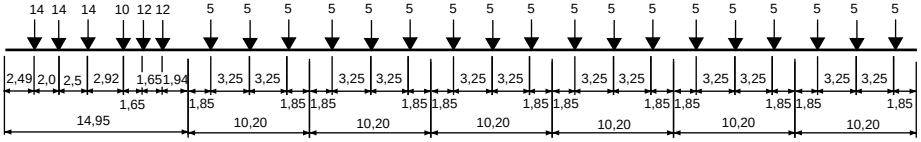
Tipo 2.1 (1876-1890) Σ P = 126,5 t L = 64,04 m



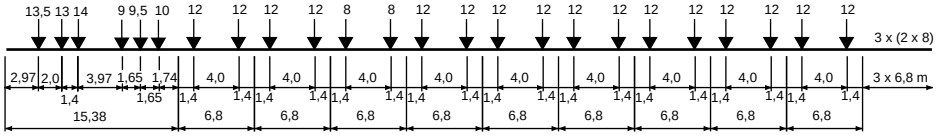
Tipo 2.2 (1876-1890) Σ P = 249 t L = 77,18 m



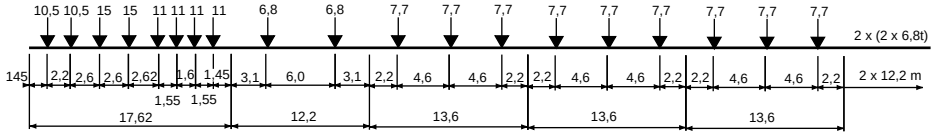
Tipo 3.1 (1891-1905) Σ P = 166 t L = 76,15 m



Tipo 3.2 (1891-1905) Σ P = 325 t L = 76,98 m



Tipo 4.1 (1906-1920) Σ P = 205,1 t L = 95,02 m



Tipo 6.1 (1936-1950) Σ P = 294 t L = 98,78 m

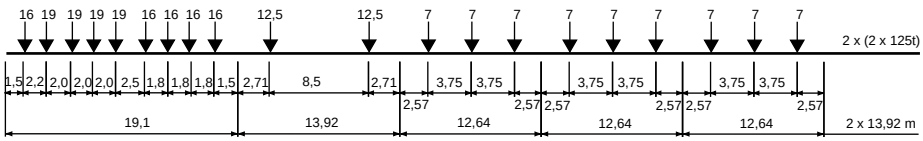
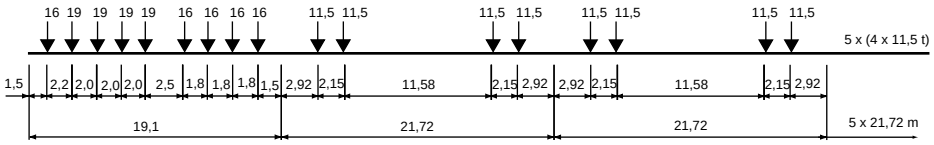
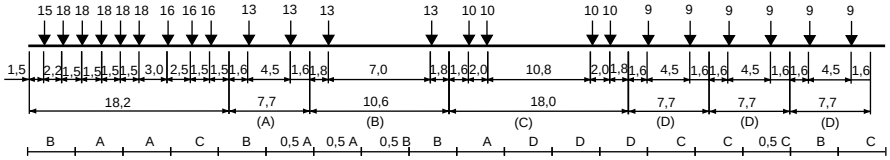


Tabla 5 Tipos históricos de trenes para el análisis de la fatiga [1] (continuación)

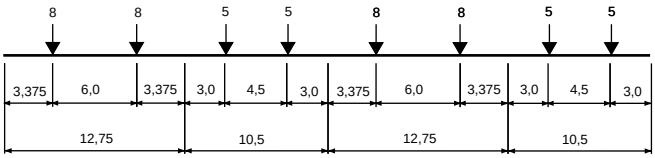
Tipo 6.2 (1936-1950) Σ P = 478 t L = 171,14 m



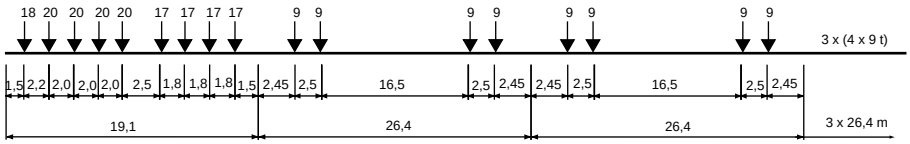
Tipo 6.3 (1936-1950) Σ P = 732 t L = 271,9 m



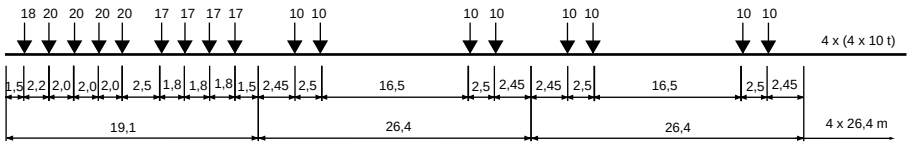
Tipo 7.1 (1951-1965) Σ P = 52 t L = 46,5 m



Tipo 7.2 (1951-1965) Σ P = 346 t L = 151,1 m



Tipo 7.3 (1951-1965) Σ P = 406 t L = 177,5 m



$$\gamma_t^k \cdot S_p \leq 1 \qquad (24)$$

se satisface y no existen grietas. Pueden considerarse como suficientemente seguros frente a la rotura por fatiga.

En la relación anterior, γ_t es un coeficiente dividido dependiendo de la edad de la estructura en el momento del cálculo:

$$\gamma_t = \gamma_{R,t} \cdot \gamma_{S,t} \qquad (25)$$

Tabla 6 λ_{Tj} - para fatiga superior a los trenes (k = 5) [2]

Período	Tren j	Long. del Tramo [m]									
		2	3	5	7	10	15	20	25	50	100
1	1 2										
2	1 2	0,637 0,709	0,595 0,653	0,423 0,523	0,411 0,515	0,364 0,445	0,577 0,577	0,370 0,412	0,298 0,335	0,277 0,358	0,116 0,197
3	1 2	0,721 0,884	0,612 0,823	0,466 0,529	0,464 0,515	0,404 0,445	0,635 0,577	0,453 0,412	0,335 0,335	0,325 0,374	0,134 0,224
4	1 2 3	0,753 0,938 0,891	0,685 0,798 0,810	0,477 0,580 0,484	0,463 0,577 0,465	0,445 0,549 0,446	0,692 0,756 0,635	0,494 0,535 0,453	0,410 0,447 0,373	0,358 0,423 0,390	0,155 0,189 0,218
5	1 2 3	1,116 1,117 1,104	0,891 0,911 1,019	0,657 0,666 0,748	0,668 0,609 0,748	0,647 0,589 0,744	0,981 0,813 1,043	0,700 0,618 0,701	0,596 0,522 0,560	0,569 0,537 0,537	0,247 0,229 0,245
6	1 2 3	1,090 1,148 1,071	0,869 0,888 1,010	0,672 0,699 0,814	0,671 0,692 0,832	0,687 0,699 0,813	0,981 0,983 1,156	0,741 0,741 0,782	0,596 0,596 0,634	0,569 0,569 0,602	0,229 0,239 0,253
7	1 2 3 4	0,427 1,134 1,148 1,385	0,411 0,810 0,843 1,264	0,252 0,658 0,660 0,883	0,185 0,673 0,674 0,782	0,125 0,689 0,691 0,777	0,174 1,040 1,043 1,100	0,124 0,782 0,783 0,743	0,112 0,634 0,634 0,634	0,114 0,602 0,602 0,667	0,053 0,232 0,237 0,310
8	1 2 3 4	0,427 1,068 1,193 1,413	0,411 1,016 0,981 1,355	0,252 0,515 0,670 0,805	0,185 0,447 0,643 0,633	0,125 0,416 0,582 0,499	0,174 0,592 0,722 0,676	0,124 0,415 0,541 0,468	0,112 0,373 0,450 0,379	0,114 0,325 0,439 0,409	0,053 0,134 0,184 0,211

$$\gamma_{R,t} = 1{,}65 - \left[\left(\frac{t_g}{30}\right)^{\frac{1}{k}} - 1\right] \quad \begin{cases} \leq 1{,}65 \\ \geq 1{,}30 \end{cases}$$

$\gamma_{S,t} = 1{,}15$

t_g - edad de la estructura.

2. Si:

$$1{,}0 \leq \gamma_t^k \cdot S_p < 1{,}1 \qquad (26)$$

y no se encuentran grietas que necesiten una acción inmediata, entonces en la siguiente inspección se debe prestar una especial atención a estos elementos.

3. Si:

$$1{,}1 \leq \gamma_t^k \cdot S_p < 1{,}2 \qquad (27)$$

Tabla 6 (continuación) λ_{Tj} - para fatiga superior a los trenes (k = 3,75) [2]

Período	Tren j	Long. del Tramo [m]									
		2	3	5	7	10	15	20	25	50	100
1	1 2										
2	1 2	0,713 0,846	0,648 0,731	0,435 0,541	0,414 0,520	0,365 0,445	0,577 0,577	0,371 0,412	0,298 0,336	0,277 0,358	0,116 0,197
3	1 2	0,813 1,089	0,678 1,004	0,471 0,565	0,468 0,522	0,405 0,449	0,635 0,578	0,453 0,412	0,336 0,336	0,325 0,374	0,134 0,224
4	1 2 3	0,880 1,158 1,109	0,791 0,962 1,000	0,511 0,625 0,526	0,467 0,608 0,475	0,445 0,591 0,450	0,693 0,777 0,637	0,494 0,538 0,454	0,410 0,448 0,373	0,358 0,423 0,391	0,155 0,189 0,218
5	1 2 3	1,318 1,396 1,420	1,034 1,089 1,287	0,679 0,760 0,845	0,674 0,685 0,811	0,648 0,635 0,782	0,981 0,835 1,064	0,700 0,620 0,705	0,595 0,522 0,563	0,569 0,537 0,537	0,247 0,229 0,245
6	1 2 3	1,289 1,423 1,371	0,999 1,049 1,275	0,719 0,706 0,886	0,686 0,751 0,870	0,688 0,731 0,830	0,981 0,997 1,166	0,741 0,742 0,786	0,596 0,597 0,635	0,569 0,569 0,602	0,229 0,239 0,253
7	1 2 3 4	0,480 1,336 1,374 1,804	0,464 0,914 0,980 1,611	0,283 0,686 0,692 1,065	0,205 0,694 0,699 0,876	0,130 0,697 0,707 0,807	0,177 1,048 1,062 1,117	0,126 0,785 0,789 0,750	0,114 0,635 0,635 0,638	0,114 0,602 0,602 0,669	0,053 0,232 0,237 0,310
8	1 2 3 4	0,480 1,221 1,445 1,814	0,464 1,151 1,183 1,716	0,283 0,577 0,760 1,013	0,205 0,495 0,694 0,740	0,130 0,442 0,621 0,560	0,177 0,622 0,779 0,728	0,126 0,426 0,562 0,493	0,114 0,377 0,460 0,394	0,114 0,325 0,439 0,416	0,053 0,134 0,184 0,211

se debe ordenar una inspección especial inmediata, que debe repetirse después de 3 años; se debe prestar una especial atención a las grietas y a su tasa de crecimiento.

4. Cuando:

$$\gamma_t^k \cdot S_p \geq 1{,}2 \qquad (28)$$

se debe ordenar una inspección especial inmediata, que debe repetirse cada año. Se deben tomar otras medidas de mantenimiento; se debe prestar una especial atención a las grietas.

Este proceso se ilustra en el ejemplo de la página 24.

