Normas para intervenções em estruturas existentes

Codes of Practice for the interventions in existing structures

Júlio Appleton

Resumo

Neste trabalho apresenta-se o estado atual em Portugal no que se refere à normalização dirigida às intervenções e avaliação da segurança em estruturas existentes. Para enquadrar o tema apresenta-se também a evolução dos métodos construtivos, dos materiais, dos critérios de verificação da segurança e da regulamentação de estruturas.

Abstract

This work presents the recommendations for the intervention and safety assessment of existing structures applied in Portugal. To situate the theme the progress of materials, construction technology and safety criteria is also presented.

Palavras-chave: Reabilitação / Recomendações / Normas

Keywords: Rehabilitation / Recommendations / Codes of Practice

Júlio Appleton

A2P Consult Lda
Portugal
julio.appleton@a2p.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

APPLETON, J. – Normas para intervenções em estruturas existentes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 7-24.

1 Introdução

Para intervir numa estrutura existente há que conhecer o enquadramento histórico da época em que foi realizada, as técnicas de construção então adotadas e as normas de projeto então existentes.

A gestão do património deve iniciar-se com o controlo da qualidade do projeto e da execução das obras, incluindo a produção das telas finais e da compilação técnica (que inclua de forma organizada todos os documentos realizados para a obra e durante a obra) e a elaboração do plano de monitorização, inspeção e ensaios e manutenção da obra.

Partindo da qualidade inicial de uma obra, a sua gestão envolve o acompanhamento regular do processo de envelhecimento e o registo das anomalias. Este acompanhamento requer a realização de inspeções e os estudos de diagnóstico das causas e consequências das anomalias, por forma a fundamentar a realização dos trabalhos de prevenção, de reparação e de reforço ao longo do período de serviço da construção.

Para além dos processos associados à evolução do estado de conservação, as estruturas existentes podem vir a tornar-se desadequadas para as necessidades, podem vir a revelar-se com níveis de segurança insuficientes face à evolução das exigências de desempenho ou podem ser objeto de alteração ou adaptação a novas utilizações, daí resultando a necessidade de intervenção.

É neste contexto que as recomendações, normas e regulamentos aplicáveis a estruturas existentes têm vindo a merecer uma especial atenção nos últimos anos, até porque a tendência será cada vez mais manter e adaptar as construções existentes evitando a sua demolição e substituição.

Há assim que analisar o património construído em betão, aço, alvenaria e madeira e procurar desenvolver documentação técnica de apoio às intervenções em construções existentes.

Neste trabalho apresenta-se uma breve síntese da evolução da regulamentação nacional e europeia para obras novas, uma vez que, em muitas intervenções em obras existentes, deve ter-se em conta a vasta documentação dirigida para as obras novas, e os novos elementos devem ser projetados e executados de acordo com a regulamentação em vigor, à data da intervenção.

Na secção 3 refere-se a inspeção de estruturas e na secção 4 analisam-se as normas aplicáveis ao processo de avaliação do estado de conservação e segurança. De entre estes documentos, têm particular importância no nosso País, os documentos relativos à avaliação da segurança sísmica.

Decidida a necessidade de intervenção, refere-se na secção 5 um conjunto de documentos disponíveis para apoio ao projeto e execução de intervenções de prevenção, de reparação e de reforço de estruturas existentes.

2 A evolução dos processos construtivos, materiais e regulamentação

2.1 Projeto e construção de edifícios antigos (1), (12)

Há a considerar diversas tipologias construtivas de edifícios – edifícios com pavimentos de madeira e paredes de tabique e de alvenaria, construídos em Portugal até à década de 1950; edifícios com pavimentos de betão e paredes de alvenaria, construídos até à década de 1960 e edifícios com toda a estrutura de betão armado construídos desde o início do século, mas só de forma praticamente exclusiva após a década de 1960. Consideram-se edifícios antigos aqueles que foram executados há 50 anos ou mais. A construção dos edifícios antigos era realizada respeitando as boas práticas construtivas correntes à data da sua execução. Os edifícios antigos raramente apresentam caves.

Os pavimentos de madeira eram realizados com vigas maciças de madeira e eram calculados controlando a deformação dos pisos e verificando que as tensões máximas eram inferiores às tensões admissíveis. As ligações eram realizadas por pregagem, parafusos, entalhes ou com elementos metálicos. As coberturas eram realizadas com asnas, madres e ripas de madeira. A madeira utilizada era do tipo maciço. Só em décadas recentes passaram a estar disponíveis os lamelados colados.

As paredes de alvenaria localizadas nas fachadas, empenas e caixas de escada eram calculadas para a carga vertical, reduzindo a sua espessura em altura em função da carga axial que suportavam. As alvenarias das fachadas e empenas eram realizadas com alvenaria de pedra e as paredes interiores em alvenaria de tijolo ou com tabiques de madeira. Nas construções pombalinas parte das paredes integravam uma estrutura interior de madeira que, interligada com os pisos (paredes de frontal), funcionava também como sistema de travamento para as ações horizontais. A qualidade construtiva que caracterizava as construções pombalinas foi-se deteriorando no séc. XIX e início do séc. XX, com a construção dos chamados edifícios Gaioleiros.

A diversidade da constituição dos elementos de alvenaria é enorme. Em edifícios as paredes de alvenaria podem ser de pedra argamassada, de cantaria, de alvenaria de tijolo. Em alvenaria realizavam-se também as abóbadas no piso térreo.

As lajes de betão armado, que começaram a ser utilizadas nalguns edifícios a partir do início do século XX, eram calculadas usualmente com recurso a tabelas e apresentavam reduzidas espessuras (10 cm ou menos) e reduzidos recobrimentos (10 mm).

As ações verticais eram frequentemente subestimadas, no que se referia à consideração dos pesos de paredes e revestimentos, e não era feito um dimensionamento da estrutura para a ação sísmica.

A partir de 1960, o dimensionamento para a ação sísmica passou a ser exigido. Era feito considerando forças horizontais equivalentes atuando nas paredes e pilares (verificação de corte basal) e verificando a respetiva resistência ao corte.

Até à década de 1960 o aço utilizado nas estruturas de betão armado era o aço liso A235 e os betões não ultrapassavam em geral os 30 MPa de resistência à compressão em ensaio de cubos.

A pormenorização das armaduras das lajes envolvia em geral a subida de metade das armaduras a 1/5 do vão, para a face superior sobre as vigas.

Nas primeiras estruturas de betão armado de edifícios é usual encontrarem-se vigas com aumento de altura junto aos apoios de continuidade (esquadros). A resistência ao esforço transverso era essencialmente garantida com varões inclinados, tendo os estribos uma contribuição diminuta.

Os pilares de betão armado e os nós de pórticos não eram devidamente cintados, o que só foi corrigido na regulamentação de 1983. Como não era feita uma avaliação adequada para a ação sísmica, as cintas tinham quase só uma função construtiva, o seu diâmetro era reduzido e a distância entre cintas muito grande (30 cm a 40 cm) e frequentemente só se dispunha de uma cinta no contorno do pilar.

As fundações das paredes de alvenaria eram realizadas com sapatas contínuas, frequentemente realizadas em alvenaria ou betão simples. Se o terreno era de má qualidade realizavam-se pegões e arcos sobre os quais nasciam as paredes. Nalguns casos, em alternativa aos pegões, o terreno sob a base da sapata era compactado por cravação de estacas de madeira (diâmetros de cerca de 15 cm e comprimentos de 3 m a 5 m).

Com o advento do betão armado as fundações passaram a ser realizadas com este material, quer em fundações diretas para os pilares e paredes quer em estacas (após a década de 1940). Era corrente a realização de estacas cravadas com seção quadrada (com 30 cm a 40 cm de lado) e estacas moldadas de seção circular não excedendo 60 cm de diâmetro. A profundidade das estacas estava também limitada pela capacidade dos equipamentos a cerca de 30 m.

Na década de 1950 são publicados os primeiros livros de Mecânica dos Solos e Fundações e diversos trabalhos por investigadores do LNEC para o dimensionamento de sapatas e de estacas.

Em soluções de fundação direta as sapatas passam a ser interligadas por lintéis (solução adequada para o bom comportamento para as ações sísmicas). Quando se realizam caves é frequente a adoção de soluções de ensoleiramento geral. Atualmente, quando necessário, são executadas estacas com diâmetros correntes de 80 cm a 120 cm.

A inspeção das condições de fundação de edifícios existentes pode ser realizada com a abertura de poços de inspeção quando não há informação fiável sobre a geometria e tipologia das fundações existentes, assim como sobre a cota de fundação.

Quando a estrutura não apresenta anomalias associadas a assentamentos de fundação e as ações não sofreram, nem vão sofrer alterações, nem existem indícios de agressividade do solo da fundação, poderá ser dispensada a inspeção e avaliação das condições de segurança das fundações dos edifícios existentes.

Caso contrário, é necessário pesquisar a informação geotécnica disponível ou caracterizar o terreno de fundação com sondagens de prospeção. A avaliação da necessidade de reforço, em particular quando se aumentam as cargas ou se detetam deficiências de fundação, é fundamental no processo de intervenção em obras existentes. Uma das soluções mais usuais para o reforço de fundações

de edifícios é a introdução de microestacas e a sua interligação às fundações existentes.

No final do século XIX e início do século XX foram realizadas coberturas de edifícios, com estrutura metálica, substituindo as tradicionais coberturas de madeira. Em edifícios industriais essa aplicação manteve-se até aos nossos dias em paralelo com as estruturas pré-fabricadas de betão.

As ligações entre elementos metálicos eram realizadas por rebitagem, de acordo com as regras de dimensionamento apresentadas no RPM de 1929 e REAE de 1967. Em obras mais recentes as ligações são realizadas por aparafusamento e soldadura.

A soldadura só foi desenvolvida mais tarde e não é aplicável às obras mais antigas onde se deve manter a rebitagem. Os aços laminados posteriores a 1930 apresentam em geral composição adequada para a aplicação da soldadura, mas tal deve ser confirmado com ensaios.

2.2 Projeto e construção de pontes antigas (7)

As pontes antigas eram construídas com abóbadas de alvenaria. Em pontes há a referir as pontes em arco e os pilares de alvenaria (em geral forrados a cantaria). Os materiais adotados são também diversos e com características mecânicas muito diferenciadas – granitos, calcários e xistos. As estruturas de alvenaria eram analisadas para as cargas verticais evitando-se ter trações nas alvenarias.