Se debería observar que no es posible impedir todas las roturas, pero si se desea evitar colapsos importantes, deben aprenderse las lecciones de roturas anteriores. La figura 7 muestra

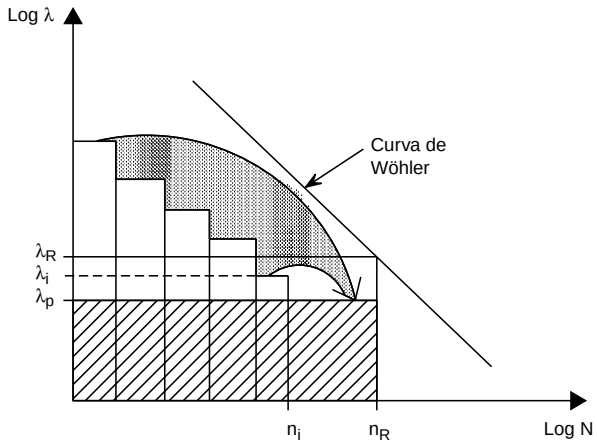


Figura 6 Transformación de la ecuación (23)

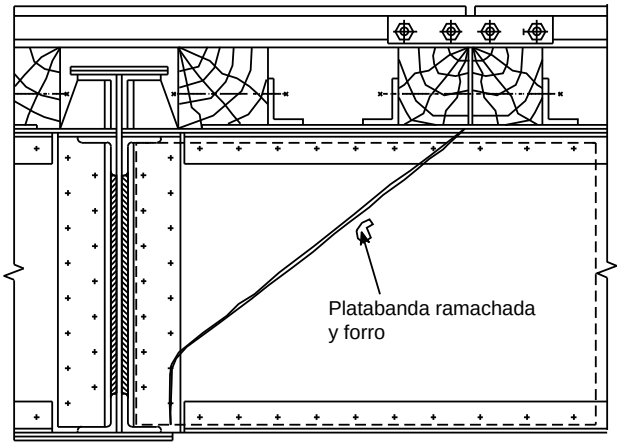


Figura 7 Rotura de fatiga en un larguero (en un puente construido en 1911, con una luz de 75 m)

una rotura de fatiga que apareció en un larguero de un puente construido en 1911 con un tramo de 75 m. Esta rotura tuvo su origen en una junta de raíles imperfecta.

4. REFUERZO DE LOS PUENTES DE ACERO

4.1 Consideraciones Generales

Durante el servicio, los puentes están sujetos a desgaste; además, el volumen inicial del tráfico ha aumentado, especialmente en los últimos 50 años. Por lo tanto, muchos puentes requieren refuerzo.

En primer lugar es necesario valorar el estado del puente y, a continuación, si es necesario, realizar un proyecto de refuerzo. La inspección debería tener en cuenta:

(a) la edad del puente y de cualquier reparación;

(b) el alcance y la ubicación de todos los defectos: grietas, deformaciones locales, corrosión, etc.

(c) datos a pie de obra sobre la clase de acero, la tensión y la deformación unitaria en diferentes puntos, etc.

La valoración debería incluir un estudio de viabilidad para demostrar el coste-beneficio del refuerzo. Debe hacerse hincapié en que el refuerzo puede ampliar la vida de un puente en aproximadamente 20-40 años. No crea un nuevo puente y, por lo tanto, sólo es una propuesta realista si el coste es inferior al 40% de un puente de sustitución.

4.2 Métodos de Refuerzo

4.2.1 Refuerzo Directo

Se utiliza para superar los defectos locales e implica la colocación de elementos adicionales. Existen dos posibilidades:

- Las superficies a nivel existentes, en las que se colocan directamente nuevos elementos (figura 8a).
- Las superficies que requieren cierta preparación inicial, p. ej., eliminando las cabezas de los remaches (figura 8b) para proporcionar una cara a nivel, en la que se pueden colocar nuevos elementos.

4.2.2 Refuerzo Indirecto

En este caso, se introducen elementos independientes dentro de la estructura. Existen muchos tipos. Algunos pueden permitir fuerzas de pretensado inicial, aumentando así la eficacia del refuerzo.

Los métodos principales para proporcionar refuerzo indirecto son:

Refuerzo con cables de acero para pretensado

Los cables de acero para pretensado pueden ser una simple barra o una sección com-

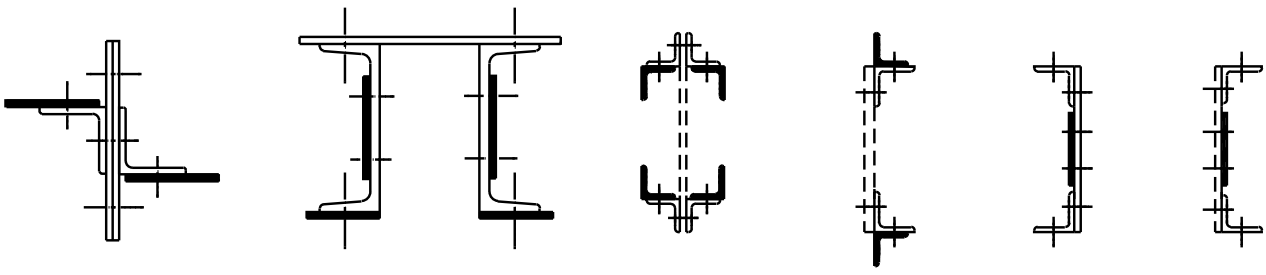


Figura 8a Refuerzo directo con elementos adicionales colocados sobre superficies planas

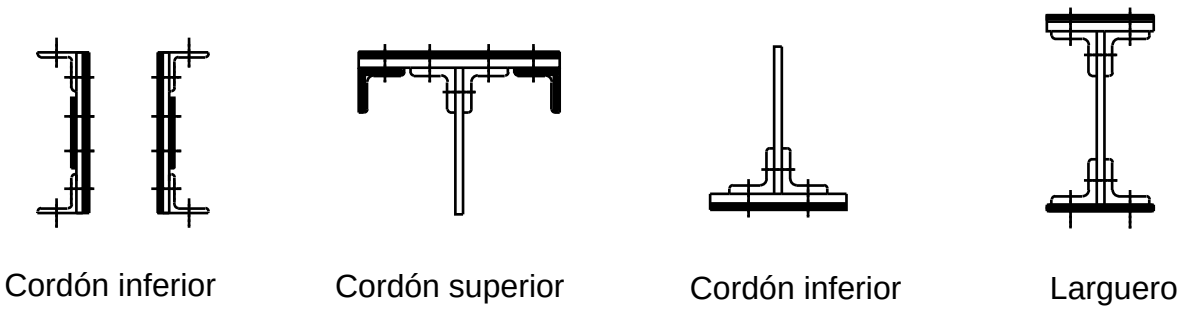


Figura 8b Refuerzo directo aplicado después de una preparación de la superficie, por ejemplo eliminando las cabezas de los remaches

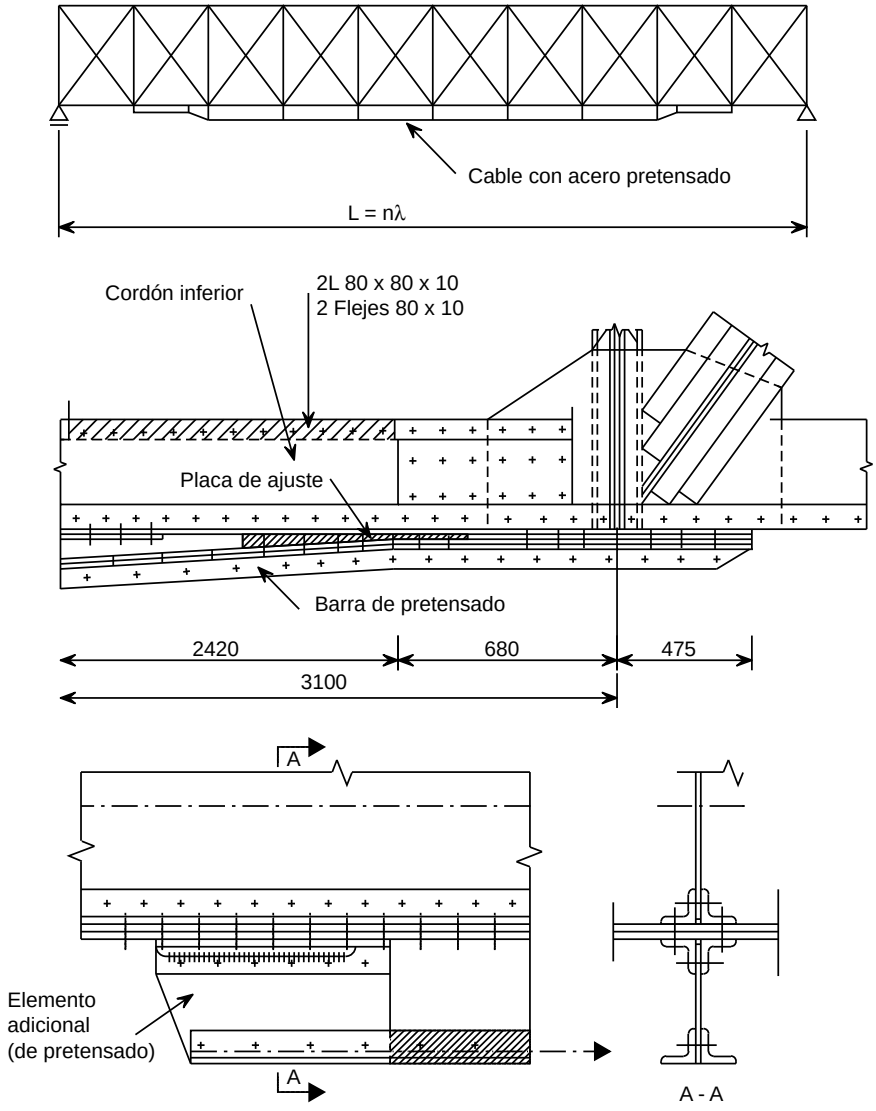


Figura 9 Refuerzo con elementos de pretensado

puesta situada al nivel del cordón tendido; puede pretensarse y se utiliza generalmente para reforzar puentes de vigas de celosías o de construcción de cercha (figura 9 y figura 10).

Refuerzo mediante cables

Se pueden utilizar cables pretensados de forma similar, colocados al lado de o dentro de los elementos de tracción existentes.

En el ejemplo mostrado en la figura 11, se introdujeron tres cabl8es en el centro del cordón tendido inferior; como resultado de la fuerza de pretensado en los cables, este cordón pasó a estar casi completamente exento de tensiones bajo carga permanente. Para aumentar la resistencia sustentadora de carga de todas las vigas de celosías, también se reforzaron el cordón superior y las diagonales laterales, pero utilizando medidas de refuerzo directo.

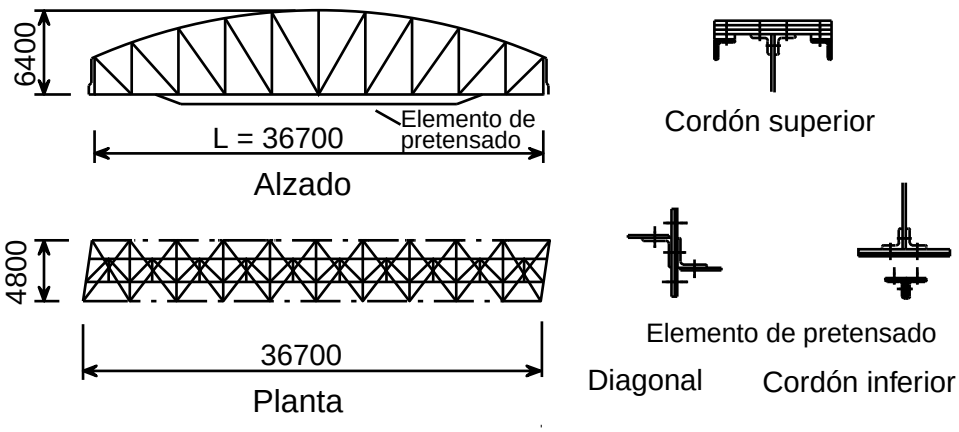


Figura 10 Refuerzo mediante elementos de pretensado situados a nivel del cordón inferior y elementos aplicados en el cordón superior y en las diagonales

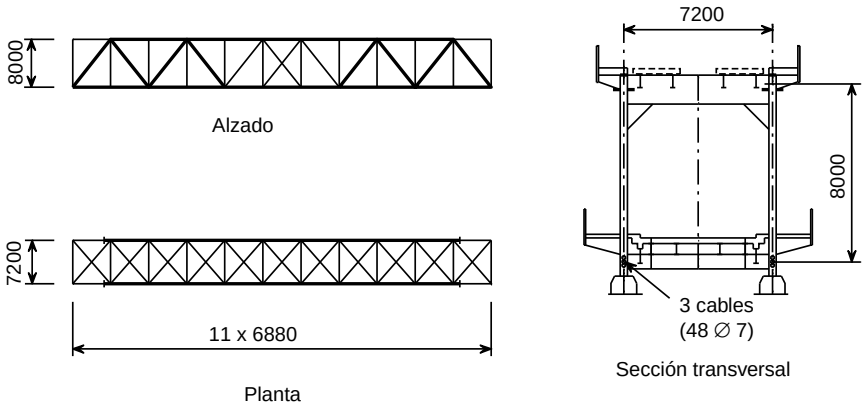


Figura 11 Refuerzo directo con cables

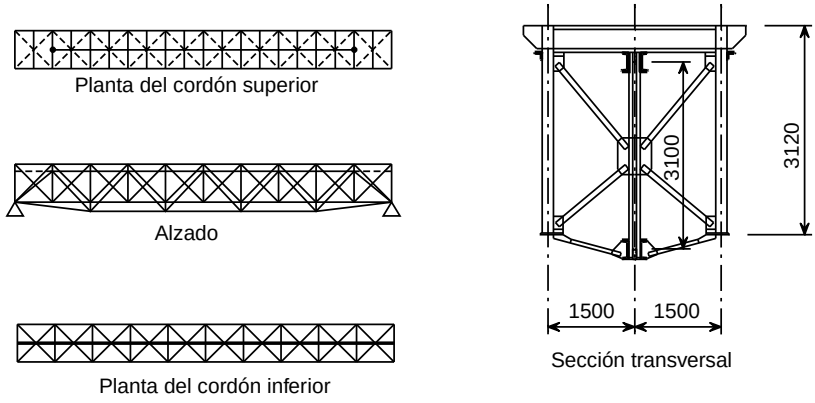


Figura 12 Refuerzo mediante la introducción de una tercera viga de celosía (puente de tablero superior)

Refuerzo mediante vigas de celosías adicionales

Los puentes de tablero superior pueden reforzarse añadiendo una tercera viga principal unida a la estructura existente, con el fin de aumentar su resistencia sustentadora de carga (figura 12).