A partir da 2.ª metade do séc. XIX, e em especial para o projeto nacional da rede ferroviária, foram construídas numerosas pontes com tabuleiro metálico do tipo treliçado apoiado em pilares de alvenaria, e algumas pontes em arco. Os materiais adotados eram o ferro fundido, o ferro laminado e o aço laminado. Para as estruturas metálicas das pontes foram desenvolvidos modelos de cálculo elástico quer para os arcos quer para os tabuleiros. A verificação da segurança era realizada pelo método das tensões admissíveis. Os aços que eram então utilizados correspondem aos atuais S235. Só o REAE de 1986 considera outros tipos de aço com maiores resistências como o aço S275 e o aço S355.

No começo do séc. XX inicia-se a construção de pontes de betão armado, com tabuleiro apoiado em pilares ou em arcos. Só a partir do final dos anos de 1960 se começam a realizar pontes com tabuleiro em betão armado pré-esforçado.

Para as primeiras pontes de betão armado com tabuleiro em laje vigada utilizavam-se frequentemente uma conceção de estrutura isostática longitudinalmente, quer com tramos simplesmente apoiados, quer com tabuleiros do tipo viga Gerber. Os tabuleiros eram normalmente fixados, pelo menos, num dos encontros.

As sobrecargas rodoviárias uniformemente distribuídas, adotadas no cálculo das pontes antigas, tinham valores muito elevados e eram afetadas de um coeficiente dinâmico. Pelo contrário, as cargas dos veículos pesados eram reduzidas pelo que é vulgar existirem algumas deficiências locais nos tabuleiros dessas pontes. Com o RSEP de 1961 as sobrecargas uniformemente distribuídas foram significativamente reduzidas, mantendo-se com valores semelhantes no RSA. Os seus valores são inferiores aos especificados para o tráfego atual na EN 1991-2. O coeficiente dinâmico definido no RSEP com o valor de 1,2 passou a ser aplicado apenas às ações do veículo tipo. As ações do veículo tipo foram sendo aumentadas com a nova regulamentação adequando esses valores ao tráfego real que circula nas rodovias. No RSA o coeficiente dinâmico passou a ter um valor unitário.

Um dos problemas das pontes antigas é a reduzida largura do tabuleiro. No caso particular das pontes de alvenaria outro problema corrente é a reduzida seção de vazão.

As sobrecargas ferroviárias especificadas sofreram um grande aumento desde as primeiras obras até ao RPM de 1929, mantendo-se, a partir dessa data, com valores não muito superiores.

Um dos problemas das pontes ferroviárias antigas era o reduzido gabarito vertical de secções em caixão treliçado, o que, para a implementação da eletrificação da linha, requereu nos anos de 1960 e 1970 a alteração da sua geometria e alteamento dos travamentos do banzo superior.

Nas pontes, a dificuldade de realizar grandes vãos sem recorrer a soluções de grandes arcos metálicos ou de betão, que têm um custo elevado, conduziu a soluções com pilares implantados no leito menor dos rios. Os trabalhos de fundação destes pilares eram realizados em período de estiagem e, quando necessário, modificando o curso da água. Se não era possível realizar as fundações superficialmente era necessário realizar fundações por pegões com profundidade máximas da ordem de 20 m e com a enorme dificuldade da presença de água. Esses pegões eram realizados com recurso a ar comprimido para colocar a câmara de trabalho na base da escavação com uma pressão superior à pressão hidrostática.

Um dos problemas graves que pode ocorrer nas pontes com pilares localizados no leito menor é a infraescavação das fundações. Por isso é importante realizar inspeções subaquáticas e avaliar a segurança em relação ao descalçamento de fundações diretas ou por pegões.

A partir da década de 1950 tornou-se possível realizar, quando necessário, fundações profundas com a tecnologia de execução de estacas. Os diâmetros de estacas podem atualmente exceder os 2 m e profundidades de 100 m.

2.3 Evolução da regulamentação nacional aplicável às estruturas (6)

O primeiro regulamento português que conhecemos data de 24/2/1863. Trata-se do decreto assinado pelo Duque de Loulé intitulado "Regulamento das provas que se deverão fazer nas pontes metálicas de Caminho de Ferro, antes de serem entregues à exploração". Documento sucinto, inclui os critérios de verificação da segurança dos elementos metálicos forjados e laminados e a especificação dos ensaios de carga estáticos e dinâmicos a realizar nas pontes metálicas realizadas no início da concretização da Rede Ferroviária Nacional. Refira-se que em 1877 é realizada uma das mais notáveis pontes portuguesas, a Ponte Maria Pia sobre o Rio Douro.

Em 1/2/1897 é publicado o "Regulamento para projeto, provas e vigilância das pontes metálicas", documento já mais desenvolvido e aplicável às pontes de caminho de ferro e às pontes de estradas. Este documento inclui também os valores das sobrecargas, os valores caracterizadores das propriedades dos materiais e os critérios de verificação da segurança de pontes metálicas.

O início das construções de betão armado em Portugal, no final do séc. XIX, justificou a publicação, em 28/3/1918, do Dec. 4036 "Regulamento para o emprego do beton armado", onde se apresentam, ainda de forma incompleta, as características dos materiais, os critérios de verificação da segurança e a execução e ensaio das obras de betão armado.

O desenvolvimento das vias de comunicação e a necessidade de atualizar o regulamento de 1897 conduziu à publicação em 10/4/1929 do Decreto 16781 "Regulamento das Pontes Metálicas" – RPM. Este regulamento foi objeto de diversas alterações até 1958, como as introduzidas pelo Dec. 41584. Este regulamento é um documento bastante completo que se manteve parcialmente em vigor durante muitas décadas. De realçar que, em Portaria de 28/9/1929, são publicadas umas interessantes Instruções para a aplicação deste regulamento, onde se incluem também indicações sobre a conceção e pré-dimensionamento de pontes e dos seus aparelhos de apoio. Refira-se que é neste regulamento que se encontram os valores das tensões admissíveis para os elementos metálicos e para as alvenarias.

Em 16/10/1935 é publicado o Decreto 25948 "Regulamento do Betão Armado" – RBA, que trata agora de forma completa o dimensionamento e execução de estruturas de betão armado. Neste regulamento é feita, na introdução, uma apresentação detalhada da regulamentação europeia e americana. É neste regulamento que são introduzidas pela primeira vez, ao nível regulamentar, as ações a adotar no projeto de edifícios. É dado um grande desenvolvimento ao cálculo de lajes fungiformes e a vários aspetos do dimensionamento de pontes de betão armado relacionados com o cálculo de tabuleiros em laje vigada, com o cálculo das abóbadas e com o cálculo de articulações e aparelhos de apoio.

Em 31/5/1958 é publicado o Decreto 41658 "Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos" – RSCS. Embora aplicável a todas as construções não se explicita o enquadramento do projeto de pontes definindo os necessários valores dos respetivos coeficientes sísmicos. Este regulamento seguiu-se à realização, em 1955 na Ordem dos Engenheiros, de um seminário para assinalar os 200 anos do sismo de 1755 e discutir a necessidade de regulamentação para a segurança sísmica (22).

Só em 18/11/1961 as ações passam a ser definidas em regulamento específico, o RSEP – "Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes", Decreto 44041. São então atualizados os valores das sobrecargas nas pontes e todas as outras ações atuantes nas estruturas quer sejam metálicas ou de betão. É introduzido neste regulamento o conceito de ações excecionais que incluem a ação sísmica e a ação de ventos excecionais. São assim definidos dois tipos de combinação de ações, do tipo I (solicitações permanentes e solicitações variáveis habituais) e do tipo II (solicitações permanentes e solicitações excecionais).

Em 19/1/1965 é publicado o Decreto 46160 "Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios" – REAE que atualiza os requisitos regulamentares para as estruturas metálicas, eliminando, em relação ao RPM, especificações relativas a ações. Muito embora se indique como âmbito de aplicação os edifícios e não tenha então sido revogado o regulamento das pontes metálicas, várias cláusulas deste regulamento eram naturalmente aplicáveis ao projeto de pontes, nomeadamente os aspetos relacionados com o projeto de ligações soldadas e aparafusadas.

Em 20/5/1967 é publicado o Decreto 47723 "Regulamento de Estruturas de Betão Armado" – REBA. Este regulamento marca a alteração do método de verificação de segurança por tensões admissíveis para o método de verificação da segurança aos estados limites (de serviço e de rotura), sendo para a rotura adotada a filosofia semi-probabilística dos coeficientes parciais de segurança. Esta metodologia, na época inovadora, veio a ser mais tarde adotada a nível internacional nos atuais Eurocódigos.

Em 31/5/1983 é publicado o Decreto-Lei 235/83 "Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes" – RSA e em 30/71983 é publicado o Decreto-lei 349-C "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado" – REBAP, que ainda estão em vigor. O RSA inclui, para além da atualização da definição e quantificação das ações, a filosofia e os critérios de verificação da segurança. O REBAP inclui pela primeira vez em Portugal os requisitos regulamentares relativos às estruturas pré-esforçadas. Adota-se também o Sistema Internacional de Unidades e Simbologia (ISO 3898).

Em relação às estruturas metálicas, procedeu-se com o Decreto 211/86 de 11/4/1986 a uma revisão do REAE, adotando-se a filosofia de segurança aos estados limites em conformidade com o RSA. Consideram-se ainda os novos tipos de aços em chapa e perfil então disponíveis no mercado, Fe360, Fe430 e Fe510.

Em síntese apresenta-se a listagem da regulamentação nacional aplicável ao dimensionamento de estruturas:

- Decreto de 24/2/1863: "Regulamento das provas que se deverão fazer nas pontes metálicas de Caminho de Ferro, antes de serem entregues à exploração";
- Decreto de 1/2/1897: "Regulamento para projeto, provas e vigilância das pontes metálicas";
- Decreto 4036 de 28/3/1918: "Regulamento para o emprego do beton armado";
- Decreto 16781 de 10/4/1929: "Regulamento das Pontes Metálicas";
- Decreto 25948 de 16/10/1935: "Regulamento do Betão Armado" (RBA);
- Decreto 41658 de 31/05/1958: "Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos" (RSCS);
- Decreto 46160 de 19/1/1965: "Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios";
- Decreto 44041 de 18/11/1961: "Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes" (RSEP);
- Decreto 47723 de 25/5/1967: "Regulamento de Estruturas de Betão Armado" (REBA);
- Decreto 404/73 de 23/9/1971: "Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos" (RBLH);
- Decreto 235/83 de 31/05/1983: "Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes" (RSA);
- Decreto 349-c/83 de 30/7/1983: "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado" (REBAP);

– Decreto 211/86 de 11/4/1986: "Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios".

No que se refere à evolução das ações na regulamentação, o aspeto mais importante tem a ver com a ação sísmica que será tratado noutra secção deste trabalho.

Em relação aos materiais os regulamentos vão acompanhando os progressos e considerando o sucessivo aumento da capacidade resistente dos aços e dos betões.

Documentos de referência são os Model Code do CEB/FIP e fib (10), (17).

3 Normas, regulamentos e recomendações para a inspeção e ensaios em estruturas existentes (9), (13), (14)

3.1 Introdução

A inspeção visual de uma construção realizada por um técnico experiente e conhecedor é uma tarefa fundamental no acompanhamento e manutenção do património construído.

Durante a inspeção pode realizar-se a observação de dispositivos existentes da monitorização estrutural e podem realizar-se ensaios para a caracterização dos materiais e da estrutura.

A inspeção e ensaios deve ser realizada após uma visita prévia à obra e após a aprovação de um plano em que se estabelece o calendário previsto para os trabalhos de campo, em que se indicam os meios de acesso a mobilizar para observar a estrutura a pequena distância e em que se definem o tipo e número dos ensaios a realizar.

Um dos principais objetivos da inspeção é a realização do mapeamento e caracterização das anomalias da estrutura (deformação excessiva, assentamento de fundações, vibração excessiva,…) e dos seus materiais.

Para as estruturas de betão as principais anomalias são a corrosão das armaduras, a fendilhação e a deterioração química do betão em que se destacam as reações expansivas alcalis-agregado e as reações sulfáticas internas.

Para as estruturas metálicas a corrosão do aço é a principal anomalia deste tipo de material estrutural, requerendo uma proteção superficial (EN 12944) e sua permanente manutenção.

Um dos problemas das estruturas metálicas antigas sujeitas a fortes ações alternadas, como é o caso das pontes ferroviárias, é a resistência à fadiga dos aços. Tal resistência é inferior à dos aços atuais e por outro lado as estruturas já foram sujeitas a numerosos ciclos de carga.

Para as estruturas de alvenaria a principal anomalia é a fendilhação.

Para as estruturas de madeira as principais anomalias são a deterioração do material e a deformação excessiva. A deterioração pode ser causada pela ação de fungos de podridão ou por insetos (térmitas e carunchos) e pela ação dos agentes atmosféricos.

Os ensaios da estrutura têm como objetivo avaliar a resposta global de um elemento ou da estrutura na sua globalidade para as ações que atuam na construção nas suas condições normais de utilização.

Os ensaios de carga estáticos têm como objetivo avaliar a deformação (rigidez) de um elemento e comparar os resultados com a obrigatória previsão de modelo de cálculo. Estes ensaios podem ser realizados antes e depois de uma intervenção como forma de avaliar a sua eficácia. Importa referir que, numa construção existente, os elementos não estruturais (por exemplo os revestimentos de piso) afetam a resposta se comparada apenas com o cálculo da estrutura. Estes ensaios não devem causar danos na estrutura pelo que a prévia avaliação analítica e o acompanhamento dos ensaios pelo consultor são fundamentais.

Os ensaios dinâmicos, em particular os ensaios associados à vibração ambiental, têm particular interesse porque mobilizam meios reduzidos e permitem avaliar a resposta global da estrutura (frequências e modos de vibração). Esses resultados não só servem para calibrar os resultados dos modelos analíticos como permitem avaliar a evolução do comportamento ao longo do tempo. Constituem também uma forma de avaliação dos efeitos estruturais globais da deterioração ao longo do tempo.

Informação importante sobre a resposta da estrutura é a medição das deformações (permanentes, em particular) existentes na estrutura. No caso de edifícios a medição das flechas em pavimentos e no caso das pontes o nivelamento do tabuleiro, os deslocamentos e deformações nos aparelhos de apoio e juntas de dilatação são observações importantes. Uma dificuldade na interpretação desses resultados é que, em geral, não existe o registo dessas grandezas após a conclusão da obra pelo que não se torna possível separar a deformação da parcela correspondente à geometria inicial. Tal dificuldade já não se verifica quando se fazem leituras ao longo do tempo com as mesmas posições de referência.

Os ensaios de materiais têm como objetivo a sua caracterização mecânica e a avaliação do seu estado de deterioração.

Para a caracterização mecânica podem realizar-se ensaios diretos (destrutivos) em que se submetem provetes extraídos da obra a um dado esforço e se obtém o comportamento até à rotura (por exemplo ensaios numa carote de betão ou num provete de aço extraído da obra). Para evitar realizar um número elevado de ensaios destrutivos pode associar-se a estes a realização de ensaios não destrutivos e estabelecer correlações que permitam, desse modo, estimar de forma indireta as características mecânicas dos materiais.

Uma questão fundamental que se coloca na realização de qualquer tipo de ensaio é a sua representatividade, o que exige a escolha do local e número de ensaios em cada elemento.

Os ensaios que têm como objetivo a avaliação do estado de deterioração são fundamentais para a decisão da necessidade de intervenção preventiva ou corretiva e para a especificação do tipo de intervenção.

Só devem ser realizados ensaios cujos resultados sejam utilizados na avaliação evitando-se realizar toda uma "ementa" de ensaios atualmente disponíveis.

Para as estruturas de betão os ensaios mais importantes são a medição do recobrimento das armaduras, a medição da profundidade da carbonatação do betão, a contaminação do betão por iões cloreto e ensaios a realizar em carotes. Refira-se que no ambiente marítimo a profundidade da carbonatação é em geral

muito baixa e que em ambiente urbano afastado da costa não existem em geral cloretos no ambiente atmosférico.

As carotes, para além de permitirem a observação macroscópica da estrutura do betão, são utilizadas para realizar ensaios mecânicos e para a extração de provetes para realização de identificação de eventuais reações expansivas no interior do betão e previsão da sua evolução futura.

A extração de varões para ensaios à tração numa estrutura de betão armado deve ser minimizada, pesquisando previamente o tipo de armaduras utilizados à data da obra e observando as características das nervuras do aço (ou se o aço é liso), o que em muitos casos permite identificar o tipo e classe de resistência do aço.

Para as estruturas metálicas antigas a extração de provetes (a realizar em zonas sujeitas a menores esforços) é necessária para obter ou confirmar a resistência à tração e tipo de aço, a resistência à fadiga e a composição química (com o principal objetivo de avaliar a soldabilidade do aço).

Para as estruturas de alvenaria a tarefa principal é a caracterização geométrica e identificação do tipo de alvenaria. A dificuldade associada a estas estruturas é a enorme variedade de tipologias e materiais adotados em paredes e abóbadas. Nalguns casos pode ser necessário avaliar o estado de tensão e deformabilidade numa alvenaria de pedra ou tijolo podendo adotar-se ensaios de macacos planos. Ensaios com ultrassons podem também ser muito úteis.

Para as estruturas de madeira a caracterização geométrica das secções e identificação do tipo de madeira é essencial. Podem extrair-se provetes para realização de ensaios mecânicos que permitem avaliar a deformabilidade e resistência do material.

A fotogrametria e o varrimento laser são tecnologias que são muito úteis na caracterização geométrica das construções. Os drones são atualmente de enorme ajuda na inspeção de zonas de difícil acesso.

3.2 Documentos normativos e recomendações para a inspeção e ensaios nas estruturas

Para as pontes existem especificações de donos de obra institucionais de que se referem as das Infraestruturas de Portugal e as recomendações brasileiras do DNIT 010-2004 relativas às inspeções em pontes de betão.

Como é natural esses documentos apresentam orientações gerais porque a decisão sobre os ensaios necessários tem que ser objeto de análise caso a caso.

Os ensaios deviam ser realizados em duas fases para que, após a realização de uma inspeção visual e ensaios básicos preliminares, seja possível identificar os ensaios que realmente são necessários para a avaliação das causas de anomalias visíveis e caraterização do estado da estrutura.

A norma NP EN 1998-3:2017 aborda a questão da representatividade dos resultados dos ensaios.

Na secção 3: Informação para a avaliação estrutural, secção 3.2: Informação de base necessária e secção 3.2: Níveis de conhecimento, a norma estabelece 3 níveis de conhecimento sobre a estrutura existente: KL1 (conhecimento limitado), KL2 (conhecimento normal), KL3 (conhecimento integral). A estes níveis de conhecimento associam--se coeficientes de confiança, respetivamente de 1,35; 1,20 e 1,10 que deverão ser utilizados para redução dos valores médios da resistência mecânica dos materiais obtidos em ensaios, para efeitos de verificação da segurança. Em função do nível de conhecimento são também estabelecidos os métodos de análise a adotar na verificação da segurança.

Na secção 3.4 dessa norma desenvolve-se a caracterização dos níveis de conhecimento e indicam-se no Quadro 1, aqui reproduzido, os valores mínimos recomendados para a inspeção e ensaios em edifícios existentes.

Quadro 1 Requisitos mínimos recomendados para diferentes níveis de inspeção e de ensaio

	Inspeção (das disposições construtivas)	Ensaios (dos materiais)
	Para cada tipo de elemento primário (viga, pilar, parede):	
Nível de inspeção e de ensaio	Percentagem de elementos cujas disposições construtivas têm que ser verificadas	Amostras de materiais por piso
Limitado	20	1
Alargado	50	2
Completo	80	3

A orientação e definição do tipo de ensaios, sua distribuição espacial e número de ensaios compete a um consultor especializado. A necessidade de mais ou menos ensaios depende naturalmente do conhecimento existente sobre o projeto e sobre a execução da obra. O número de ensaios deve ser sempre o mínimo necessário para garantir a fiabilidade da avaliação e devem ser realizados apenas nos elementos mais importantes e representativos.

Para a interpretação dos resultados dos ensaios refere-se a EN 13791:2008 – Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados. Neste documento estabelece-se a metodologia para a interpretação dos resultados dos ensaios. Um aspeto importante a referir é que para avaliar a capacidade de carga de uma estrutura existente o que interessa é a resistência do material à data da avaliação e não a resistência dos materiais considerada no projeto ou em obra, relativa ao controlo da qualidade (para o betão na idade de 28 dias).

4 Normas, regulamentos e recomendações para a avaliação das condições de segurança das estruturas existentes (14)

4.1 A pr EN1990-2 de 7/4/2021 Assessment and retrofitting of existing structures – general rules and actions (doc CEN/TC250 2747)

Este documento não inclui a avaliação e reforço para a ação sísmica, matéria que é tratada na NP EN 1998-3. Não inclui também cláusulas específicas para estruturas de betão armado, metálicas,

alvenarias e madeiras estando em preparação, na nova geração dos eurocódigos, anexos dedicados às estruturas existentes.

Seguidamente destacam-se alguns dos aspetos tratados nesta norma e no Anexo Nacional em preparação pelo GT2 da CT115 (Avaliação e reabilitação de estruturas existentes – regras gerais).