Aumento de la altura efectiva

Refuerzo con un nuevo cordón unido al existente mediante una disposición triangulada de las barras, que aumenta eficazmente la altura de la viga principal (figura 13).

Refuerzo de vigas compuestas mediante la transformación en secciones mixtas

La losa de hormigón sustituye a las traviesas; con esto se mantiene la altura de construcción original. La losa de hormigón actuará como una parte integral de las cabezas comprimidas de los largueros y las viguetas, figura 14.

Refuerzo de la estructura transversal

Para las vigas de celosías de tablero inferior y de tablero inferior parcial en las que el arriostramiento contraviento se ha eliminado durante la electrificación de la línea, quizás sea necesario aumentar la rigidez de la estructura transversal. Con este fin, se introduce un cable de acero para pretensado en la sección transversal (figura 15).

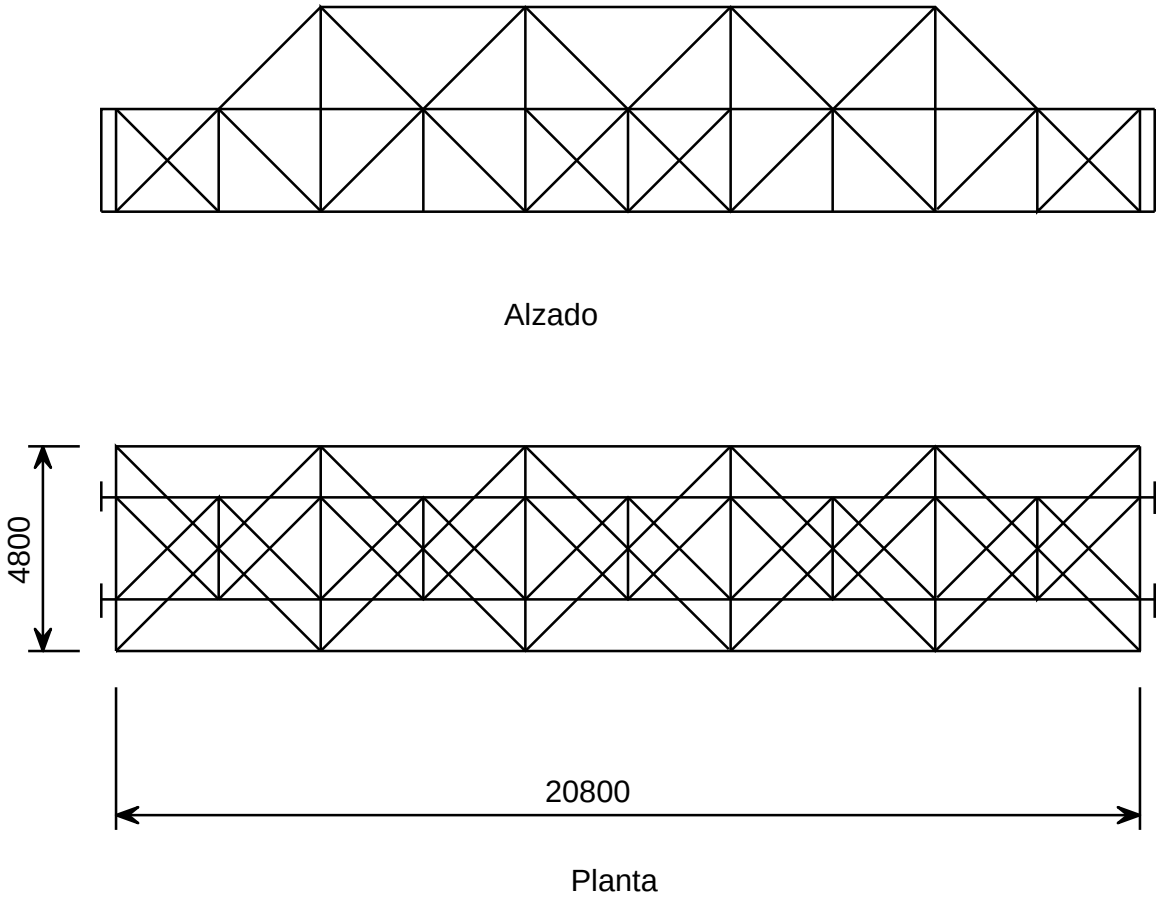


Figura 13 Refuerzo mediante un cordón adicional

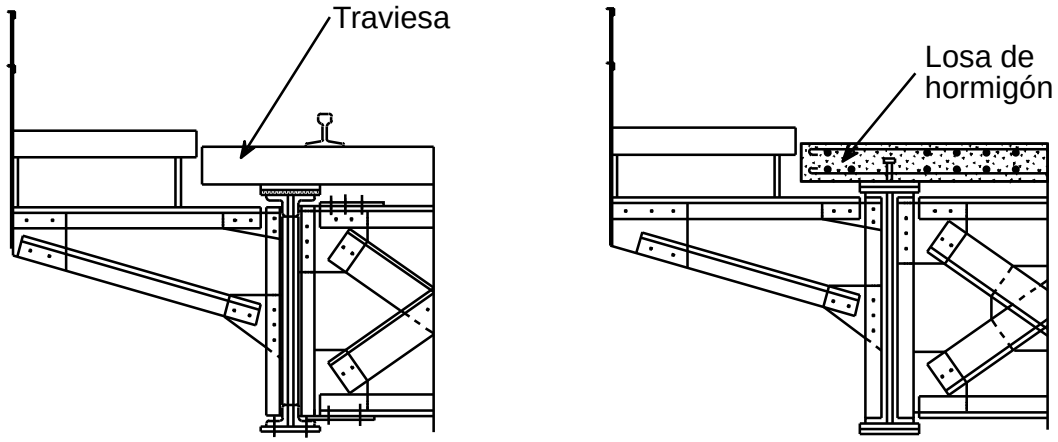


Figura 14 Refuerzo mediante transformación en una estructura mixta

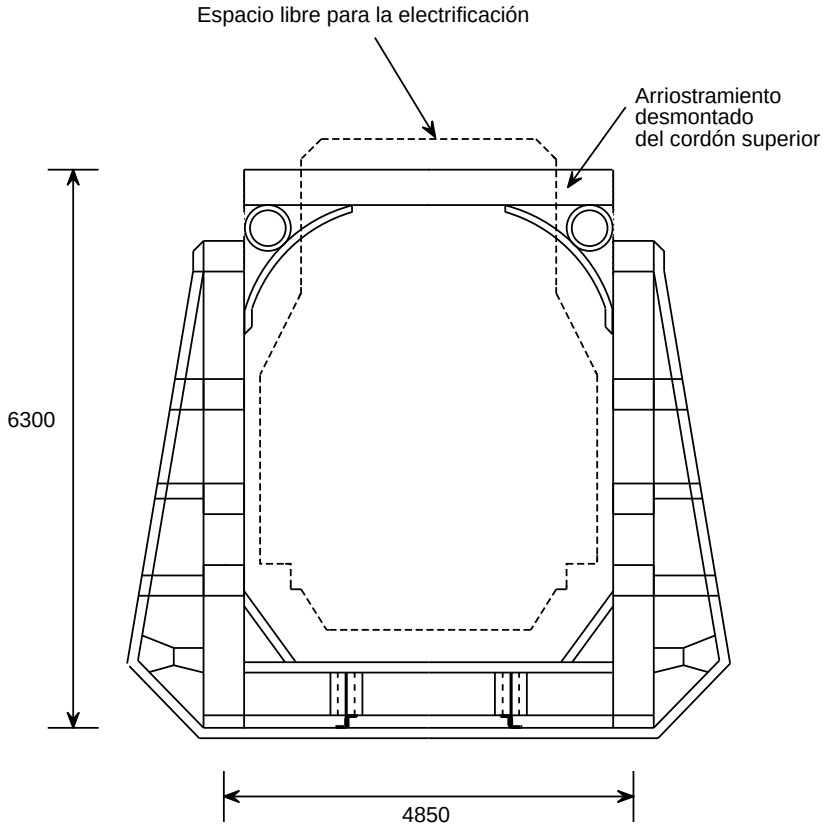


Figura 15 Refuerzo de la estructura transversal

4.3 El Refuerzo del Puente "Angel Saligny" sobre el Danubio

El puente sobre el Danubio en Cernavoda (figura 16) fue construido en 1895. Desde entonces, especialmente después de la II Guerra Mundial, el tráfico y, por lo tanto, la carga no permanente, se han incrementado en la estructura hasta un nivel que pone en peligro su seguridad. Como consecuencia de ello, fue necesario un importante refuerzo. Este trabajo tuvo que finalizarse sin interrumpir el tráfico.

Se utilizaron muchos de los métodos descritos anteriormente (figura 17).

Se reforzaron los cordones inferiores mediante la adición de una tercera alma unida mediante diafragmas remachados. Se sustituyeron los largueros.

Para reforzar los travesaños, se usó una jácena pretensada.

En las diagonales comprimidas se consiguió un refuerzo directo mediante la colocación de chapas adicionales. Las diagonales tendidas se reforzaron con cables de acero para pretensado.

El problema más difícil fue el refuerzo del cordón superior. Finalmente, se decidió introducir un tercer cordón, situado entre los existentes (figura 18). Con el fin de aligerar a los cordones existentes de las tensiones producidas por la