Na secção 4 – Regras gerais e em relação à filosofia de segurança (secção 4.1), a proposta no Anexo Nacional é, atualmente, que, para estruturas existentes, se pode admitir uma ligeira redução do índice de fiabilidade alvo, de acordo com os seguintes valores:

$\beta_r = \beta_n - 0{,}5$

$\beta_u = \beta_n - 1{,}5$

em que

β_n é o índice de fiabilidade alvo de uma estrutura nova;

β_r é o índice de fiabilidade alvo de uma estrutura reparada ou reforçada;

β_u é o índice de fiabilidade alvo mínimo admissível numa estrutura existente.

A fiabilidade é a capacidade de uma estrutura para satisfazer os requisitos para os quais foi projetada. O índice de fiabilidade está relacionado com a probabilidade de não satisfação de um dado requisito. Por exemplo $\beta = 3{,}8$ corresponde a uma probabilidade de 10^{-5}.

A aplicação dos níveis de fiabilidade requeridos para obras novas pode não ser tecnicamente viável ou implicar custos desproporcionados que desincentivem a reabilitação estrutural.

Em paralelo com a possibilidade de redução dos índices de fiabilidade devem ser identificadas as principais debilidades da construção, corrigindo aspetos fundamentais como sejam assimetrias de rigidez/resistência, ausência de ductilidade, perigo de ocorrência de colapsos progressivos.

Os métodos de avaliação da segurança das estruturas existentes podem basear-se em métodos quantitativos (baseados em cálculos), métodos qualitativos baseados no comportamento passado ou na combinação de ambos, incluindo resultados de monitorização estrutural e ensaios.

A avaliação deve incluir a análise de toda a informação existente – documentos do projeto, documentos da obra, relatórios de inspeção e ensaios, informações relativas a manutenção, alterações, acidentes.

Ao analisarem-se estruturas existentes há a possibilidade de se atualizar a informação da obra construída inspecionando e ensaiando materiais e a estrutura, atualizando as bases de calculo, ajustando as ações e as características dos materiais.

A secção 5 da norma trata dos processos de avaliação de estruturas existentes, sendo de realçar que o âmbito e objetivos deste processo tem de ser acordado com o dono de obra. A avaliação tem de modelar as alterações introduzidas e os efeitos da deterioração que se verifiquem na obra (2),(5) e (25). A inspeção tem de verificar a conformidade da obra com o projeto evitando-se estar a realizar a avaliação de uma estrutura que não corresponde ao executado.

As estruturas existentes podem não respeitar requisitos ou pormenorização das atuais normas para obras novas mas tal não significa que não sejam seguras. As partes dos eurocódigos relativos aos diversos materiais estruturais e os Anexos Nacionais irão incluir modelos adaptados às particularidades das estruturas existentes.

O Relatório da Avaliação deve apresentar detalhadamente todo o processo adotado na avaliação e deve concluir fundamentadamente sobre a eventual necessidade de complementar a avaliação e sobre a eventual necessidade de intervenção na estrutura.

A secção 6 da norma trata da atualização das variáveis básicas – geometria da estrutura e elementos não estruturais, ações e propriedades dos materiais.

Importa definir claramente os valores das ações a considerar na verificação da segurança, tendo em conta as ações reais e as especificadas na nova regulamentação.

Em relação às propriedades dos materiais há que complementar a informação do projeto e dos regulamentos em vigor à data do projeto com os resultados obtidos nos ensaios realizados no âmbito da avaliação.

A secção 7 da norma trata da modelação da estrutura e dos ensaios. Os modelos de cálculo devem basear-se no projeto e na informação obtida na inspeção e, sempre que possível, devem ser calibrados com os resultados da monitorização e ensaios (por exemplo ensaios dinâmicos).

Importa referir que eventuais ensaios de carga devem ter objetivos claros, um planeamento cuidadoso incluindo a previsão da resposta da estrutura e não devem introduzir danos na estrutura (limitando e controlando o valor das cargas de ensaio).

A secção 8 da norma trata das verificações da segurança.

Para os Estados Limites Últimos deve ser utilizado o método dos coeficientes parciais de segurança tomando como base a EN 1990-1, sem alteração dos coeficientes de combinação mas com possíveis ajustamentos dos coeficientes majorativos das ações variáveis, tendo em conta a possibilidade de redução do índice de fiabilidade alvo para estruturas existentes (proposta do GT da CT115).

Os coeficientes parciais de segurança para as ações são usualmente definidos através da seguinte relação:

$\gamma_F = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_f$

onde,

γ_F é o coeficiente parcial de segurança para a ação;

γ_{Ed} é o coeficiente associado ao erro da modelação da ação;

γ_f é o coeficiente associado à dispersão da ação.

Geralmente, o coeficiente γ_{Ed}, associado aos erros do modelo, toma valores entre 1,05 e 1,15, sendo o valor de 1,10 o mais usual.

Assim, se for considerado para γ_{Ed} um valor igual a 1,10, o coeficiente parcial de segurança para as ações pode ser considerado como:

$\gamma_F = 1{,}10 \cdot \gamma_f$

De acordo com a proposta de redução do índice de fiabilidade para as estruturas existentes, uma redução de 0,5 no índice de fiabilidade de uma estrutura nova para obter o índice de fiabilidade de uma estrutura reparada ou reforçada, corresponde aproximadamente

à seguinte relação entre os coeficientes associados à dispersão da ação:

$\gamma_{fr} / \gamma_f = 0{,}94$

onde γ_{fr} é o coeficiente associado à dispersão da ação para uma estrutura reparada ou reforçada. Assim, o coeficiente de segurança parcial γ_{Fr}, para uma estrutura reparada ou reforçada será obtido a partir do coeficiente parcial definido para a estrutura nova, multiplicando-o por 0,94.

Por sua vez, uma redução de 1,5 no índice de fiabilidade de uma estrutura nova para obter o índice de fiabilidade mínimo que se aceita para não intervir numa estrutura existente, corresponde aproximadamente à seguinte relação entre coeficientes associados à dispersão da ação:

$\gamma_{fu} / \gamma_f = 0{,}82$

onde γ_{fu} é o coeficiente mínimo associado à dispersão da ação para uma estrutura existente. Assim, o coeficiente de segurança parcial mínimo para a ação, γ_{Fu}, para uma estrutura existente será obtido a partir do coeficiente parcial definido para a estrutura nova, multiplicando-o por 0,82.

A justificação para esta proposta alinhada com recomendações europeias (18) é o reconhecimento da complexidade das intervenções e a necessidade de viabilizar uma intervenção que melhora a situação existente, sem medidas desproporcionadas e de custos demasiado elevados. Afinal é uma medida de bom senso.

Por exemplo, no caso de sobrecarga em edifícios, considerando que o respetivo coeficiente parcial de segurança para uma estrutura nova é de 1,50, obter-se-iam os seguintes coeficientes parciais de segurança:

- 1,40 (1,5 × 0,94), para uma estrutura existente a reparar ou a reforçar;
- 1,25 (1,5 × 0,82), para a aceitação do nível de segurança de uma estrutura existente sem realizar intervenção de reforço.

Em relação aos valores de cálculo das propriedades dos materiais e considerando X_k o valor característico de um parâmetro de resistência, o valor de cálculo associado X_d vem dado por:

$X_d = \eta\, X_k / \gamma_M$

$\gamma_M = \gamma_{Rd}\, \gamma_m = \gamma_{Rd1}\, \gamma_{Rd2}\, \gamma_m$

em que a primeira parcela do produto (γ_{Rd}) contém os coeficientes parciais de segurança relativos às incertezas do modelo de resistência (γ_{Rd1}) e dos desvios geométricos (γ_{Rd2}), se estes não forem modelados explicitamente. A segunda parcela do produto (γ_m) representa o coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas, ou variabilidade, associadas às propriedades dos materiais e as incertezas estatísticas e η representa um fator de conversão.

A revisão destes coeficientes parciais de segurança para as estruturas existentes está em fase de estudo. Por um lado é possível ensaiar os materiais realmente aplicados e obter as suas características efetivas podendo ser revistos os valores das resistências, mas por outro lado o comportamento de elementos reparados ou reforçados pode ser menos fiável do que o de elementos de estruturas novas.

A secção 9 da norma trata da avaliação baseada no comportamento anterior. Esta possibilidade deve ser considerada com toda a prudência. Esta avaliação requere a realização de uma inspeção detalhada e comprovação de que a estrutura não apresenta anomalias, a comprovação de que a estrutura foi sujeita a níveis de carga semelhantes aos que terão muita probabilidade de não serem excedidos no futuro, a comprovação de que a estrutura não irá sofrer alterações nem que seja previsível que futura deterioração afete o desempenho da estrutura e a aceitação por parte das entidades envolvidas em manter o nível de segurança existente.

A constatação de que uma estrutura tem tido um bom comportamento em serviço apenas é indicativo que a estrutura provavelmente continuará a apresentar um bom comportamento nas mesmas condições de utilização, mas tal não é garantia do nível de segurança para as situações dos estados limites últimos ou seja para a avaliação da capacidade de carga de rotura da estrutura. Esta questão é de especial relevância para a segurança sísmica uma vez que nas últimas décadas não ocorreram sismos de elevada intensidade no território do continente e portanto as estruturas não foram testadas e por outro lado são conhecidas as debilidades das construções mais antigas, muitas das quais nem foram concebidas para a resistência aos sismos. A ocorrência de sismos severos nalguns países tem evidenciado estas debilidades.

A secção 10 da norma trata das possíveis intervenções quando da avaliação se conclui de forma clara a causa das anomalias ou a constatação de que um dos requisitos de segurança regulamentares não é verificado. Na secção 5 deste artigo analisam-se essas alternativas de intervenção.

4.2 A pr EN 1992-1-1 para a avaliação da segurança das estruturas existentes realizadas em betão armado (Anexo I) e a atividade do Grupo de Trabalho GT2 da CT115

Os eurocódigos separaram todos os assuntos relativos à ação sísmica em documentos autónomos porque alguns países europeus não sofrem a possibilidade de atuação dessa ação com níveis relevantes. Tal não é o caso de Portugal e por isso a nossa regulamentação tratava de forma integrada a ação dos sismos com as demais ações.

Seguindo a organização dos eurocódigos apresenta-se nesta secção a referência à avaliação geral da segurança das estruturas de betão e na secção seguinte a avaliação para a ação sísmica. Para os outros materiais estruturais – aço, alvenaria e madeira não conhecemos ainda anexos que tratem da avaliação das estruturas existentes, mas por certo virão no futuro a contemplar essa matéria. Refira-se no entanto que grande parte das normas aplicáveis a obras novas também o são para as estruturas existentes.

Na nova geração dos eurocódigos, a pr EN 1992-1-1 – Eurocode 2 Design of concrete structures- General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures de 10/5/2021 (doc.2724) inclui um Anexo I – Assessment of Existing Structures, onde se apresentam as recomendações para a avaliação da segurança de estruturas existentes de betão.

Este anexo percorre as várias secções do texto geral do eurócodigo

EN 1992-1-1, dirigido às obras novas, apresentando as recomendações específicas para estruturas existentes.

Na secção I.4 apresentam-se comentários gerais em relação à necessidade de considerar os efeitos estruturais da deterioração na avaliação das estruturas existentes e a possibilidade de ajustar os coeficientes parciais dos materiais tendo em conta os resultados dos ensaios efetuados na construção.

Na secção I.5 (Materiais) remete-se para a norma EN 13791 a interpretação e caracterização mecânica do betão com base nos ensaios de carotes e para o aço remete para a norma EN ISO 15630, referindo a possibilidade de caracterização de alguns aços pelo sistema de marcação realizado nas nervuras.

Na secção I.6 indica-se a necessidade de rever a avaliação da aderência se o recobrimento é inferior ao valor de referência ($C_{min,b}$).

Na secção I.7 aborda-se o difícil problema de quantificar a força de pré-esforço instalada, recomendando que, atendendo à dificuldade de quantificar essa força, seja feita, em projeto, uma análise de sensibilidade variando o valor de pré-esforço entre limites plausíveis.

Na secção I.8 ULS descrevem-se os efeitos da corrosão de armaduras a considerar na avaliação.

Nessa secção apresentam-se regras para as estruturas existentes que não cumprem os requisitos da atual regulamentação para obras novas, como sejam a consideração de armaduras lisas, a existência de varões inclinados e armaduras transversais com disposições construtivas que não satisfazem os atuais requisitos mínimos para a resistência ao esforço transverso nas novas normas.

Na secção I.9 SLS refere-se que a verificação desses estados limites de serviço pode ser feita com medições na obra existente e complementa as fórmulas de cálculo do comprimento de amarração e da estimativa da abertura de fendas para elementos de betão com armaduras lisas e terminando em gancho.

No âmbito da atividade do Grupo de trabalho GT2 da Comissão dos Eurocódigos (CT115) foram preparadas umas "Recomendações para a Avaliação e Intervenção em Estruturas Existentes de Betão". Nesse documento apresenta-se informação complementar ao referido anexo I, informação que eventualmente será incorporada no Anexo Nacional a esse anexo do eurocódigo.

Assim na secção 3 destas "Recomendações" apresenta-se a evolução da caracterização do betão e do aço, dos modelos de análise e critérios de verificação da segurança considerados na regulamentação Portuguesa e adotados no meio técnico nacional.

Na secção 7 destas "Recomendações" apresenta-se uma descrição sintética dos vários tipos de ensaios de caracterização dos materiais em estruturas de betão armado, seu estado de deterioração e interpretação dos resultados.

4.3 Avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes

4.3.1 Ação sísmica

Os registos da atividade sísmica e os estudos efetuados mostram que o risco e a intensidade da ação sísmica apresentam uma grande variação quer no continente quer nas ilhas dos Açores e Madeira.

Na Figura 1 apresenta-se o zonamento sísmico no continente considerado nos regulamentos de 1958 e 1961, no RSA de 1983 e no Anexo Nacional da NPEN 1998-1 (Eurocódigo 8)

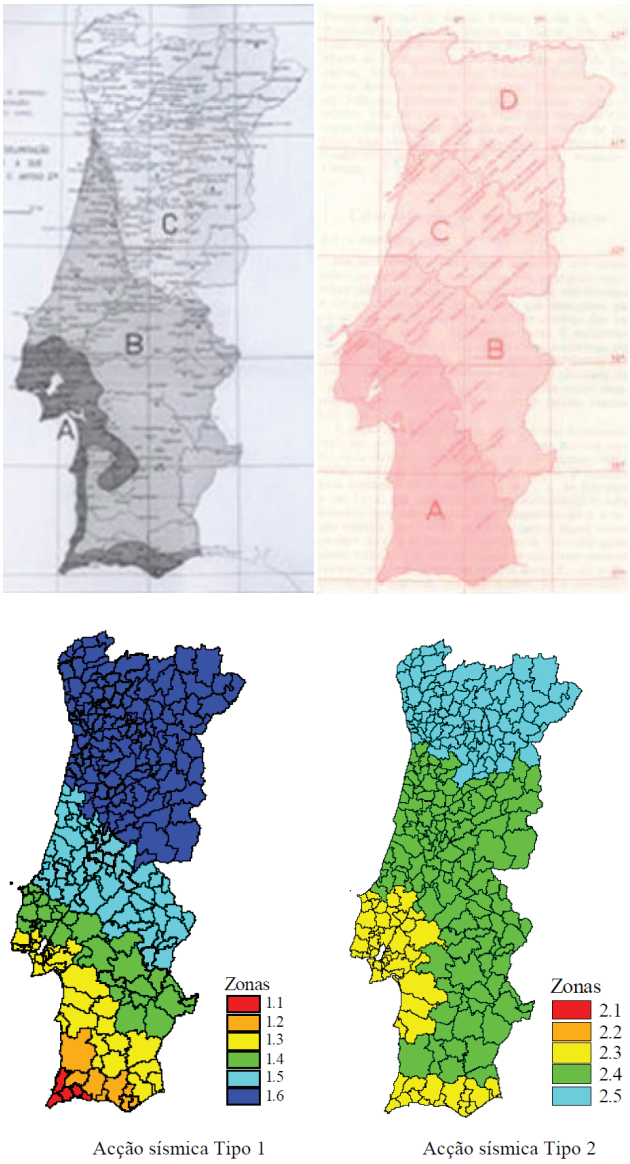

Figura 1 Zonamento Sísmico considerado em 1958/1961, 1983 e 2010 (zonamento diferente para o sismo afastado, agora designado tipo 1, e sismo próximo, agora designado sismo 2)

Nas Figura 2 apresenta-se a comparação, para a região de Lisboa, do coeficiente sísmico equivalente para o RSEP (construções sem elementos não estruturais de travamento), para o RSA (considerando a ação majorada por 1,5 para o ELU, de acordo com este regulamento, para vários tipos de solo e coeficiente de comportamento igual a 2, a título de exemplo) e para o EC8 , para vários tipos de solo, e também para um coeficiente de comportamento igual a 2.

Da análise destes gráficos e tendo em consideração que o período da vibração horizontal (associado à frequência própria) de grande parte das construções varia de 0,5 segundos a 2 segundos fica claro que, com a evolução da regulamentação, a intensidade da ação sísmica de cálculo foi aumentando, em particular para as piores condições de fundação.

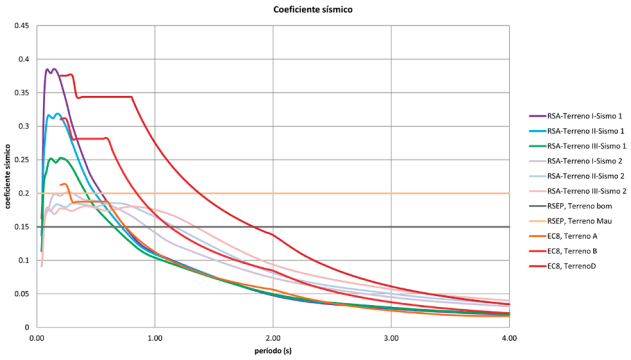

Figura 2 Coeficiente sísmico equivalente para o RSEP, RSA e EC8 na região de Lisboa

Na Figura 3 apresenta-se a relação dos coeficientes sísmicas para os solos EC8 solo tipo A/RSA Solo tipo I (rocha), EC8 tipo B/RSA tipo II e EC8 tipo D/RSA tipo III (solo de fraca consistência).

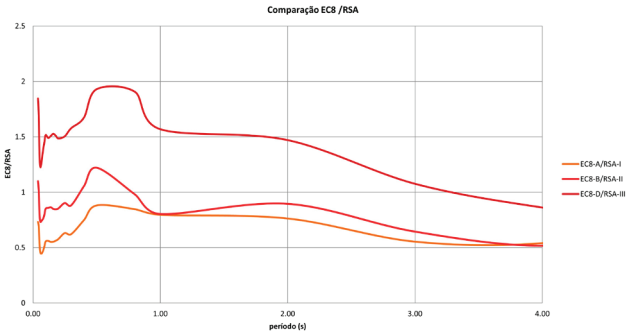

Figura 3 Comparação da ação sísmica na região de Lisboa RSA/EC8

Verifica-se que, na gama corrente de frequências entre 0,5 Hz a 2,0 Hz, existe um agravamento da quantificação da ação sísmica entre o RSA de 1983 e o EC8 de 2010 para solos de fundação de qualidade média a baixa.

Na Figura 4 ilustram-se os espectros de resposta elástica definidos no EC8 para a região de Lisboa, para um coeficiente de importância de 1,0 e um período de vida útil, t_L , de projeto de 50 anos.

A NP EN 1990 introduz, para diversos tipos de construções, o conceito de período de vida útil (ou período de referência t_L) a considerar no projeto (classificação que terá repercussões nos requisitos de durabilidade, definição das ações e níveis de segurança, ...). Durante esse período de referência os requisitos de desempenho regulamentares devem ser satisfeitos.

No quadro seguinte indicam-se os valores de referência do período de vida para diversos tipos de estruturas, introduzindo-se o conceito de categorias para o período de vida (1 a 5).

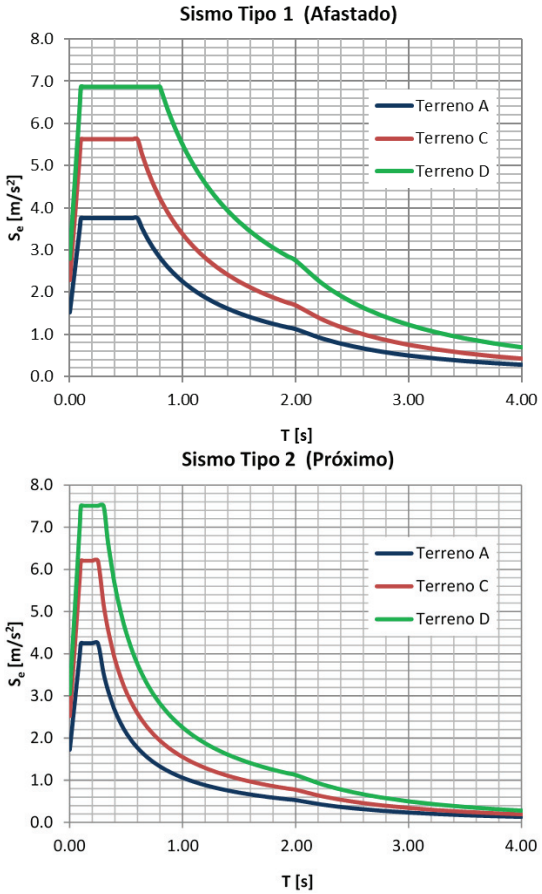

Figura 4 Espectro de resposta elástico definido no Anexo Nacional do EC8 para a região de Lisboa

Quadro 2 Categorias para o período de vida estabelecido na NP EN 1990

Categorias para o período de vida	Valores indicativos do período de vida (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas temporárias (1)
2	10 a 25	Partes estruturais substituíveis (apoios,...)
3	15 a 30	Estruturas para agricultura ou fins similares
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas comuns
5	100	Monumentos, pontes e outras obras públicas e edifícios social ou economicamente muito importantes

(1) Estruturas que podem ser desmontadas para serem reutilizadas não são consideradas temporárias.