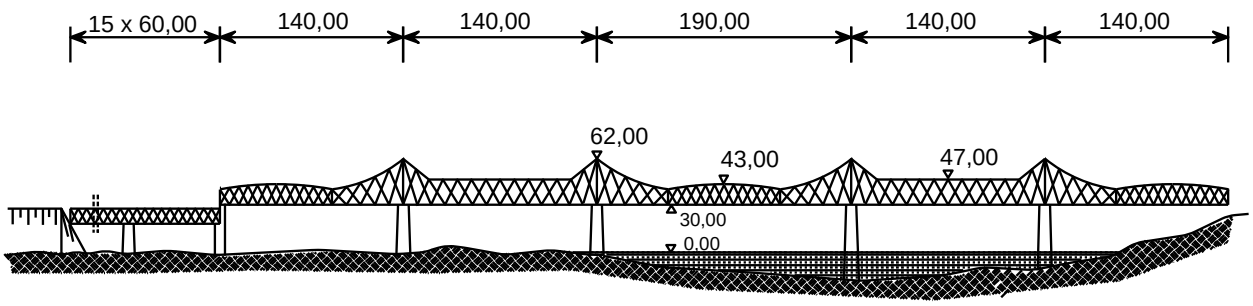


Figura 16 Puente "Angel Saligny" sobre el Danubio

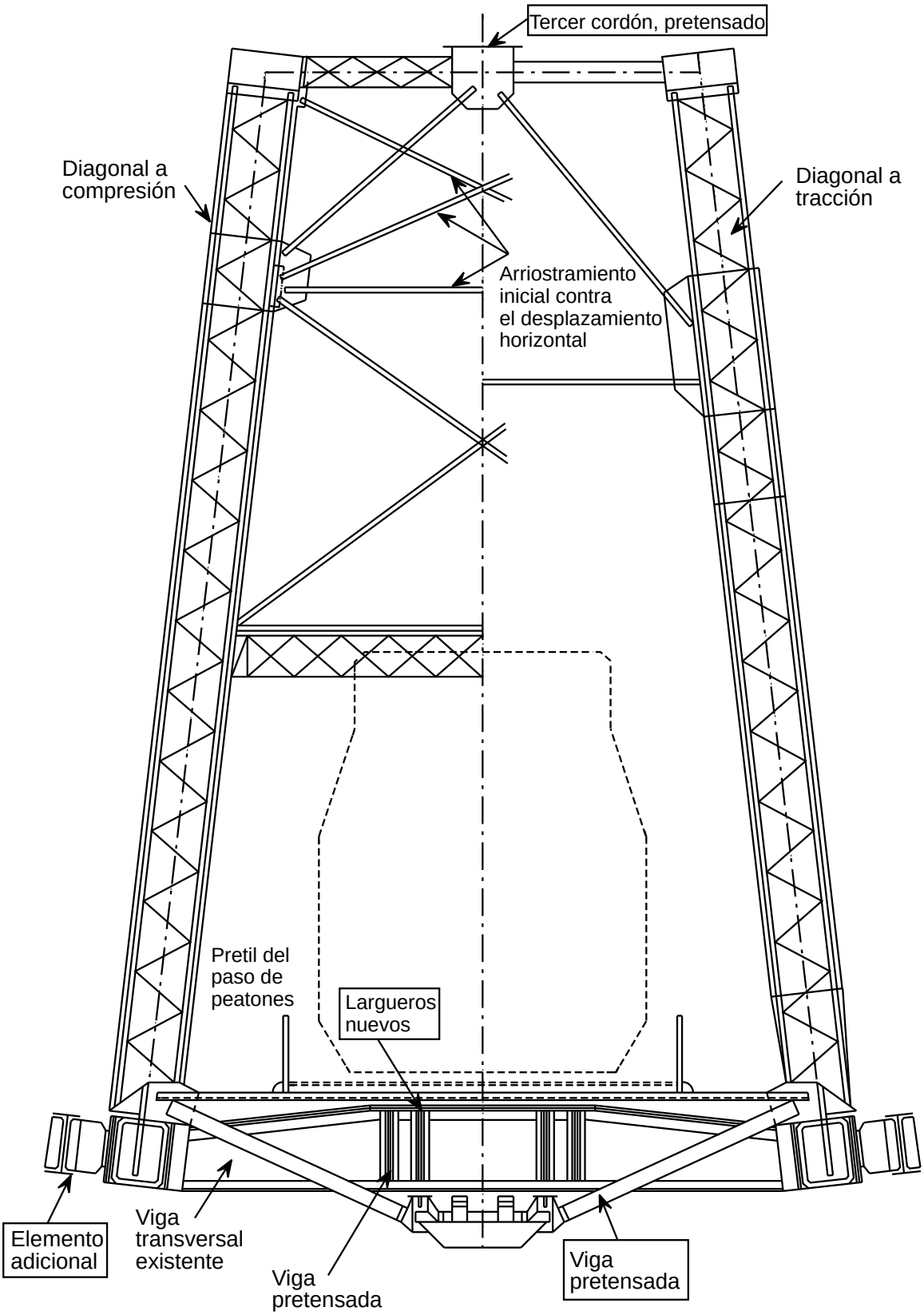


Figura 17 Sección transversal (los elementos de refuerzo están enmnarcados)

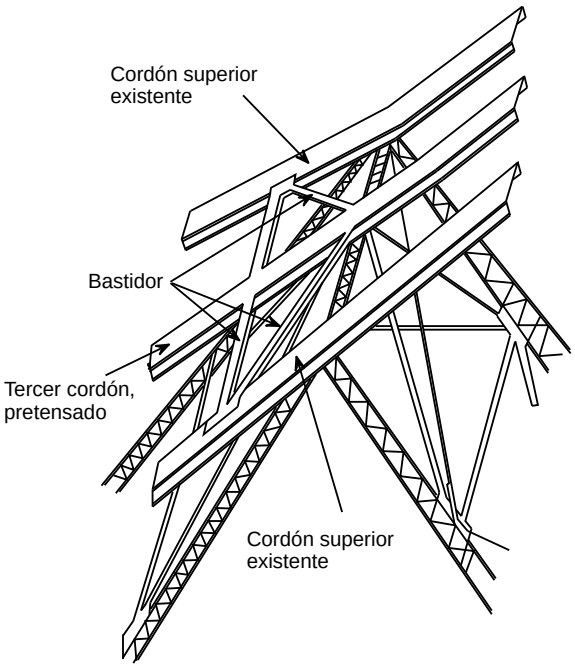


Figura 18 Tercer cordón superior en la parte alta de las vigas de celosía principales

carga permanente, se pretensó el tercer cordón, que representaba el 45% de las secciones existentes.

Se emplearon un total de 4.000 toneladas de acero. El refuerzo se finalizó en 1967. Después de 25 años de uso posterior, el puente no ha presentado problemas especiales de mantenimiento.

5. RESUMEN FINAL

- Los puentes deben someterse a inspección y valoración regulares.
- Se pueden utilizar métodos clásicos para proporcionar una indicación de los niveles de seguridad en relación con la rotura por fatiga.
- Si se requiere refuerzo, se pueden usar diversas técnicas.
- Las medidas de refuerzo pueden incrementar la vida útil de un puente en un período que oscila entre 20 y 40 años. Deben estudiarse detenidamente el coste y beneficio relativos del refuerzo en comparación con la sustitución de la estructura por un nuevo puente.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] “Bestehende Eisenbahnbrücken. Bewertung der Tragsicherheit und konstruktive Hinweise” DS 805, Deutsche Bundesbahn Mai 1991.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. “Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke” DS 804, Deutsche Bundesbahn, Januar 1983.

2. “Steel, Concrete and Composite Bridges” British Standard BS 5400, Part 10, 1980.

3. Smith, I.F.C., “Fatigue Design Concepts” IABSE Periodica 4/1984.

4. Eurocódigo 3: “Design of Steel Structures: ENV 1993-1-1: Part 1, General Rules and Rules for Buildings, CEN, 1992.

EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Puente de ferrocarril, L = 5 m, construido en 1902, está formado por dos vigas compuestas remachadas, cada una de ellas con un módulo resistente de la sección, w, de 2890 cm^3

A partir del apartado 2.4, el coeficiente de amplificación dinámica se determina mediante:

$$\frac{1,44}{\sqrt{5} - 0,2} + 0,82 = 1,53$$

A partir de la tabla 4, el momento de flexión máximo = 537,7 kN.m

$$\sigma_{uic} = \frac{1,53 \times 537,7 \times 10^6}{2 \times 2890 \times 10^3} = 14,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_R = 100 \text{ N/mm}^2 \quad \lambda_R = \frac{1,65 \times 100}{142,3} = 1,16$$

$$\Delta \sigma_{uic} = 142,3 \text{ N/mm}^2$$

El cálculo del daño total S se muestra en la tabla 7.

$$S_p = \frac{365}{2.10^6 \times 1,16^5} \times 747 = 649 \cdot 10^{-4}$$

$$\gamma_{R,t} = 1,65 - \left[\left(\frac{91}{30}\right)^{\frac{1}{5}} - 1\right] = 1,40$$

$$\gamma_t = 1,40 \times 1,15 = 1,61$$

$$1,61^5 \times 649 \times 10^{-4} = 0,70 \leq 1$$

$\Rightarrow$ Seguridad (primer caso)

Tabla 7 Cálculo del daño total en el Ejemplo del procedimiento del cálculo

Período	Tn (años)	Tren (tipo)	Velocidad km/h	Trenes/ día	λ_{Tj}	$(\lambda_{Tj})^k$	$\Sigma N_{jN} (\lambda_{Tjn})^k$	1 - φ	$\left(\frac{1+\varphi}{\phi_{uci}}\right)^k = \propto$	$\sum_{n=1}^{m} T_n \sum_j N_{jn} (\lambda_{Tjn})^k . \propto$
(1) 1902 - 1908	7	3.1 3.2	60 40	20 20	0,466 0,529	0,021 0,041	0,42 0,82	1,513 1,337	0,97 0,52	2,85 2,98
(2) 1009 - 1923	15	4.1 4.2 4.3	60 80 40	20 15 20	0,477 0,580 0,484	0,024 0,065 0,026	0,493 0,984 0,531	1,513 1,69 1,337	0,97 1,69 0,52	7,17 24,94 4,14
(3) 1924 - 1938	15	4.3 5.1 5.2 5.3	40 80 100 40	20 20 15 15	0,484 0,657 0,667 0,748	0,026 0,122 0,131 0,234	0,531 2,44 1,96 3,51	1,337 1,69 1,9 1,337	0,52 1,69 3,05 0,52	4,14 61,95 89,37 27,37
(4) 1939 - 1953	15	5.3 6.1 6.2 6.3	40 80 100 40	20 15 15 15	0,748 0,672 0,699 0,814	0,234 0,137 0,166 0,357	468 2,05 2,49 5,35	1,337 1,69 1,9 1,337	0,52 1,69 3,05 0,52	36,50 51,96 113,9 41,73
(5) 1954 - 1968	15	7.1 7.2 7.3 7.4 8.2 8.4	80 80 100 40 80 40	15 10 10 20 15 15	0,252 0,658 0,66 0,883 0,515 0,805	0,001 0,123 0,125 0,536 0,036 0,338	0,015 1,23 1,25 10,7 0,54 5,07	1,69 1,69 1,9 1,337 1,69 1,337	1,69 1,69 3,05 0,52 1,69 0,52	0,38 31,18 57,18 5,56 0,38 15,75
(6) 1969 - 1983	15	8.1 8.2 8.3 8.4	80 80 100 60	20 25 25 20	0,252 0,515 0,67 0,805	0,001 0,036 0,135 0,338	0,02 0,9 3,37 6,76	1,59 1,59 1,64 1,44	1,25 1,25 1,46 0,76	5,62 16,87 63,15 76,95

$\Sigma = 747$

ESDEP TOMO 20
SISTEMAS ESTRUCTURALES: REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN

Lección 20.5: Reforma de Puentes: Nuevos Enfoques

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar nuevos métodos de inspección y valoración de antiguos puentes de acero.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 14.10: Fundamentos de la Mecánica de la Fractura

Lección 14.11: Análisis de Tensiones en Cuerpos Fracturados

Lección 14.12: Determinación de los Factores de Intensidad de Tensión

LECCIONES AFINES

Lección 20.1: Reforzar las estructuras

RESUMEN

La mayoría de los actuales puentes de acero de carreteras y ferrocarriles son estructuras remachadas construidas en el siglo pasado.

Muchos de estos antiguos puentes se han reparado o reforzado varias veces después de los daños sufridos en las Guerras Mundiales o debido a los cambios en los requisitos de servicio. Es necesario examinar la seguridad de estos puentes para las actuales cargas debidas al tráfico a lo largo de su duración de servicio probable.

Esta lección presenta nuevos métodos de inspección y valoración de antiguos puentes de acero en relación con la tenacidad de sus materiales. Estos métodos proporcionan una visión de conjunto de la seguridad residual y de la vida útil. Incluyen la valoración del refuerzo para mejorar la resistencia estática y la resistencia a la rotura frágil.

Los procedimientos de verificación de la rotura basados en la mecánica se han simplificado de tal forma que la valoración puede realizarse de manera tan fácil como las comprobaciones de resistencia convencionales. Los procedimientos se ilustran mediante un ejemplo numérico.

Se ofrecen pautas para el diseño de medidas de refuerzo.

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los actuales puentes de acero de carreteras y ferrocarriles son estructuras remachadas construidas en el siglo pasado. La figura 1 ofrece un ejemplo de la distribución de la vida útil de los puentes de ferrocarriles de los Deutsche Bundesbahn (Ferrocarriles Federales Alemanes).

Muchos de estos antiguos puentes se han reparado o reforzado varias veces después de los daños sufridos en las Guerras Mundiales o debido a los cambios de los requisitos de servicio. Es necesario examinar la seguridad de estos puentes para las actuales cargas debidas al tráfico a lo largo de su duración de servicio probable.

Esta lección describe un procedimiento para determinar la seguridad residual y la vida útil de los antiguos puentes de acero y presenta una base para las decisiones económicas relacionadas con un refuerzo adicional o la sustitución por un nuevo puente.

El procedimiento se ilustra mediante ejemplos de puentes de Alemania Oriental.