A probabilidade p do valor característico de uma ação ser excedida no período de referência t_L está relacionado com o período de retorno T_{RC} pela equação:

$$T_{RC} = \frac{1}{1-(1-p)^{\frac{1}{tL}}}$$

em que T_{RC} é o período entre 2 ocorrências subsequentes em que é excedido o valor característico da ação.

Para p = 0,10 e um período de referência de 50 anos vem T_{RC} = 475 anos (Figura 5).

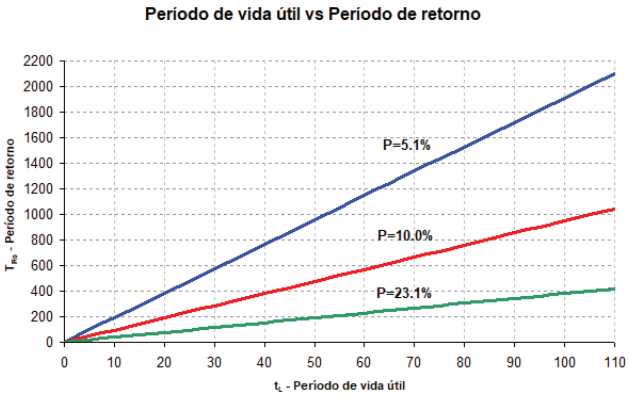

Figura 5 Relação entre o período de retorno e o período de vida útil de projeto para vários valores de p

O EC8 introduz também o conceito de classes de importância I, II, III e IV para edifícios (a que estão associados períodos de via útil de projeto e coeficientes de importância de γ_I de 0,8; 1,0; 1,2 e 1,4) e classes de importância I, II e III para as pontes a que correspondem coeficientes de importância de 0,85; 1,0 e 1,3.

A NP EN 1998-1 estabeleceu no Anexo Nacional, para edifícios, os fatores de importância que deverão afetar a ação sísmica em função das classes de importância não fazendo intervir diretamente o período de vida útil de projeto mas o período de retorno em função do **coeficiente de importância** através da relação.

$$T_{RL} = \frac{T_{Rc}}{\left(\frac{1}{\gamma_I}\right)^3}$$

T_{Rc} = 50 anos e T_{RL} representam o período de retorno associado ao coeficiente de importância γ_I.

Estabelecido o período de retorno T_{RL} a ação sísmica a_g a considerar no projeto deve ser obtida afetando a ação de referência a_{gr} pelos **fatores de importância** γ_i para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, dados por:

$$\gamma_i = \left(\frac{T_{RL}}{T_{RC}}\right)^{\frac{-1}{k}}$$

Em que γ_i representam os fatores de importância para a ação tipo 1 e tipo 2 no continente e para a ação sísmica nos Açores, considerando nesta expressão, respetivamente, k = 1,5; 2,5 e 3,6.

Deste modo foram obtidos na NP EN 1998-1 os fatores de importância a considerar nos edifícios, conforme indicado no quadro seguinte.

Quadro 3 Quadro NA.II – Coeficientes de importância y_i

Classe de imprtância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Da expressão da relação de T_{Rc}, p e T_L conclui-se que para uma ponte relevante com um período de vida de projeto de 100 anos, o período de retorno a considerar para a quantificação da ação sísmica é de 950 anos e os fatores de importância seriam:

γ_1 = 1,59

γ_2 = 1,32

Se adotarmos o procedimento da NP EN 1998-1 para um coeficiente de importância de 1,3 (independentemente do período de vida útil) tem-se T_{RL} = 1044 anos e:

γ_1 = 1,69

γ_2 = 1,37

Importa referir que para além da ação a evolução da engenharia sísmica está associada a importantes alterações ao nível da conceção, verificação segurança e pormenorização das estruturas. A evolução do conhecimento e a experiência recolhida dos danos causados pelos sismos em muitos países mostrou que uma parte significativa das obras antigas não dispõem de uma segurança sísmica satisfatória.

4.3.2 Evolução da conceção e verificação da segurança para a ação sísmica

Como referido, só em 1958 passou a ser exigida regulamentarmente a consideração da segurança sísmica no projeto das construções. Inicialmente apenas associado à resistência dos elementos verticais são, em 1983, introduzidos os modernos conceitos de segurança sísmica com a importância dada à análise dinâmica global da estrutura, à ductilidade e ao dimensionamento por capacidade real. Neste contexto são introduzidas modificações ao nível da pormenorização de armaduras em estruturas de betão, com destaque para a cintagem de pilares e armaduras mínimas.

O projeto sísmico, de acordo com o Eurocódigo 8, deve ser realizado por capacidade real. Esta metodologia tem como objetivo garantir que são os elementos e mecanismos mais dúcteis que acomodam os deslocamentos induzidos pelo sismo. Numa ponte são essencialmente os pilares os elementos onde será possível dissipar energia.

Para garantir um comportamento dúctil deve evitar-se também mobilizar a capacidade última ao esforço transverso nos pilares, sobredimensionando a resistência ao esforço transverso nas zonas críticas das rótulas plásticas. Deve-se também evitar ter os pilares sujeitos a elevados níveis de compressão porque a ductilidade em flexão é significativamente reduzida para elevados níveis de esforço axial reduzido.

De igual modo deve evitar-se ter plastificações nas fundações, dada a dificuldade de inspecionar e efetuar nessas zonas reparações após um sismo intenso e pelas repercussões globais que teria uma rotura ao nível das fundações.

Introduz-se o conceito de requisito de não colapso para sismo intenso e requisito de limitação de danos para um sismo moderado.

São consideradas soluções que limitem os efeitos da ação sísmica nas construções introduzindo dispositivos de dissipação de energia ou introduzindo aparelhos de isolamento entre a fundação e a superestrutura (isolamento de base).

4.3.3 A NP EN 1998: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios, 2017 (a norma europeia data de 2005)

A única norma estrutural de aplicação específica para estruturas existentes em Portugal é a NP EN 1998-3. Esta norma, dirigida para a avaliação e intervenção sísmica em edifícios, apresenta vários aspetos aplicáveis às estruturas em geral.

Esta norma tem como objetivos:

- Estabelecer critérios para a avaliação do desempenho sísmico das estruturas de edifícios existentes;
- Descrever uma abordagem que permita escolher as medidas corretivas;
- Estipular critérios de projeto para as medidas de reabilitação.

De acordo com esta norma a verificação da segurança e intervenção em edifícios existentes pode ser realizada considerando para a ação sísmica valores um pouco inferiores aos especificados para os novos edifícios de acordo com as seguintes indicações:

Em Portugal devem considerar-se os seguintes períodos de retorno para a definição da ação sísmica de referência associada a cada um dos três estados limites indicados em 2.1 (2)P:

- estado limite de colapso iminente (NC): periodo de retorno de 475 anos correspondentes a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos;
- estado limite de danos severos (SD): período de retorno de 308 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos;
- estado limite de limitação de dano (DL): período de retorno de 73 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.

Os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} a adotar para cada um dos três estados limites indicados são obtidos a partir dos valores de a_{gR} indicados no quadro NA.I do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010 multiplicando-os pelos coeficientes indicados no Quadro NA.I.

Quadro 4 Quadro NA.I – Coeficientes para quantificação da ação sísmica em estruturas existentes (Anexo Nacional da NP EN 1998-3)

Estado limite	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2	
		Continente	Açores
De colapso iminente (NC)	1,00	1,00	1,00
De danos severos (SD)	0,75	0,84	0,89
De limitação de dano (DL)	0,29	0,47	0,59

Para os edifícios existentes correntes (classe de importância II) deve ser verificado o Estado Limite Último de danos severos (SD), que corresponde a um período de retorno de 308 anos, ou seja para um nível de ação inferior à exigida para a verificação da segurança ao estado limite último em projetos de edifícios novos, da mesma classe de importância que seria obtida para um período de retorno de 475 anos. Para os edifícios das classes III e IV deve também ser verificado o E.L. de colapso eminente.

Nesta norma definem-se elementos dúcteis e frágeis. Os elementos dúcteis devem ser verificados para a capacidade de deformação; os elementos frágeis devem ser verificados para a resistência.

A metodologia de referência da norma para a verificação da segurança é a abordagem com base nas deformações ao contrário do considerado na EN 1998-1 para projeto de obras novas onde a metodologia de referência é a abordagem com base em forças considerando coeficientes de comportamento.

Estabelecem-se níveis de conhecimento sobre a estrutura existente KL1, KL2 e KL3 (do menor para o maior nível de conhecimento) e os respetivos fatores de confiança CF (1,35; 1,2 e 1,0), conforme já referido anteriormente.

Para determinação das capacidades dos elementos dúcteis e frágeis o valor médio das propriedades dos materiais obtido nos ensaios é dividido pelo fator de confiança. Para determinação dos esforços de dimensionamento dos elementos frágeis a partir das resistências dos elementos dúcteis o valor médio das propriedades dos materiais obtido nos ensaios é multiplicado pelo fator de confiança.

No que se refere à análise adotada na avaliação da segurança sísmica a norma permite adotar a verificação com base em forças considerando um coeficiente de comportamento de 1,5 para as estruturas de betão, alvenaria e madeira e 2,0 para as estruturas metálicas, sem verificações adicionais, independentemente da tipologia de estrutura.

Esta metodologia é muito conservadora e pode conduzir a decisões de intervenção de reforço que seriam dispensáveis fazendo a verificação da segurança pela abordagem com base em deformações.

A avaliação sísmica analítica deverá, sempre que possível, ser aferida com ensaios experimentais de comportamento dinâmico que permitam aferir as frequências e modos de vibração obtidos em modelo analítico. É no entanto de realçar que, em edifícios, a avaliação experimental do comportamento dinâmico é muito

dependente da contribuição dos elementos não estruturais que têm como efeito um aumento significativo da rigidez da estrutura para as condições normais de utilização do edifício.

Nessa norma enunciam-se as várias opções de intervenção para a melhoria do comportamento sísmico.

Em edifícios deve, sempre que possível, reduzir-se a irregularidade estrutural e aumentar-se a ductilidade.

Para as pontes antigas de betão armado uma das intervenções mais usuais é a introdução de dispositivos de dissipação entre o tabuleiro e os encontros e/ou entre o tabuleiro e os pilares. Caso existam pilares curtos a sua ligação ao tabuleiro não deve ser rígida.

A norma apresenta anexos para estruturas de betão, para estruturas metálicas e mistas e para estruturas de alvenaria. Para cada tipo de estrutura apresenta soluções de reforço/aumento de ductilidade e respetivos critérios de dimensionamento adotando o que designamos por método dos coeficientes globais (coeficiente de redução da resistência de elementos reforçados em relação aos valores obtidos em elementos monolíticos com a mesma geometria e armaduras). Para pontes têm particular interesse as disposições dessa norma relativas a pilares de betão armado, como sejam as relativas ao encamisamento de secções com betão, aço ou compósitos (FRP).

Nestas normas dão-se recomendações para os modelos a adotar para estimar a capacidade resistente dos vários elementos estruturais para ação sísmica, para edifícios de betão armado, estruturas metálicas e mistas e edifícios de alvenaria.

O Eurocodigo 8, como todos os outros está em fase avançada de revisão. Em relação à EN 1998-3 foi publicada uma versão em 22/5/2018 (doc. 707 da SC8) e recentemente nova revisão (doc 1059) em 6/5/2021. Nestas novas versões já estão também incluídas as pontes quer na secção de avaliação da segurança quer na secção do dimensionamento das intervenções de reforço sísmico.

Neste contexto referem-se as publicações (24) e (28).

4.3.4 A legislação portuguesa

Em 2019 foram publicados, finalmente, um conjunto de documentos que oficializam a aplicação dos eurocódigos no projeto de novas estruturas de edifícios e nas intervenções em edifícios existentes.

Em 18/7/2019 foi publicado o Dec.Lei 95/2019 que estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios, em articulação com a substituição dos Regulamentos Nacionais pelos Eurocódigos Estruturais e exige a análise da vulnerabilidade sísmica nalgumas intervenções de reabilitação. Este decreto entrou em vigor em Novembro de 2019, requerendo a publicação de despacho normativo e portaria complementares.

Este decreto foi regulamentado em 17/9/2019 pelo Despacho Normativo 21/2019 das Infraestruturas e Habitação e pela Portaria 302/2019.

O despacho Normativo 21/2019 aprovou as condições para a utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios. O período de transição em que ainda é permitida a utilização da regulamentação Portuguesa no projeto de edifícios termina em 17 de Setembro de 2022. Neste despacho apresenta-se a lista dos Eurocódigos a observar na elaboração dos projetos (ver referências neste artigo). Neles se inclui a NP EN 1998:3 dirigida à Avaliação e Reabilitação de Edifícios Existentes.

A Portaria 302/2019 define os termos em que as obras de intervenção em edifícios estão sujeitas à elaboração prévia do relatório de vulnerabilidade sísmica e quando necessário ao projeto de reforço sísmico. Esta Portaria entrou em vigor em 15 de Novembro de 2019.

Para apoio à aplicação desta norma o LNEC coordenou a realização do seguinte conjunto de publicações (que estão disponíveis gratuitamente na RPEE):

"Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado", RPEE nº10 Julho 2019;

"Aspectos gerais da aplicação em Portugal do EC8 Parte 3 Edifícios de alvenaria", RPEE nº 12 Março de 2020;

"Métodos expeditos para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rigidos", RPEE nº14 Nov. 2020;

"Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis", RPEE nº16 Julho 2021.

5 Normas e recomendações para intervenções em estruturas existentes (14), (19)

5.1 Regras gerais

A pr EN 1990-2 inclui um conjunto de recomendações gerais a considerar no projeto de reforço de estruturas. Na secção 6 trata da possível atualização/adaptação das variáveis básicas – geometria da estrutura, ações e propriedades dos materiais. Nas secções 7 e 8 trata da modelação e critérios de verificação da segurança.

Na secção 10 descreve as várias possibilidades de intervenção de reparação e de reforço.

A reparação e o reforço de uma estrutura podem envolver as seguintes soluções:

- Reparação local;
- Reforço de elementos estruturais;
- Introdução de novos elementos (por exemplo paredes, elementos de contraventamento);
- Introdução de pré-esforço exterior;
- Modificação das condições de ligação entre elementos (ligações entre paredes, entre pavimentos e paredes);
- Introdução de sistemas dissipativos ou isolamento de base para o reforço sísmico;
- Redução do peso;
- Proteção geral.

Para uma estrutura reforçada é em geral necessário realizar um modelo de análise global da estrutura incluindo a simulação dos reforços.

5.2 Estruturas de betão (3), (4), (8), (15)

5.2.1 A NP EN 1504

A reabilitação das estruturas de betão está em grande parte enquadrada pela Norma Europeia NP EN 1504 Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade.

Esta norma inclui as seguintes partes:

EN1504-1: Definições;

EN1504-2: Sistemas de proteção superficial do betão;

EN1504-3: Reparação estrutural e não estrutural;

EN1504-4: Colagem estrutural;

EN1504-5: Injeção do betão;

EN1504-6: Ancoragem de armaduras;

EN1504-7: Proteção de armaduras contra a corrosão;

EN1504-8: Controlo de qualidade e avaliação da conformidade;

EN1504-9: Princípios gerais de aplicação de produtos e sistemas;

EN1504-10: Aplicação de produtos e sistemas e controlo da qualidade da execução.

Nestas normas incluem-se alguns conceitos e definições que importa referir. Todos os produtos e sistemas devem estar associados a um adequado desempenho. O desempenho é definido como sendo a capacidade de um produto ou sistema fornecer uma proteção ou reparação efetiva e durável sem efeitos nocivos na estrutura original, nos operários, nos utilizadores e no ambiente.

Assim, um produto deve apresentar um ou mais valores declarados que são documentados pelo produtor para identificação ou para requisito de desempenho.

Os ensaios de identificação, a realizar pelo fornecedor, têm como objetivo verificar um valor declarado da composição do produto ou de uma propriedade do produto ou sistema em termos da consistência de produção.

Os ensaios de desempenho têm como objetivo verificar um valor e uma propriedade requerida do produto ou sistema em termos do seu desempenho (propriedade mecânica, física ou química).

Antes de qualquer intervenção de reabilitação ou reforço há que proceder à avaliação do estado da estrutura e suas condições de segurança. Este processo inicia-se com a realização de uma inspeção preliminar e com a recolha de toda a informação sobre o projeto e sobre a obra. Nessa visita preliminar podem logo ter de tomar-se medidas imediatas, quando necessário, para evitar a queda de objetos e para garantir a segurança da estrutura e sua envolvente.

No que se refere à proteção e reparação das estruturas de betão a Norma EN 1504 estabelece um conjunto de princípios (objetivos) e para cada princípio refere os vários métodos que podem ser utilizados.

Os princípios para a proteção e reabilitação das estruturas de betão são os seguintes:

P1 – Proteção contra o ingresso de agentes agressivos;

P2 – Controlo da humidade no interior do betão;

P3 – Reconstrução do betão;

P4 – Reforço estrutural;

P5 – Aumento da resistência física ou mecânica da superfície do betão;

P6 – Aumento da resistência da superfície do betão ao ataque químico;

P7 – Preservação ou restituição da camada passiva de proteção das armaduras;

P8 – Aumento da resistividade do betão;

P9 – Controlo catódico das armaduras;

P10 – Proteção catódica;

P11 – Controlo das áreas anódicas.

Para cada princípio indicam-se nesta Norma quais os métodos que podem ser aplicados.

5.2.2 A pr EN 1992-1-1 de 9/2/2021 (doc. 2724) – Anexo J

Até à presente data o Eurocódigo 1992-1-1 apenas inclui disposições regulamentares para o reforço com compósitos de fibra de carbono. Para além desta técnica o reforço de uma estrutura de betão pode ser realizado, nomeadamente, com adição de chapas e perfis metálicos, com encamisamento das secções com betão armado ou com adição de pré-esforço exterior.

O Anexo J da pr EN 1992-1-1 (baseado nas recomendações da publicação da fib, referência 16) trata do reforço de estruturas de betão com CFRP (Compósitos de fibra de carbono). Analisa as várias alternativas de reforço – com laminados colados à face (EBR – externally bonded) ou inseridos em rasgos (NSM – near surface mounted), com varões de FRP inseridos em rasgos ou com mantas/tecidos impregnados de resina no elemento a intervencionar.

Na secção J.4 apresentam-se os coeficientes, relativos aos materiais, a adotar na verificação da segurança e na secção J.5 apresentam-se as propriedades mecânicas de cálculo, remetendo para a ISO 10406 a determinação das resistências últimas dos materiais.

Na secção J.8 apresentam-se os modelos de resistência à flexão, corte, punçoamento e compressão e na secção J.11 a verificação da amarração desses reforços.

Refira-se que no anexo Q da pr EN 1992-1-1 são apresentadas as condições de utilização de armaduras de aço inox que podem ser aplicadas em obras novas ou em reforço de estruturas.

5.3 Estruturas metálicas

Para além da proteção superficial do aço (especificada na EN 12944) uma estrutura metálica pode ser reforçada por substituição ou adição de chapas ou perfis metálicos com ligação rebitada, aparafusada ou por soldadura. O pré-esforço exterior é também uma tecnologia aplicável ao reforço de estruturas metálicas (muito utilizada no reforço de pontes metálicas treliçadas).

A modelação e verificação da segurança de uma estrutura reforçada é semelhante ao que é feito para as obras novas.

Não se conhece a inclusão de anexo na pr EN 1993 para as estruturas existentes. A caracterização dos aços existentes depende da época de construção justificando frequentemente a realização de ensaios de provetes extraídos da obra.

5.4 Estruturas de alvenaria (20), (21), (27)

A primeira norma Portuguesa que se refere ao dimensionamento das estruturas de alvenaria é o RPM de 1929, onde se indicam para alguns tipos de alvenaria valores das tensões admissíveis à compressão (4,5 MPa para granito rijo, por exemplo).

O Eurocódigo NP EN 1996-1-1:2010 foi concebido para aplicação em obras novas de alvenaria, no entanto os critérios de verificação de segurança à compressão e corte aí apresentados são uma metodologia aplicável a obras antigas, com as devidas adaptações. O problema está na caracterização dos materiais que apresentam propriedades mecânicas muito diferenciadas, não podendo como no betão e aço estabelecerem-se classes de resistência.

À compressão valores de 1 MPa são usualmente considerados para tensões admissíveis em alvenarias de pedra e tijolo maciço em edifícios, no entanto, face à diversidade de materiais, recomenda-se a realização de ensaios in situ, nomeadamente ensaios com macacos planos, para determinação da resistência e módulo de elasticidade das alvenarias de pedra ou de tijolo.