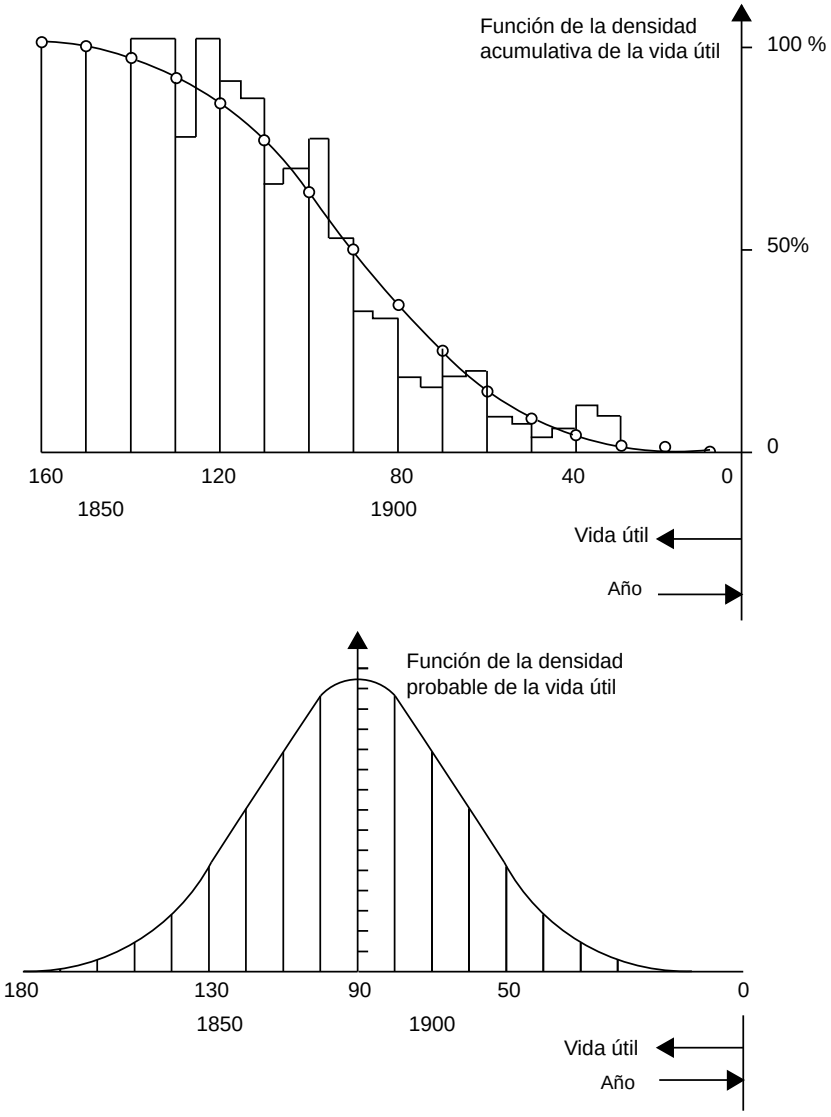


Figura 1 Función de la distribución de la vida útil de los puentes de ferrocarril en acero existentes

2. PROBLEMA

Las cuestiones a responder en cuanto a los antiguos puentes son las siguientes:

1. ¿Son los puentes en la actualidad suficientemente seguros para las condiciones de servicio reales?

2. Si es así, ¿cuál es la vida residual prevista y qué requisitos de inspección y mantenimiento garantizan esto?

Los estudios de muchos puentes han indicado que son necesarios nuevos métodos de inspección de puentes y materiales y que una valoración cuantitativa de la seguridad sólo es posible cuando las verificaciones de resistencia convencionales se complementan con una valoración de tenacidad de los materiales basada en la mecánica de la rotura. Estos nuevos métodos se describen a continuación.

3. ACTUALIZACIÓN O REPRODUCCIÓN DE PLANOS Y ANÁLISIS ESTÁTICO

Una valoración de antiguos puentes de acero incluye una verificación de seguridad general convencional de todos los elementos de construcción y uniones respecto a las actuales condiciones de carga, para identificar riesgos relacionados con la estabilidad, la resistencia o la fatiga y cualquier elemento crítico en el que, debido a grietas o desperfectos inadvertidos, una rotura podría provocar un colapso completo del puente.

Estas verificaciones normalmente deberían basarse en un conjunto completo de planos que ofrezcan detalles pormenorizados de la estructura y un análisis estático que incluya toda la información sobre material, secciones transversales, dimensiones, etc.

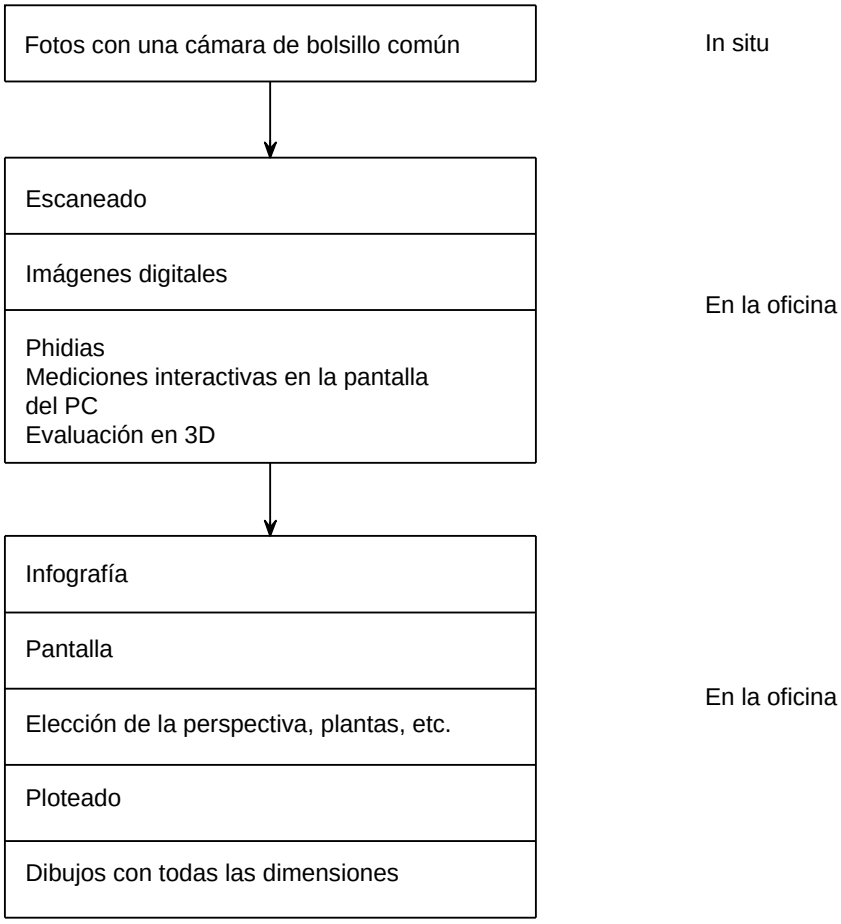


Figura 2 Esquema del método para la realización de dibujos de estructuras a partir de fotos

Sin embargo, con mucha frecuencia faltan estos documentos, están incompletos o no se han actualizado y, por consiguiente, es necesario reproducirlos o enmendarlos en su totalidad.

Con este fin se han desarrollado nuevos métodos basados en la evaluación digital de fotografías [1]. La figura 2 muestra los procedimientos para transferir caras mediciones en la obra a un PC de la oficina.

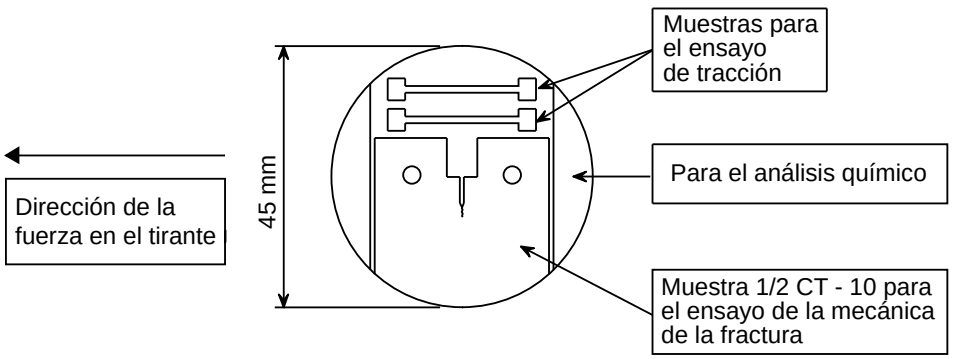


Figura 3 Muestra de chapa en miniatura

El proceso también puede usarse para comprobar la exactitud de los planos existentes, llevar un registro de los daños, corrosión, etc. Se pueden incluir las mediciones locales, p. ej., de los espesores residuales de la chapa o cualquier otra información, p. ej., relativa al material. Las pro-

piedades de los materiales, tales como el límite elástico y la resistencia a la tracción, pueden determinarse a partir de muestras de chapa en miniatura, que se pueden perforar desde barras adyacentes hasta secciones transversales críticas sin reducir su seguridad, figura 3.

4. LA BASE DE LA VERIFICACIÓN DE LA TENACIDAD

4.1 "Fragilidad" y "Ductilidad"

Un elemento de construcción que se va a comprobar puede, debido a defectos anteriores y grietas inadvertidas, fallar de modos diferentes cuando está sometido a cargas de tracción, lo cual influye en el modelo para analizar los resultados. La mejor forma de distinguir estos modos de rotura es mediante el ejemplo de una chapa en tracción con una grieta central, figura 4, que imita a un elemento con un orificio con pequeñas grietas en ambos lados:

1. La rotura que tiene lugar antes de la fluencia de la sección neta, solamente con fluencia local en los extremos de las grietas, es desfavorable. En este caso, se deben tener en cuenta todas las tensiones reales de la sección neta, que abarquen las tensiones residuales, las concentraciones de tensiones y las tensiones debidas a otros embridados. Este modo de rotura se llama comúnmente rotura "frágil".

2. Si la rotura tiene lugar por la fluencia de la sección neta, sólo son relevantes las tensiones nominales debidas a cargas externas en la sección neta, pudiéndose ignorar los efectos de entalladura, las tensiones residuales y las tensiones debidas a otros embridados. Este modo se denomina rotura "dúctil".

El modo de rotura recibe principalmente la influencia del material, la temperatura, la tasa de carga y el perfil del elemento de construcción. Para los antiguos puentes de acero, son relevantes los modos de fatiga 1 y 2, ya que la valoración tiene que realizarse para situaciones de proyectos con baja temperatura, donde los valores de tenacidad son bajos.

4.2 Determinación de los Elementos Vitales

Las verificaciones de seguridad relacionadas con la tenacidad se limitan a áreas de riesgo con graves consecuencias de rotura. Por consiguiente, deben establecerse escenarios de rotura, donde se estudien las consecuencias de la rotura de diferentes elementos de puentes para diferentes situaciones de proyectos, figura 5. Los elementos vitales son elementos de puentes cuya rotura provocaría un colapso global inmediato. Los elementos vitales cargados en tracción tienen que comprobarse con miras a la rotura controlada por la tenacidad, a menos que sus secciones transversales tengan una tensión tan ligera ($\sigma < 0{,}20\ f_y$), véase la figura 6, o sean lo suficientemente redundantes, véase la figura 7, como para que no produzcan riesgos. Se considera que está disponible una redundancia suficiente cuando las partes de la sec-

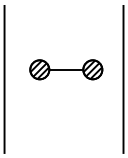
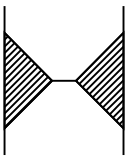
Patrón de fluencia	Modo de agotamiento	Valores de cálculo
	La rotura se produce antes de la fluencia de la sección neta Frágil	Distribución aplicada de las tensiones en la sección neta + tensiones residuales + restricciones
	La rotura se produce después de la fluencia de la sección neta Dúctil	Distribución aplicada de las tensiones nominales en la sección neta

Figura 4 Definición de los modos de agotamiento, y los valores de tensión de cálculo aplicados, en dependencia del nivel de ductilidad

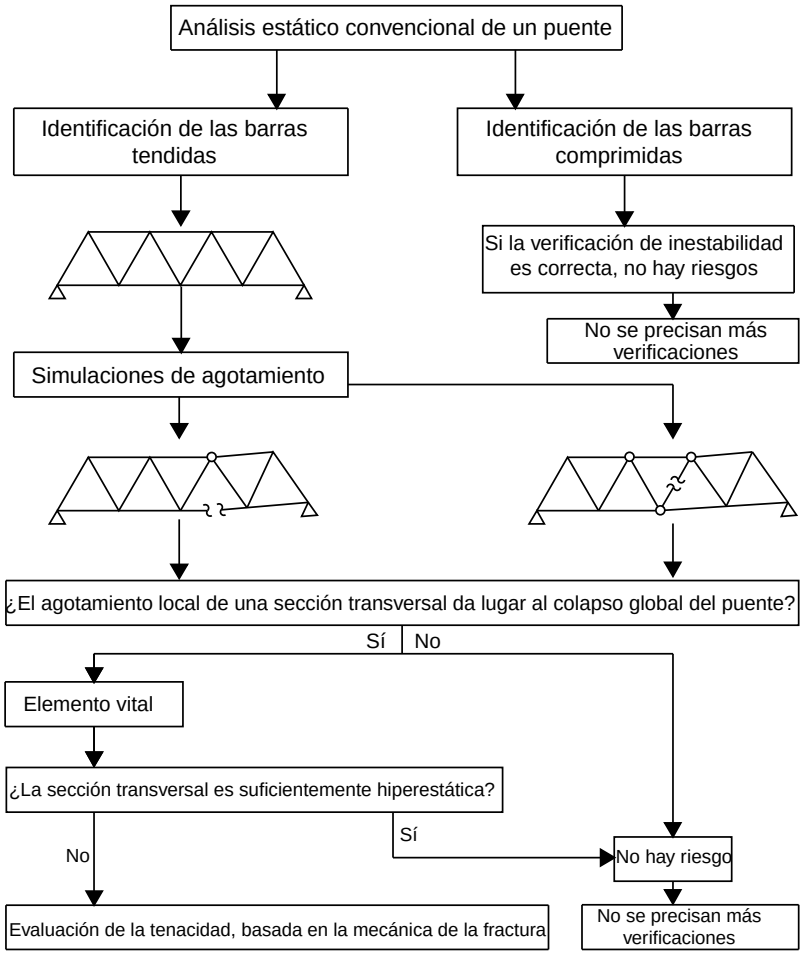


Figura 5 Procedimiento de identificación de elementos cruciales

ción transversal afectadas por la grieta pueden experimentar rotura sin que se sobrepase el límite elástico en las partes restantes de la sección transversal.

La verificación debe basarse en varios casos de cargas con combinaciones de peso propio, cargas debidas al tráfico (incluido el impacto dinámico) y temperatura, que se pueden basar en métodos probabilísticos. Quizás también sea necesario incluir las tensiones y embridados residuales, dependiendo del modo de rotura previsto.

4.3 Hipótesis sobre Grietas Iniciales

La valoración de la tenacidad requiere hipótesis acerca de los defectos estructurales existentes, expresadas en términos de grietas iniciales.

A partir de ensayos de fatiga en muestras tomadas de antiguos puentes de acero, se sabe que las grietas de los antiguos puentes remachados muy probablemente se inician bajo las cabezas de los remaches, propagándose a través del espesor de la chapa y las anchuras de las chapas exteriores [2].

Por lo tanto, se considera que en ambos lados del orificio de un remache pueden haberse formado grietas iniciales que han llegado a alcanzar una magnitud suficiente como para ser detectables. Se considera que este límite está 5 mm más allá de la cabeza del remache, figura 8. Se ha demostrado mediante estudios comparativos que puede

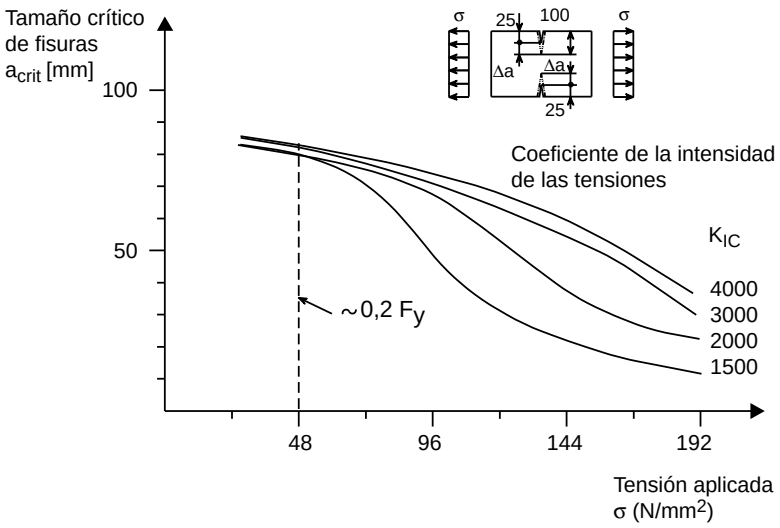


Figura 6 Tamaño máximo admisible de fisura a_{crit} ante la tensión aplicada y el coeficiente de intensidad de las tensiones

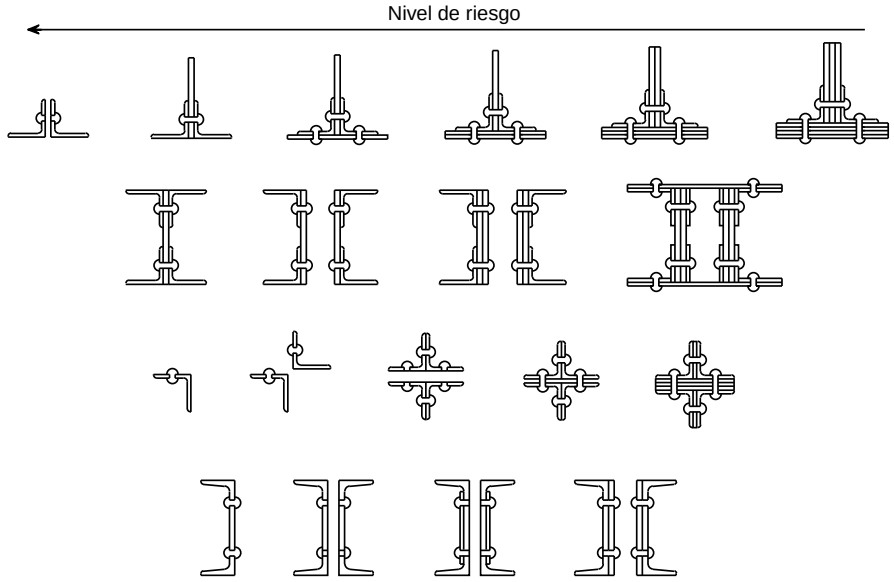


Figura 7 Secciones transversales habituales de elementos remachados de puentes antiguos de acero

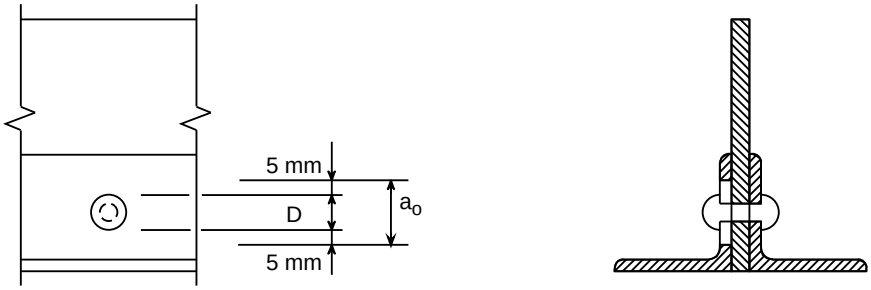


Figura 8 Suposición de la magnitud inicial de fisura a_o en perfiles angulares

realizarse el modelado de una configuración de grieta de este tipo mediante una única grieta, con la magnitud inicial a_o = D + 2 × 5 mm solamente. Cuando se considera que las grietas se inician en chapas cubiertas por perfiles angulares, véase la figura 9, la magnitud de la grieta inicial se basa en una magnitud de la grieta detectable de 5 mm más allá de las alas del perfil angular.

4.4 Principios Básicos de Verificación

Para un caso de carga determinado, se puede calcular un auténtico diagrama tensión-deformación y el estado de las grietas, p. ej., para la magnitud de la grieta inicial a_o en un elemento vital, un análisis de la mecánica de la rotura basado en una fuerza motriz de la grieta J_{appl} y este cálculo se puede realizar utilizando manuales o mediante FEM [4], véase la figura 10. La curva J_{appl}-σ_{appl} determina si las tensiones aplicadas dan lugar a la fluencia de la sección neta ($J_{appl} > J_{fluencia}$) o no ($J_{appl} < J_{fluencia}$).

A partir de las muestras de chapa en miniatura, figura 3, se pueden fabricar muestras 1/2 CT-10, a partir de las cuales puede determinarse la resistencia específica de rotura $J_{crít}$ para una temperatura dada. Este valor se puede comparar con J_{appl} en la verificación de seguridad de la tenacidad:

$$J_{appl} \leq J_{crít}$$

véase la figura 10.

Si J_{appl}, calculado para la magnitud de la grieta inicial a_o, es más pequeño que $J_{crít}$, se puede concluir que pueden tenerse grietas de magnitudes detectables sin consecuencias catastróficas y que no se puede esperar un colapso repentino

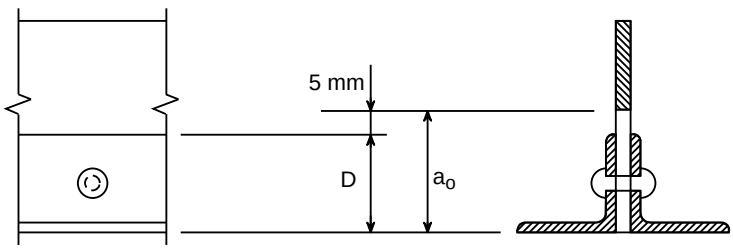


Figura 9 Suposición de la magnitud inicial de fisura a_o en chapas cubiertas por perfiles angulares

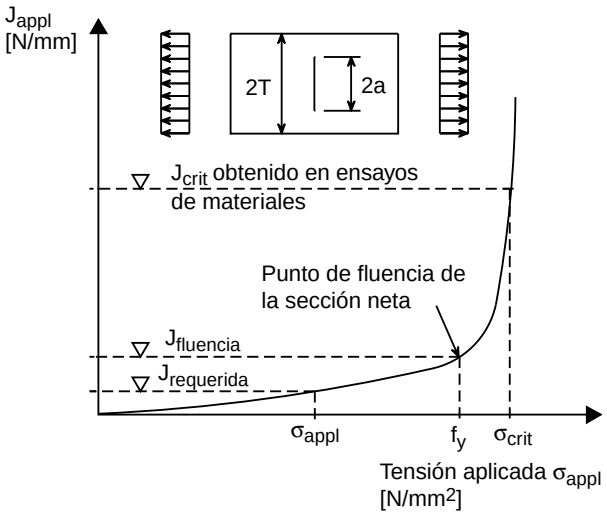


Figura 10 Diagrama de $J_{appl} - \sigma_{appl}$ para un determinado modelo de chapa con fisuración de magnitud a

si el puente se inspecciona adecuadamente. Si esta verificación falla, el elemento tiene que reforzarse o sustituirse antes de la próxima estación fría (debido a la pérdida de tenacidad a bajas temperaturas).

La magnitud de grieta crítica $a_{crít}$ puede determinarse mediante iteración para satisfacer la condición que, por definición, da lugar a la rotura, véase la figura 11. A partir de la posición de $J_{fluencia}$ de este diagrama, puede determinarse si tendrá lugar la rotura antes o después de la fluencia de la sección neta y, por lo tanto, pueden identificarse las tensiones de proyecto que se van a incluir, véase la figura 4.

La diferente $\Delta_a = a_{crít} - a_o$ es una medida del tiempo de servicio mínimo desde la detección de grietas hasta la rotura. Debe ser al menos tan larga como el intervalo de tiempo t_{insp} entre dos inspecciones.

Para verificar que este tiempo de servicio mínimo es suficiente, el tiempo de propagación de grietas t_p se calcula a partir de la ecuación de París, utilizando información sobre la magnitud e intensidad del tráfico, véase la figura 12.

Si

$t_{insp} \leq t_p$

no son necesarias otras acciones. De lo contrario, o bien deben reducirse los intervalos de inspección o bien debe reforzarse el elemento para aumentar t_p.

Cuando la satisface la verificación $t_{insp} \leq t_p$ puede concluirse que, siempre que las inspecciones finalicen en las ubicaciones críticas de los elementos vitales a intervalos de seguridad:

1. Mientras no se observen grietas, la estructura es suficientemente segura al menos durante el período de servicio comprendido hasta la siguiente inspección.