Para além da consolidação de uma alvenaria de pedra uma das técnicas de reforço mais utilizadas é o encamisamento das paredes com uma ou duas lâminas de betão ou argamassa armada com armaduras metálicas ou armaduras de compósito de fibra de carbono, devidamente ligadas com conectores ou varões atravessantes da parede existente (de preferência com aço inox).

Das intervenções em alvenarias existentes referem-se também o refechamento e injeção de fendas e a interligação de paredes com tirantes.

Não se conhece a inclusão de anexo na pr EN 1996 para as estruturas existentes de alvenaria.

Para edifícios históricos o CIB publicou um Guia para a Reabilitação Estrutural (11).

5.5 Estruturas de madeira (23), (26)

Para além da proteção dos elementos de madeira contra o ataque dos xilógafos uma das técnicas de reforço de pavimentos de madeira é a adição de novas vigas entre as existentes e seu tarugamento. Outra técnica com muito interesse é a ligação de chapas ou perfis metálicos (ou compósitos) e sua interligação com conectores metálicos. Quando necessário poderão os elementos de madeira ser substituídos ou reparados localmente.

O reforço da ligação entre pavimentos e paredes é também intervenção importante na reabilitação de edifícios antigos. A substituição do pavimento de madeira por uma lâmina de betão estabelecendo ligação às vigas é também uma forma eficaz de aumento da rigidez e resistência de um pavimento.

Referências

[1] Appleton, João – Reabilitação de Edifícios Antigos, Edições Orion, 2.ª edição 2011

[2] Appleton, J.; Costa, A. ; França, P. – "*Efeitos Estruturais da Deterioração em Estruturas de Betão Armado*", Encontro Nacional GPBE, FEUP, Porto, 2004

[3] Appleton, J.; Costa, A.; Figueiredo, M.; Santos, M. – "*Reforço Sísmico de Pontes – Soluções Alternativas e Exemplos de Aplicação*", 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica - Sísmica 2007, FEUP, Porto, 2007

[4] Appleton, J. – "*Reforço Sísmico de Estruturas de Betão*", Encontro Nacional GPBE, Guimarães, 2008

[5] Appleton, J.; Costa, A. – "*Efeitos Estruturais das Reacções Alcalis-Sílica nas Estruturas de Betão*", Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, Lisboa, 2010

[6] Appleton, J – "*Estruturas de betão Volumes 1 e 2*", Edições Orion, 2013.

[7] Appleton, J. – Pontes – história da construção e reabilitação, Ordem dos Engenheiros , 2020

[8] CEB Bul. 162 – "*Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading*", 1983

[9] CEB Bul. 243 – "*Strategies for testing and assessment of concrete structures*", 1998

[10] CEB-FIP – "*Model Code 1990*", publicado em 1993

[11] CIB – Guia para a reabilitação de edifícios históricos, tradução S. Pompeu Santos, 2014

[12] Cóias, V. – "*Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos*", Argumentum/ /Gecorpa, 2007

[13] Cóias, V. – "*Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*", IST Press, 2006

[14] DURATINET – Technical Guide "*Maintenance and repair of transport infrastructures*". LNEC 2012

[15] Emmons, P. – "*Concrete Repair and maintenance illustrated*", R.S. Means Company,Inc. 1994

[16] fib bul. 14 – "*External bonded FRP reinforcement for RC structures*", 2001

[17] fib – "*Model Code for Concrete Structures 2010*", Ernst &Sohn, 2013

[18] fib bul 80 "Partial factor methods for existing concrete structures, 2016

[19] Fundiestamo – Guia do Fundo Nacional de reabilitação do Edificado, coordenação Eduardo júlio, 2020

[20] LNEC – "*Regras de Segurança Sísmica de Edifícios de Pequeno Porte em alvenaria Confinada*", 1988

[21] LNEC – "*Construção Anti-sísmica, edifícios de pequeno porte*", 1985

[22] Ordem dos Engenheiros – Simposio sobre a acção dos sismos e sua consideração no cálculo das construções, Nov. 1955

[23] Negrão, J.; Faria, A. – Projeto de estruturas de madeira, Publindústria 2009

[24] Parque Escolar – "*Reforço sísmico de edifícios escolares*", 2011

[25] Santos Silva, A. – "*Degradação do betão por reações alcalis-sílica. Utilização de cinzas volantes e metacaulino para a sua prevenção*", tese de doutoramento em Engenharia Civil, U. Minho, 2005

[26] Saporiti, J. *et. al.* – Avaliação, conservação e reforço de estruturas de madeira, Verlag Doshofer, 2009

[27] Sowden, A.M. – "*The Maintenance of brick and stone masonry structures*", E&F.N. SPON ,1990

[28] SPES/Gecorpa – "*Redução da Vulnerabilidade sísmica do edificado*", OE 2001

Normas Europeias e Normas Nacionais baseadas em normas europeias

Os eurocódigos (EN) são referenciados pela norma portuguesa (NP), quando já publicada, indicando-se no final de cada referência a correspondente norma europeia e data de publicação. Quando não está publicada a correspondente norma portuguesa, é apenas referida a norma europeia.

Não se referem os documentos relativos às erratas (corrigendum) dessas normas. Para obter tal informação poderá ser consultado o sítio (site) do LNEC. Algumas das erratas das normas europeias já foram incorporadas na publicação das correspondentes normas portuguesas.

NP EN 1990:2009 – "Bases para o projecto de estruturas" (EN1990:2002)

EN 1990:2005 – "Annex A2. Application for bridges"

NP EN 1991 Acções em Estruturas (EC1)

NP EN 1991-1-1:2009 Parte 1.1 – "Acções gerais – pesos volúmicos, peso próprio, sobrecargas em edifícios" (EN 1991-1-1:2002)

NP EN 1991-1-2 Parte 1.2:2010 – "Acções em estruturas expostas ao fogo" (EN1991-1-1: 2010).

NP EN 1991-1-3 Parte 1.3:2009 – "Acções da neve" (EN 1991-1-3:2003)

NP EN 1991-1-4 Parte 1.4:2010 – "Acção do vento" (EN 1991-1-4:2005)

NP EN 1991-1-5:2009 Parte 1.5 – "Acções térmicas" (EN 1991-1-5:2003)

EN 1991-1-6:2005 Parte 1.6 – "Actions during execution"

EN 1991-1-7 Parte 1.7:2006 – "Accidental actions"

EN 1991-2 Parte 2:2003 – "Traffic loads on bridges"

NP EN 1992 - Projecto de Estruturas de Betão

NP EN 1992-1-1:2010 – "Regras gerais e regras para edifícios" (EN 1992-1-1:2004)

NP EN 1992-1-2:2010 – "Regras gerais – verificação da resistência ao fogo"(EN 1992-1-2:2004)

EN 1992-2:2005 – "Concrete bridges – design and detailing rules"

Pr EN 1992-4:2016 – "Design of fastenings for use in concrete"

NP EN 1993 – "Projecto de estruturas de aço"

NP EN 1993-1-1:2010 – "Regras gerais e regras para edifícios" (EN 1993-1-1:2005)

NP EN 1993-1-2:2010 – "Regras gerais – verificação da resistência ao fogo"(EN 1993-1-2:2005)

NP EN 1993-1-5:2012 – "Plated structural elements" (EN 1993-1-5:2006)

NP EN 1993-1-8:2010 – "Projecto de ligações " (EN 1993-1-8:2005)

NP EN 1993-1-9:2010 – "Fadiga" (EN 1993-1-9:2005)

NP EN 1993-1-10:2010 – "Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura" (EN 1993-1-10:2005)

EN 1993-2:2006 – "Steel bridges"

NP EN 1994 "Projecto de estruturas mistas aço-betão"

NP EN 1994-1-1:2011 – "Regras gerais e regras para edifícios" (EN 1994-1-1:2004)

NP EN 1994-1-2:2011 – "Regras gerais – verificação da resistência ao fogo"(EN 1992-1-2:2005)

EN 1994-2:2005 – "General rules and rules for bridges"

EN 1995-1-1 :2004 "Design of timber structures. Part 1-1 General-Common rules and rules for buildings

EN 1995-1-2 :2004 "Design of timber structures. Part 1-2 General-Structure fire design

EN 1995-2 :2004 "Design of timber structures. Part- Bridges

NP EN 1996 "Projecto de estruturas de alvenaria"

NP EN 1996-1-1:2010 – "Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada" (EN 1996-1-1:2005)

NP EN 1996-1-2:2015 – "Regras gerais – verificação da resistência ao fogo"(EN 1996-1-2:2005)

EN 1996-2:2006 – "Design considerations, selection of materials and execution of masonry"

NP EN 1997 – "Projecto geotécnico

NP EN 1997-1:2010 – "Regras gerais"(EN 1997-1:2004)

EN 1997-2:2007 – "Ground investigation and testing"

NP EN 1998 – "Projecto de estruturas para resistência aos sismos"

NP EN 1998-1:2010 – " Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios" (EN1998-1:2004)

EN 1998-2:2005 – "Bridges"

NP EN 1998-3:2017 " Avaliação e reabilitação de edifícios" (EN 1998-3:2005)

NP EN 1998-5:2010 – "Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos", (EN1998-5:2004)

Outras Normas Europeias

As normas seguintes são apresentadas por sequência do numero da norma europeia.

NP EN 206:2005 – "Betão – Comportamento, produção, colocação e critério de conformidade "

EN 338:2003 Structural timber. Strength classes

EN 1090-1:2004 – "Steel and aluminium structural components – general delivery conditions"

EN 1090-2:2005 – "Execution of steel structures and aluminium structures-Part2: Technical requirements for the execution of steel structures"

NP EN 1317:2007 – "Sistemas de segurança rodoviária", Partes 1 e 2

EN 1337 - "Structural bearings" Part 1 to 11, 2000 a 2005

NP EN 1504 - "Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão" Partes 1 a 10, 2006 a 2009

EN 1542:2009 – "Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Measurement of bond strength by pull-off"

EN 1766:2000 – "Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods"

NP EN 12504-1:2009 – "Ensaios do betão nas estruturas. Carotes. Extracção, exame e ensaio à compressão"

NP EN 12944 Pates 1 a 8 : 1999 a 2000 – "Protecção anticorrosiva de estruturas de aço por esquemas de pintura"

EN 12696 – "Cathodic Protection of steel in concrete", 2000

NP EN 13670:2011 – "Execução de estruturas de betão" Parte 1: Regras gerais, IPQ,

NP EN 13791:2008 – "Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados"

EN 14038 :2006 Partes 1 e 2 – "Electrochemical realkalinisation and chloride extraction treatments for reinforced concrete"

NP EN 14487:2008 – "Betão projectado. Parte1 Definições, especificações e conformidade"