2. Esta afirmación se puede aplicar para cada inspección hasta el caso en que se encuentren las primeras grietas.

3. Si se detectan grietas, existe suficiente tiempo para sustituir los elementos afectados de todo el puente.

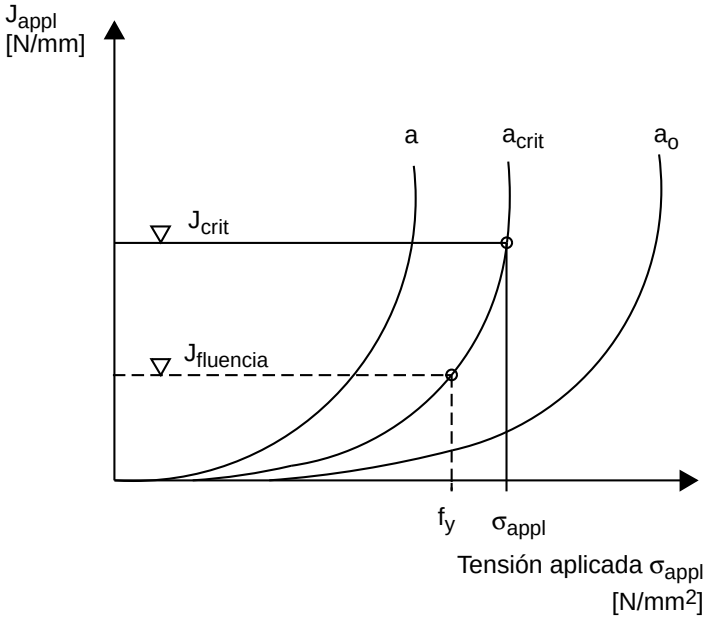


Figura 11 Determinación de a_{crit} mediante iteración

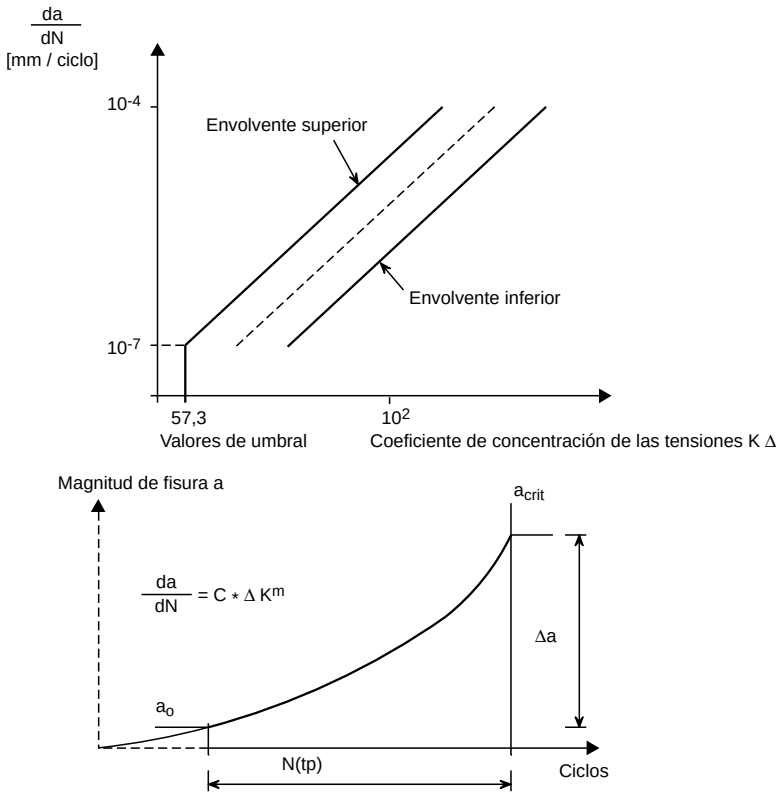


Figura 12 Principio de determinación del tiempo mínimo de servicio N (tp)

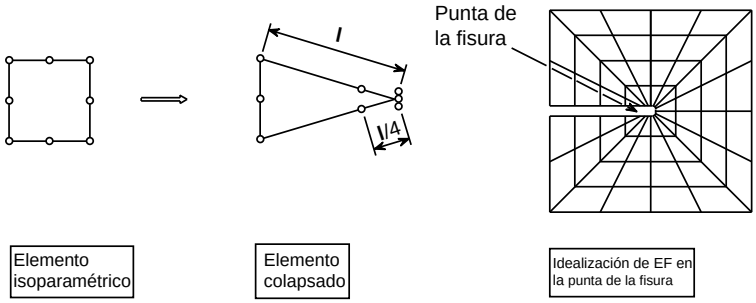


Figura 14 Elemento finito y emparrillado de EF para el cálculo de J

$$J = \int_r (W\,dy - T\frac{\Delta u}{\Delta x}\,ds)$$

r = trayectoria de integración alrededor de la punta de la fisura
W = densidad de energía
T = vector de tensión
ds = fragmento de la trayectoria de integración
u = vector de desplazamiento

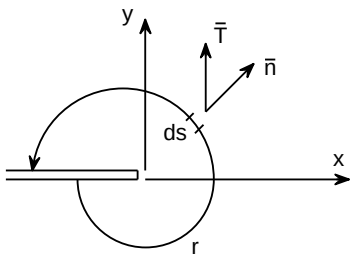


Figura 13 Definición de la integral J

4.5 El Uso de la Integral J

La Integral J como descripción de la tenacidad del material [4,5] se define mediante:

$$J = \int_r \left(w\,dy - T\frac{\Delta u}{\Delta x}\,ds \right),$$

véase la figura 13.

Proporciona una medida numérica de la seguridad relacionada con la tenacidad y puede obtenerse en manuales o calcularse mediante FEM, con emparrillados especiales de elementos isoparamétricos colapsados, figura 14. Los valores de $J_{crít}$ se pueden determinar con un experimento en laboratorios apropiados.

La fiabilidad del procedimiento de verificación de la Integral J para predecir cargas de rotura de grandes elementos a escala ha sido demostrada con pruebas de grandes elementos a escala [6,7].

Los resultados de la clásica prueba de Charpy no pueden usarse para una valoración de seguridad cuantitativa. La figura 15 muestra los valores de la energía de Charpy frente a los valores de la Integral J para una temperatura de -30ºC. Es evidente que todos los valores de la energía de Charpy están en la banda inferior, mientras que los valores de la Integral J oscilan entre valores bajos y altos. En vista de los bajos costes de las pruebas de energía de Charpy, resultaría muy útil una correlación, pero hasta ahora no se ha encontrado.

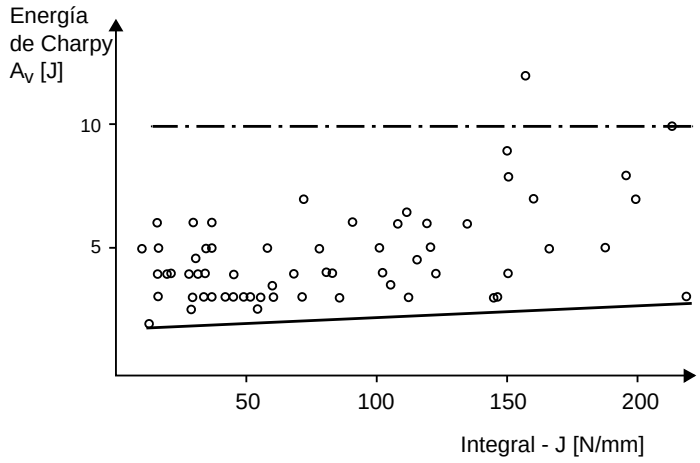


Figura 15 Energía de Charpy ante la integral J para la temperatura de -30º C

5. PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN PRÁCTICA

5.1 Generalidades

El proceso iterativo necesario para calcular $a_{crít}$ con el concepto de Integral J como se indica en la sección 4 exige mucho tiempo, es caro y parece apropiado solamente para expertos de mecánica de la rotura.

Por consiguiente, se ha desarrollado una forma simplificada del método, que permite que las verificaciones de tenacidad se realicen de manera tan fácil como las verificaciones de resistencia convencionales.

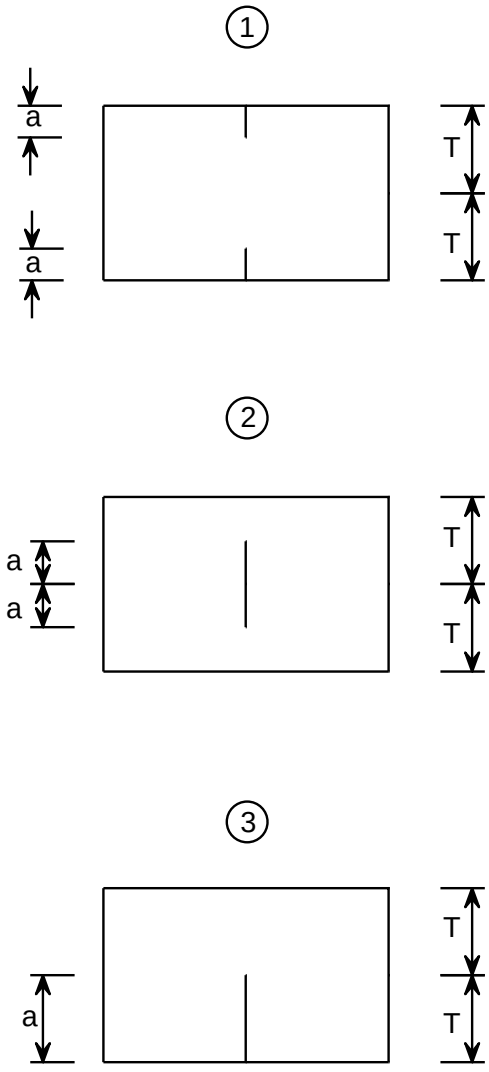


Figura 16 Modelos básicos de chapa y configuraciones de fisuras para la evaluación basada en la mecánica de la fractura

5.2 Determinación de $a_{crít}$

Este método simplificado se ha desarrollado en [8] mediante la modificación del método CEGB-R6 para tres modelos básicos de chapa, con configuraciones de grieta inicial, véase la figura 16. Mediante estas modificaciones se pueden encontrar expresiones analíticas de $a_{crít}$, dependiendo del nivel de tensión $d = \sigma/f_y$, la anchura de la chapa T y el valor de $J_{crít}$. Aplicando funciones de corrección que ofrezcan los métodos de adaptación óptima a los resultados de los cálculos de FEM para situaciones típicas, se han desarrollado ecuaciones para $a_{crít}$. Estas ecuaciones dan valores conservativos de $a_{crít}$ que son suficientemente precisos e indican si la rotura está relacionada o no con la fluencia de la sección neta; la figura 17 ofrece resultados gráficos para un modelo básico.

Para explicar cómo se pueden aplicar estos modelos básicos de chapa a las estructuras reales, se ha creado una guía basada en los cálculos de FEM, como se ilustra en la figura 18.

Esta figura también indica la grieta máxima que puede limitar $a_{crít}$ de acuerdo con los resultados de los ensayos de fatiga.

5.3 Determinación del Tiempo de Servicio Mínimo $N(t_p)$

Como los modelos básicos de chapa utilizados para calcular $a_{crít}$ pueden también usarse para calcular el número de ciclos $N(t_p)$ en el tiempo de servicio mínimo t_p, también se han desarrollado ayudas al proyecto para determinar $N(t_p)$ en función de $\Delta\sigma$, la anchura de la chapa T y la diferencia $\Delta a = a_{crít} - a_o$. La figura 19 proporciona un ejemplo. $N(t_p)$ puede encontrarse como

$$N(t_p) = N_{acrít} - N_{ao}$$

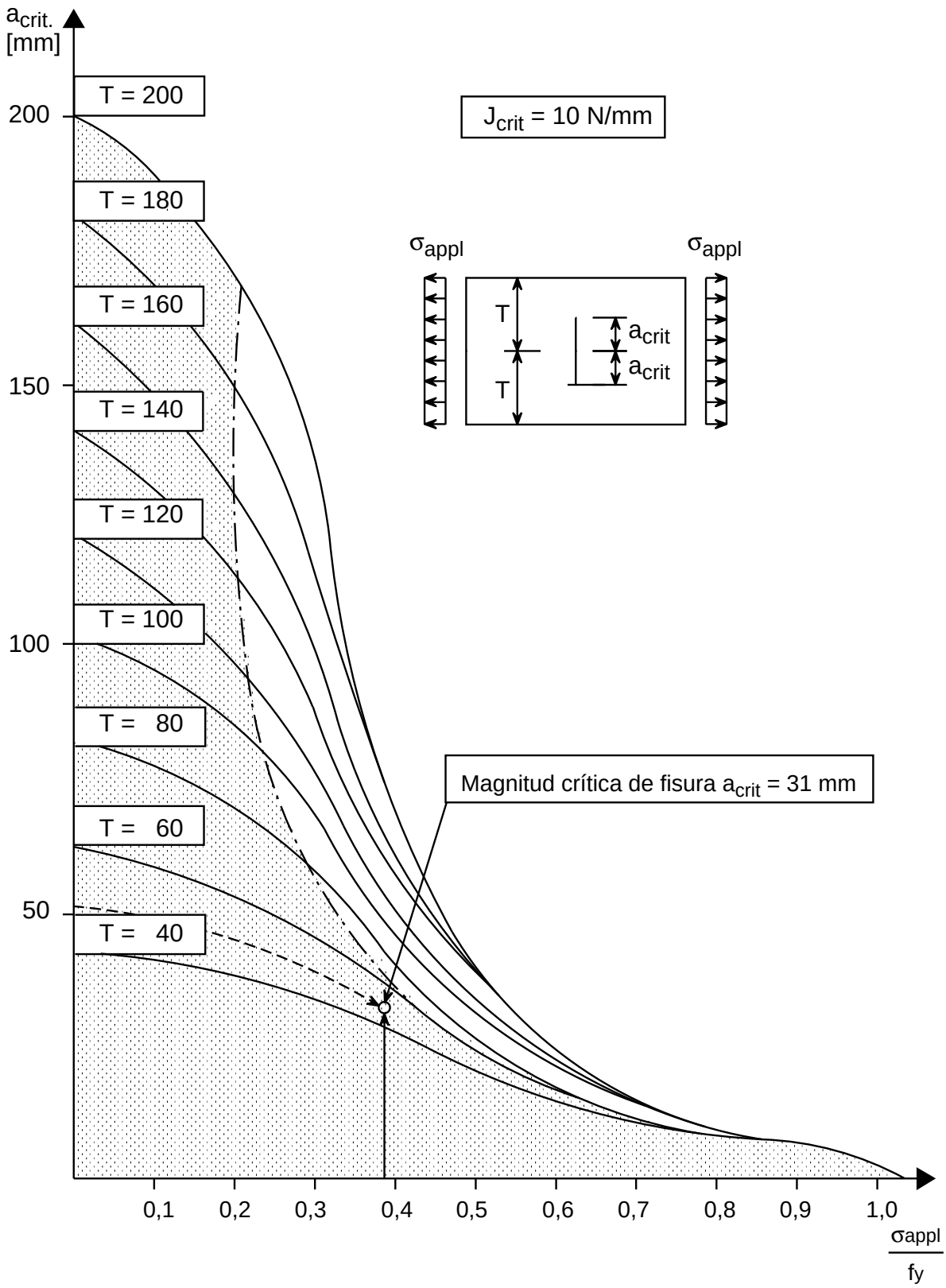


Figura 17 a_{crit} ante la tensión aplicada y anchura de placa para el modelo de chapa básico ② con J_{crit} =10 N/mm

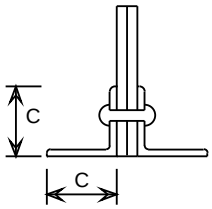
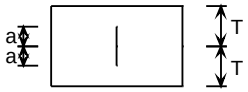
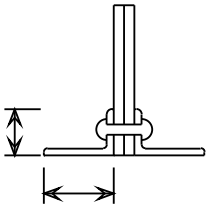
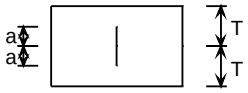
Sección transversal	Modelo basado en la mecánica de la fractura	a_{crit}	N (tp)
	 Magnitud inicial de fisura a_o = (D + 10) /2 Fisura máxima max a = C/2 Anchura de la placa T = 1,1C/2	Figura 17	Figura 19
	 Magnitud inicial de fisura a_o = (D + 10) /2 Fisura máxima max a = C/2 Anchura de la placa T = 1,1C/2	Figura 17	Figura 19

Figura 18 Guía para la determinación del modelo pertinente de la mecánica de la fractura

Variaciones de tensiones $\Delta\sigma$ = 47 N/mm^2

1.3 Modelo básico de chapa (figura 17) T = 1,1 × 90/2 = 49,2 mm

Magnitud de grieta inicial a_o = (32 + 10)/2 = 21 mm

Máx a máx a = 90/2 = 45 mm

2. Determinación de $a_{crít}$

2.1 Estado de tensión d = 94/240 = 0,39

2.2 $a_{crít}$ (figura 17) $a_{crít}$ = 27+(35 - 27)9,5/20 = 31 ≤ máx a

3. Determinación del tiempo de servicio mínimo

Figura 19 N_{ao} = 4,256 × 10^6 ciclos

$N_{acrít}$ = 4,452 × 10^6 ciclos

5.4 Ejemplo de la Aplicación

Para el ejemplo de la figura 20 se pueden aplicar los siguientes pasos:

1. Datos de Entrada

1.1 Tenacidad del material (medida a -30°C)

J_c = 10 N/mm

Límite elástico f_y = 240 N/mm^2

1.2 Tensiones $\sigma = \sigma_{G+Q} + \sigma_{Res}$ = 94 N/mm^2

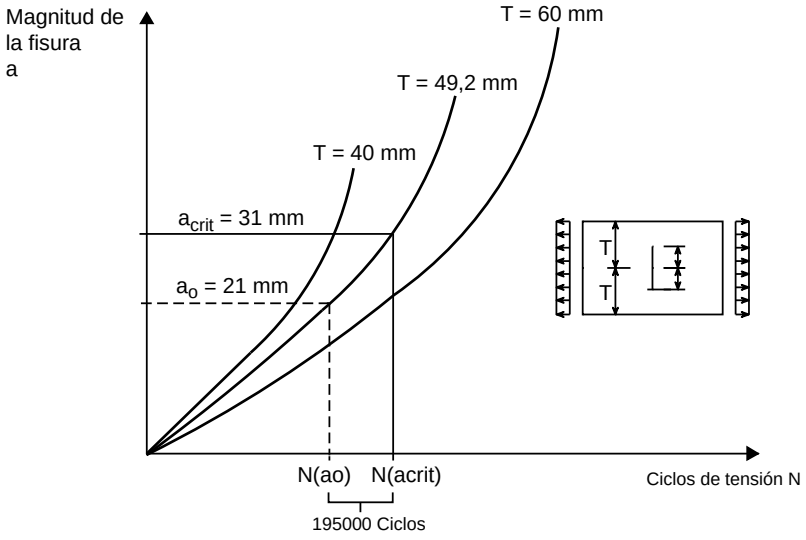


Figura 19 Magnitud de la fisura a ante ciclos de tensión N, en función de diferentes anchuras T, para el modelo básico ②

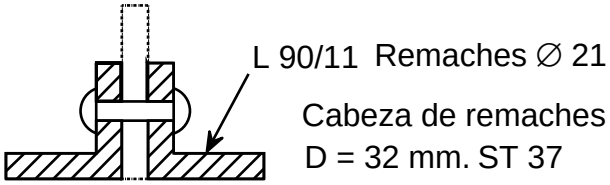


Figura 20 Sección transversal del ejemplo de aplicación

$N(t_p)$ = 196000 ciclos

Nº anual de ciclos 51000 ciclos

Tiempo de servicio mínimo:

t_p = 195000/ 51000 = 3,8 a

Intervalo de inspección t_{insp} = 3,0 a

$t_{insp} < t_p$ ¡cumplido!

6. VERIFICACIÓN EN CASO DE REFUERZO

Si el tiempo de servicio mínimo $N(t_p)$ es menor que el intervalo de inspección N_{insp}, la sección transversal adicional requerida ΔA_{requ} puede determinarse mediante

$$\Delta A = A_{net} \cdot \left(\sqrt[m]{\frac{N_{insp}}{N(t_p)}} - 1 \right)$$

donde A_{net} es el área de la antigua sección transversal disponible y m = 3.

Una alternativa es considerar que la antigua sección transversal total es propensa a rotura frágil y complementarla mediante

$$\Delta A = \text{máx } F / f_y$$

que, en el caso de rotura frágil, asumiría la fuerza total. Se puede aplicar el valor mínimo ΔA.

En la figura 21 se ofrece un ejemplo típico de un detalle de refuerzo.

Los métodos de unión de la conexión de las chapas de refuerzo deberían ser tornillos calibrados (preferiblemente precargados, para evitar el aflojamiento de las tuercas y aumentar la resistencia a la fatiga), tornillos de inyección [9] o tornillos cónicos [10].

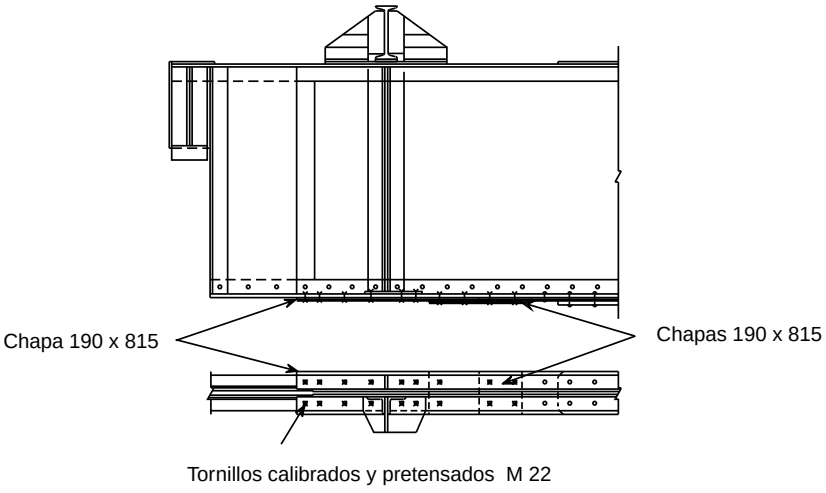


Figura 21 Ejemplo de un detalle de refuerzo para un ala a tracción de la viga principal de un puente

7. PROCEDIMIENTO SI NO ESTÁN DISPONIBLES LAS MEDICIONES DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La experiencia previa de las verificaciones de los puentes sugiere la siguiente combinación de valores mínimos de la tenacidad de los materiales y el límite elástico de los antiguos puentes de acero remachados.

J_c = 10 N/mm

f_y = 280 N/mm^2

Una valoración de la tenacidad de un antiguo puente con estos valores de materiales ha resultado ser conservativa. Si todas las verificaciones son positivas, no es necesario ninguna toma de muestras adicional. Si no es así, la toma de muestras puede limitarse a aquellos elementos críticos en tracción en los que no se satisface la verificación de seguridad conservativa.

8. RESUMEN FINAL

- Se han expuesto nuevos métodos de inspección y valoración relacionados con la tenacidad de los materiales de los antiguos puentes de acero. Estos métodos ofrecen una imagen completa de la seguridad residual y la vida útil de dichos puentes y también permiten determinar medidas de refuerzo relacionadas con la resistencia y la tenacidad.
- Los procedimientos basados en la mecánica de la rotura se han simplificado tanto que su valoración puede llevarse a cabo de forma tan sencilla como las verificaciones de resistencia convencionales.
- El uso del procedimiento simplificado se demuestra mediante un ejemplo.
- Se ofrecen pautas para el proyecto del refuerzo.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] Benning, W., Effkemann, Ch., PHIDIAS - ein photogrammetrisch interaktives digitales Auswertesystem für den Nahbereich. ZPF-Zeitschrift für Photogrammetrie und Fernerkennung 3/1991.

[2] Brühweiler, E., Essais de Fatigue sur des Poutres a Tripplis Double en per Puddle. Publication ICOM 159/1986.

[3] Bild, J., Beitrag zur Anwendung der Bruchmechanik bei der Lösung von Sicherheitsproblemen im Stahlbau, Diss. RWTH Aachen, 1988.

[4] Rice, J.R. and Tracey, D.M., J. Mech. Phys. Solids 17, pa. 201-217,1969.

[5] Cherepanov, G.P., Crack propagation in continuous media. PMM Vol. 31, Nor. 3/1967, pp. 476-488.

[6] Dahl, W., Dormagen, D., Ehrhardt, H., Hesse, W., Twickler, R., Anwendung bruchmechanischer Konzepte auf das Versagensverhalten von Großplatten. Nucl. Eng. and Design, Vol. 87/1985, pp. 83-88.

[7] Ehrhardt, H., Untersuchungen zum Einfluß unterschiedlicher Fehlergeometrien auf das Versagensverhalten von Stahl auf der Grundlage von Großzugversuchen. Diss. RWTH Aachen, 1988.

[8] Hensen, W., Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken. Diss. RWTH Aachen, 1992.

[9] Gresnigt, A.M., Injection bolts in structural members. Researching 1991, Delft.

[10] Wuppertaler Stadtwerke AG, Patent für konische Bolzen mit metrischen Gewinden. Wuppertal 1990.

DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 20: SISTEMAS ESTRUCTURALES. REHABILITACIÓN Y REPARACIÓN



T20c1 Vista de fachada de edificio antiguo con utilización de asbesto



T20c2 Mismo edificio anterior con fachada de paneles de acero



T20c3 Detalle de estructura ligera de cubierta



T20c4 Estructura ligera cubierta



T20c5 Recubrición de edificio existente